

**НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ УКРАЇНИ
«КИЇВСЬКИЙ ПОЛІТЕХНІЧНИЙ ІНСТИТУТ
імені ІГОРЯ СІКОРСЬКОГО»**

**Навчально-науковий інститут енергозбереження та енергоменеджменту
Кафедра геоінженерії**

«На правах рукопису»

УДК 622.235

«До захисту допущено»

Завідувач кафедри

Наталя ЗУЄВСЬКА

(підпис)

(власне ім'я, прізвище)

“ ” _____ 2025 р.

Магістерська дисертація

на здобуття ступеня магістра

за освітньо-професійною програмою «Геоінженерія»

зі спеціальності 184 «Гірництво»

**на тему: «Дослідження впливу будівництва нового тунелю на стійкість
нааявного в умовах гірської місцевості»**

Виконав: студент II курсу, групи ГС-41мп

Вилобков Дмитро Андрійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

(підпис)

Науковий керівник проф., д.т.н., доц. Фролов О.О.

(посада, науковий ступінь, вчене звання, прізвище та ініціали)

(підпис)

Рецензент _____

(посада, науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

(підпис)

Засвідчую, що у цій магістерській
дисертації немає запозичень з праць
інших авторів без відповідних посилань
Студент _____

(підпис)

Київ – 2025 року

Національний технічний університет України
«Київський політехнічний інститут
імені Ігоря Сікорського»
Навчально-науковий інститут енергозбереження та енергоменеджменту
Кафедра геоінженерії

Рівень вищої освіти – другий (магістерський)
Спеціальність 184 «Гірництво»
Освітньо-професійна програма «Геоінженерія»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувачка кафедри
_____ Наталя ЗУЄВСЬКА
(підпис) (власне ім'я, прізвище)
«__» _____ 2025 р.

ЗАВДАННЯ
на магістерську дисертацію студента
Вилобкова Дмитра Андрійовича

1. Тема дисертації: «Дослідження впливу будівництва нового тунелю на стійкість наявного в умовах гірської місцевості», науковий керівник: Фролов О. О., д.т.н., доц., затверджені наказом по університету від «03» листопада 2025 р. №4749-с.
2. Строк подання студентом дисертації 16 грудня 2025 року
3. Об'єкт дослідження: процес впливу сейсмічних хвиль вибуху на існуючий залізничний тунель
4. Вихідні дані: Проект організації будівництва «Будівництво Бескидського тунелю», робоча документація автоматизованої системи контролю напружено-деформованого стану існуючого Бескидського тунелю, Заключення за результатами інструментальних вимірів інтенсивності сейсмічних коливань опалубки в експлуатованому тунелі.
5. Перелік завдань, які потрібно розробити: проаналізувати шкідливі наслідки, що виникають під час буропідривного способу проходки тунелів та визначити способи і засоби боротьби з ними; дослідити вплив технологічних параметрів підривних робіт на формування та інтенсивність сейсмічних хвиль, що

утворюються при вибуху; визначити комплекс організаційних і технічних заходів, спрямованих на безпечність виконання прохідницьких робіт буропідливним способом при спорудженні тунелю; запропонувати основні положення стартап-проекту з удосконалення технології проходки залізничного тунелю.

6. Орієнтовний перелік графічного (ілюстративного) матеріалу: негативні наслідки буропідливної технології при проходці тунелю, топографічний план території розташування залізничного тунелю, інженерно-геологічний розріз місця будівництва тунелю, конструктивні та технологічні зображення будівництва тунелю, паспорт буропідливних робіт, результати вимірювань коливань обробки існуючого тунелю.

7. Орієнтовний перелік публікацій:

1) Вилобков Д.А. Дослідження впливу додаткового навантаження на забезпечення стійкості укосу гірського масиву / М.В. Дзьоба, Д.А. Вилобков, О.О. Фролов // Тези Всеукраїнської науково-практичної онлайн-конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених, присвяченої Дню науки. – м. Житомир: «Житомирська політехніка», 12–17 травня 2025 р. – С. 156-157.

2) Вилобков Д.А. Дослідження впливу сейсмічних коливань при проведенні вибухових робіт на стійкість діючого тунелю / Д.А. Вилобков, О.О. Фролов // Тези III Всеукраїнської науково-практичної конференції «Сучасні проблеми гірництва та будівництва», 20 листопада 20245 року. Житомир: Житомирська політехніка, 2025.

8. Консультанти розділів дисертації*

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розробка стартап-проекту	Шевчук Н. А., к.т.н., доцент		

9. Дата видачі завдання _____

* Консультантом не може бути зазначено наукового керівника

Календарний план

№ з/п	Назва етапів виконання магістерської дисертації	Термін виконання етапів магістерської дисертації	Примітка
1.	Аналіз досліджень щодо впливу негативних чинників на гірський масив	27.10.25 – 05.11.25	виконано
2.	Встановлення оптимальних параметрів вибухових робіт при спорудженні залізничного тунелю з метою забезпечення стійкості поруч розташованого	06.11.25 – 09.11.25	виконано
3.	Дослідження впливу сейсмічних коливань від дії вибуху на кріплення поруч розташованого тунелю	10.11.25 – 23.11.25	виконано
4.	Охорона праці і безпека в надзвичайних ситуаціях	24.11.25 – 30.11.25	виконано
5.	Розробка стартап-проекту щодо удосконалення технології проходки залізничного тунелю	01.12.25 – 16.12.25	виконано

Студент

(підпис)

Дмитро ВИЛОБКОВ

(власне ім'я, прізвище)

Науковий керівник дисертації

(підпис)

Олександр ФРОЛОВ

(власне ім'я, прізвище)

РЕФЕРАТ

Магістерська дисертація Вилобкова Дмитра Андрійовича зі спеціальності 184 «Гірництво» виконана на тему: «Дослідження впливу будівництва нового тунелю на стійкість наявного в умовах гірської місцевості».

Дисертація складається з 115 сторінок тексту пояснювальної записки, 23 рисунків, 15 таблиць, 26 джерел за переліком посилань.

Мета роботи полягає в дослідженні впливу спорудження нового тунелю на стійкість наявного та встановленні оптимальних параметрів буропідливної технології його проходки. Для досягнення поставленої мети в роботі використано наступні методи досліджень: комплексний аналіз і наукове узагальнення досліджень у сфері сейсмічного ефекту вибухових робіт; аналітичний метод розрахунку безпечних параметрів буропідливних робіт; метод експериментальних досліджень у виробничих умовах з визначенням параметрів сейсмічних хвиль при вибуху одиночних і групи шпурових зарядів; також сучасні методи обробки результатів експериментальних досліджень.

В даній магістерській роботі було досліджено вплив технологічних параметрів підливних робіт на формування та інтенсивність сейсмічних хвиль, що утворюються при вибуху, визначено комплекс організаційних і технічних заходів, спрямованих на безпечність виконання прохідницьких робіт буропідливним способом при спорудженні тунелю, а також рекомендована методика контролю і коригування технології проведення буровибухових робіт при використанні сучасного вимірювального обладнання.

Ключові слова: вибух, сейсмічна хвиля, буропідливна технологія, будівництво тунелю, стійкість гірничих виробок, інтенсивність сейсмічних коливань, параметри буропідливних робіт.

ABSTRACT

Dmitry Andreevich Vylobkov's master's thesis in the field of 184 “Mining” is on the topic: “Study of the impact of the construction of a new tunnel on the stability of the existing one in mountainous terrain.”

The thesis consists of 115 pages of explanatory notes, 23 figures, 15 tables, and 26 sources in the list of references.

The purpose of the work is to study the impact of the construction of a new tunnel on the stability of the existing one and to establish the optimal parameters for the drilling and blasting technology used in its construction. To achieve this goal, the following research methods were used: comprehensive analysis and scientific generalization of studies in the field of the seismic effect of blasting operations; analytical method for calculating the safe parameters of drilling and blasting operations; method of experimental research in production conditions with the determination of seismic wave parameters during the explosion of single and group borehole charges; as well as modern methods of processing the results of experimental research.

This master's thesis investigated the influence of the technological parameters of blasting operations on the formation and intensity of seismic waves generated during an explosion, defined a set of organizational and technical measures aimed at ensuring the safety of drilling and blasting operations during tunnel construction, and a methodology for monitoring and adjusting drilling and blasting technology using modern measuring equipment is recommended.

Keywords: explosion, seismic wave, drilling and blasting technology, tunnel construction, stability of mine workings, seismic vibration intensity, parameters of drilling and blasting operations.

ЗМІСТ

ВСТУП	11
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ ЩОДО ВПЛИВУ НЕГАТИВНИХ ЧИННИКІВ НА ГІРСЬКИЙ МАСИВ	13
1.1. Дослідження негативних чинників, що виникають при виконанні буропідричних робіт в гірських масивах	13
1.2. Дослідження сейсмічного впливу вибухів на об'єкти, які потребують захисту	21
1.3. Аналіз існуючих критеріїв оцінки сейсмічної дії вибуху в гірських масивах	32
1.4. Висновки до розділу 1	37
РОЗДІЛ 2. ВСТАНОВЛЕННЯ ОПТИМАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ ВИБУХОВИХ РОБІТ ПРИ СПОРУДЖЕННІ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТУНЕЛЮ З МЕТОЮ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ПОРУЧ РОЗТАШОВАНОГО	38
2.1. Загальні положення для визначення сейсдобезпечних умов при виконанні буропідричних робіт	38
2.2. Природні умови та початкові дані щодо спорудження Бескидського залізничного тунелю	40
2.2.1. Загальна характеристика умов спорудження нового залізничного тунелю.	40
2.2.2. Інженерно-геологічні умови будівництва Бескидського залізничного тунелю.	42
2.3. Загальний опис району будівництва та характеристика будівельного майданчика.....	52
2.4. Розробка протисейсмічних заходів	58
2.5. Підпірні стіни, припортальні будівлі та споруди	61
2.6. Обґрунтування вибору параметрів технологічної схеми при спорудженні залізничного тунелю	66
2.7. Розрахунок параметрів буропідричних робіт.....	69

2.8. Паспорт буропідричних робіт.....	73
2.9. Висновки до розділу 2	77
РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ СЕЙСМІЧНИХ КОЛИВАНЬ ВІД ДІЇ ВИБУХУ НА КРІПЛЕННЯ ПОРУЧ РОЗТАШОВАНОГО ТУНЕЛЮ.....	78
3.1. Умови проведення експериментальних досліджень	78
3.2. Методика проведення дослідження	79
3.3. Характеристика автоматизованої системи контролю напружено- деформаційного стану існуючого Бескидського тунелю.....	83
3.4. Вимірювання параметрів сейсмовибухових хвиль від масових вибухів	86
3.5. Висновки до розділу 3	93
РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ І БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	94
4.1. Запобігання небезпечним і шкідливим факторам при вибухових роботах.....	94
4.1.1. Поводження із засобами ініціювання при вибухових роботах.	94
4.1.2. Вимоги щодо поведінки з вибуховими матеріалами.....	96
4.2. Заходи щодо зниження шуму і вібрації в технологічних процесах....	96
4.3. Заходи боротьби зі шкідливою дією пилу.....	97
4.4. Безпека в надзвичайних та аварійних ситуаціях	98
4.5. Висновки до розділу 4	101
РОЗДІЛ 5. РОЗРОБКА СТАРТАП-ПРОЕКТУ ЩОДО УДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ПРОХОДКИ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТУНЕЛЮ.....	102
5.1. Мета і етапи впровадження стартап-проекту.....	102
5.2. Обґрунтування актуальності та новизни інноваційної ідеї стартап- проекту	103
5.3. Аналіз стартап-проекту щодо конкурентного середовища	104
5.4. Обґрунтування забезпечення пропонованого стартап-проекту ресурсами	105
5.5. Основні напрямки діяльності та головні партнери	105

5.6. Потенційні споживачі стартап-проекту	106
5.7. Канали збуту пропонованого стартап-проекту	108
5.8. Бізнес-модель стартап-проекту впровадження технології	109
5.9. Висновки до розділу 5	111
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	112
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....	114

ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ, УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ І ТЕРМІНІВ

ВР – вибухова речовина;

БПР – буропідбивні роботи;

ПВ – продукти вибуху;

УПХ – ударна повітряна хвиля;

ЕД – електродетонатор;

ДШ – детонаційний шнур;

НСІ – неелектричні системи ініціювання;

МВ – масовий вибух;

ІГЕ – інженерно-геологічні елементи;

ДВГРС – державна воєнізована гірничорятувальна служба;

ПЛА – план ліквідації аварій;

ПК – пожежна команда.

ВСТУП

Останнім часом в Україні проведені роботи з модернізації наявних і спорудження нових транспортних комунікацій, зокрема залізничних тунелів. Головна мета такого будівництва полягає у підвищенні пропускної спроможності транспортної мережі.

Основним способом руйнування гірських порід під час проходки є використання вибухової технології. Попри значні переваги цього методу, зокрема – мобільність, швидке виконання робіт і помірні витрати, його застосування має певні недоліки. Зокрема, вибухи можуть негативно впливати на конструкції діючих транспортних тунелів, викликаючи деформації або навіть пошкодження, що, своєю чергою, знижує рівень безпеки руху залізничного і автомобільного транспорту.

Проблему безпеки інженерних споруд найчастіше вирішують шляхом регулювання маси зарядів вибухових речовин (ВР), які підриваються одночасно. Проте більшість існуючих методик розрахунку параметрів буропідричних робіт (БПР) орієнтовані на безпечні умови дотримання дальньої межі сейсмічної зони. Насправді ж відстань між новими та вже експлуатованими тунелями часто відповідає ближній сейсмічній зоні – приблизно 120-150 радіусів заряду, що може перевищувати фактичну відстань між виробками (30–50 м).

Тому під час визначення параметрів буропідричних робіт, які мають гарантувати безпечну експлуатацію існуючих тунелів, необхідно враховувати технологічні особливості прохідницьких процесів.

Мета роботи – дослідити вплив спорудження нового тунелю на стійкість наявного та встановити оптимальні параметри буропідричної технології його проходки.

Основні завдання:

- проаналізувати шкідливі наслідки, що виникають під час буропідричного способу проходки тунелів та визначити способи боротьби з ними;

- дослідити вплив технологічних параметрів підривних робіт на формування та інтенсивність сейсмічних хвиль, що утворюються при вибуху;
- визначити комплекс організаційних і технічних заходів, спрямованих на безпечність виконання прохідницьких робіт буропідривним способом при спорудженні тунелю;
- запропонувати основні положення стартап-проекту з удосконалення технології проходки залізничного тунелю.

Методи досліджень. Робота виконана з використанням системного підходу, що включає комплексний аналіз і наукове узагальнення досліджень у сфері сейсмічного ефекту вибухових робіт, аналітичний метод розрахунку безпечних параметрів буропідривних робіт, метод експериментальних досліджень у виробничих умовах з визначенням параметрів сейсмічних хвиль при вибуху одиночних і групи шпурових зарядів, а також сучасні методи обробки результатів експериментальних досліджень.

Обсяг і структура роботи. Дисертаційна робота викладена на 115 сторінках тексту, містить п'ять розділів, вступ, загальні висновки, список використаної літератури з 26 найменувань, а також 23 рисунків і 15 таблиць.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ ЩОДО ВПЛИВУ НЕГАТИВНИХ ЧИННИКІВ НА ГІРСЬКИЙ МАСИВ

1.1. Дослідження негативних чинників, що виникають при виконанні буропідричних робіт в гірських масивах

Розвиток транспортної інфраструктури, зокрема спорудження автомобільних і залізничних тунелів, належить до пріоритетних напрямів модернізації нашої країни. Складний рельєф територій, де проводиться будівництво чи реконструкція тунелів, а також специфічні гірничо-геологічні умови зумовлюють необхідність використання, в окремих випадках, буропідричної технології проходки.

Попри низку переваг цього методу – мобільність, високу швидкість виконання робіт та незначні витрати – його застосування має і негативні сторони, пов'язані, перш за все, з впливом на масив гірських порід та розташовані поблизу об'єкти [1].

Під час вибуху енергія вибухових речовин (ВР) за дуже короткий проміжок часу переходить у кінетичну форму. Її джерелом є газоподібні продукти вибуху (ПВ), які при розширенні здійснюють механічну роботу й породжують у навколишньому середовищі хвилі різного типу [1].

Тривалість процесу детонації для більшості свердловинних і шпурових зарядів як правило не перевищує 3 мілісекунд, що пов'язано зі швидкістю хімічного розкладу вибухових речовин. Тиск газоподібних продуктів вибуху в зарядній порожнині зазвичай у два рази нижчий за тиск детонації, але може досягати десятків тисяч мегапаскалів.

Розширюючись, сильно стиснуті та розігріті продукти вибуху виконують значну механічну роботу – вони витісняють навколишнє тверде середовище, порушують його цілісність, спричиняють переміщення та подрібнення гірських порід.

У момент удару продуктів вибуху (ПВ) об стінки зарядних камер у породі починає формуватися й поширюватися хвиля збурень. Безпосередньо поблизу зарядної камери це є ударна хвиля. Проте, за оцінками вчених, зона дії ударних хвиль під час вибуху хімічних вибухових речовин у твердому середовищі є відносно малою. Вже на незначній відстані від подовженого заряду ударна хвиля переходить у пружно-пластичну хвилю стиснення з більш плавним фронтом, довшою тривалістю та нижчою швидкістю поширення, ніж у початкової ударної хвилі [2].

Пружно-пластична хвиля стиснення, залежно від механічних властивостей гірської породи, може викликати або крихке, або пластичне руйнування. Радіус поширення пружно-пластичних хвиль перевищує радіус заряду в декілька десятків разів.

По мірі подальшого зниження тиску під час поширення хвиль вони поступово перетворюються на пружні, що не викликають залишкових деформацій середовища та розповсюджуються з постійною швидкістю, визначеною фізичними властивостями гірських порід і типом хвиль напружень (подовжні, поперечні тощо) [2].

Коли вибух промислового заряду ВР здійснюється поблизу земної поверхні, хвильове поле вибуху ускладнюється через появу відбитих хвиль. Вони формують напруження, протилежні за напрямком до прямих хвиль. Оскільки гірські породи гірше витримують розтягування, ніж стиснення, то відбиті хвилі можуть спричиняти руйнування на значно більших відстанях від заряду, ніж прямі.

Частка енергії вибуху, яка передається хвилями напружень в гірський масив, збільшується зі зростанням акустичної жорсткості породи. Зокрема, вважається, що сам вибух – це процес надзвичайно швидкого адіабатичного розширення продуктів детонації, під час якого теплова енергія миттєво перетворюється на механічну роботу, здатну руйнувати й переміщувати навколишнє середовище [3]

Кількість механічної роботи, що виконується під час вибуху, зазвичай становить близько 60...70 % від загальної потенційної енергії вибухових речовин, проте коефіцієнт корисної дії самого процесу дії вибуху рідко перевищує 15 %.

Енергетичний баланс під час вибуху заряду ВР умовно подано на рис. 1.1 у вигляді потокової схеми. У реальних умовах частка енергії, що переходить у корисну механічну роботу, значно менша від повної потенційної енергії вибухових речовин через наявність різноманітних втрат.

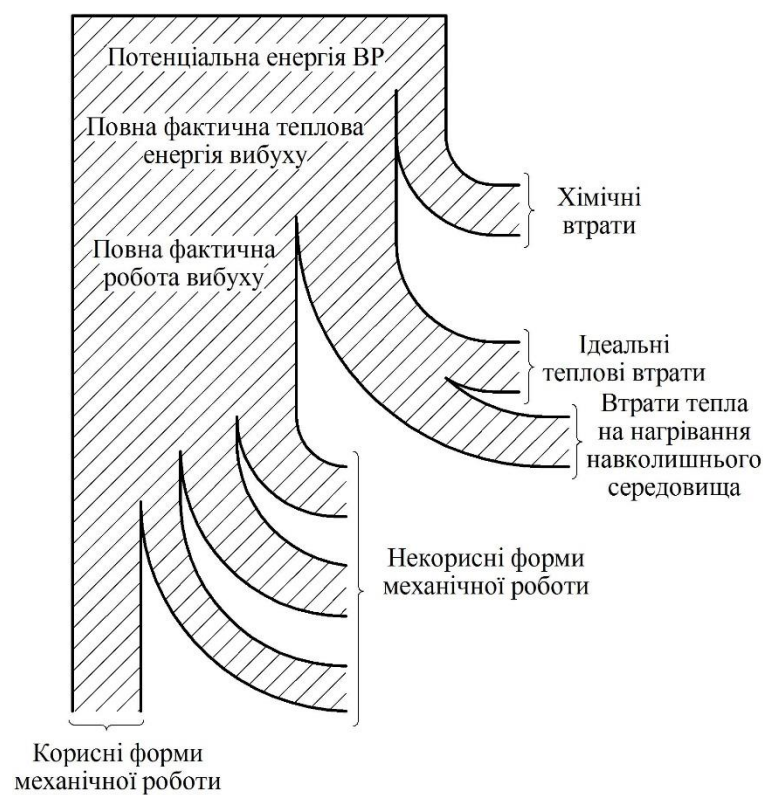


Рис. 1.1. Схема балансу енергії вибуху (за А.Ф. Беляєвим)

Енергія, що вивільняється під час детонації заряду вибухових речовин, після відкидання хімічних та теплових втрат, переходить у різні форми механічної роботи, такі як – корисні і побічні [3]. Корисна частина цієї енергії проявляється:

- у вигляді інтенсивного зминання гірських порід, розташованих безпосередньо біля заряду;

- у процесах стиснення та пластичної деформації;
- у подрібненні породи поблизу відкритої поверхні;
- у дробленні масиву гірських порід навколо зарядної камери;
- у переміщенні зруйнованого матеріалу на певну відстань із подальшим утворенням виїмки або кумулятивної порожнини.

Помітна частина енергії вибуху витрачається на небажані або шкідливі форми роботи. Це, зокрема, викид у навколишнє середовище газоподібних продуктів детонації, хаотичний розліт уламків породи, а також утворення повітряних і сейсмічних хвиль [4].

На основі аналізу цих явищ була розроблена класифікація негативних наслідків використання буропідривної технології для оточуючого середовища та здоров'я людини (рис. 1.2).

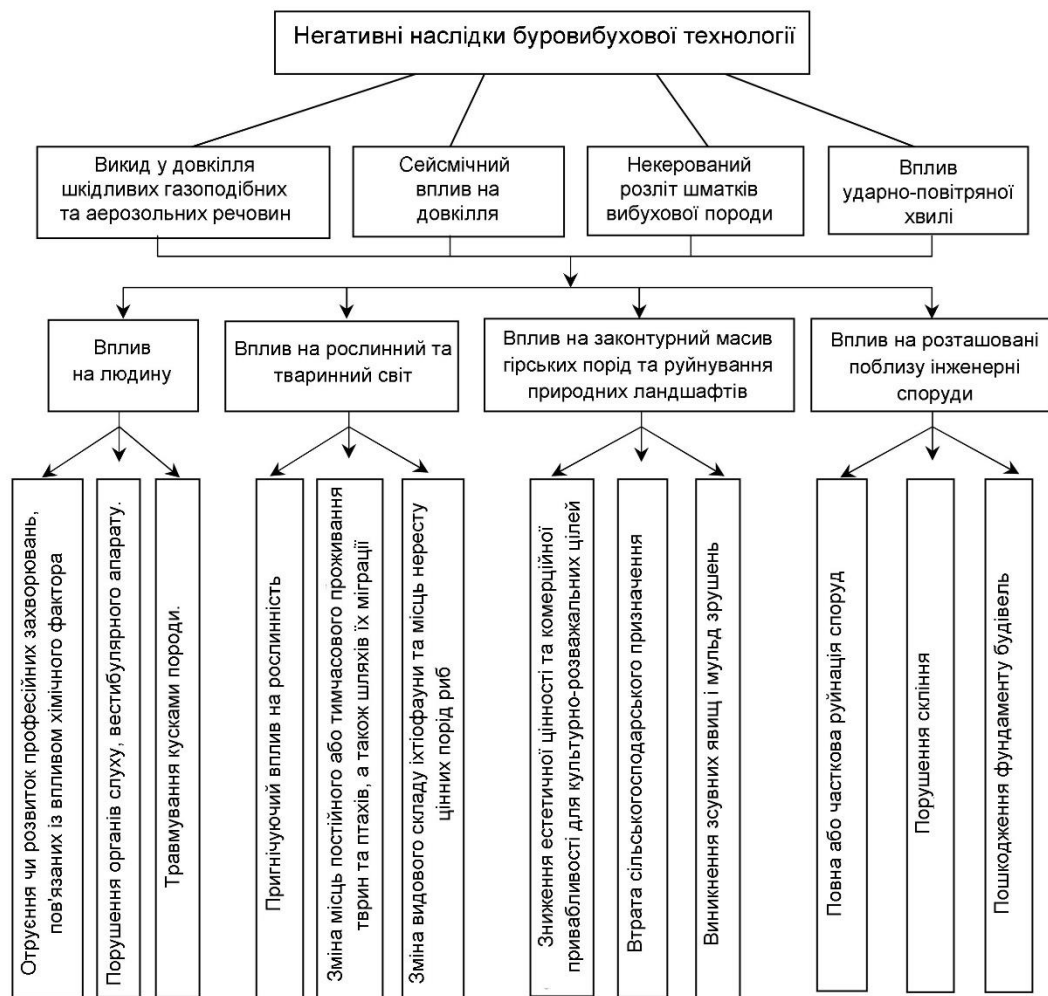


Рис. 1.2. Негативні наслідки буропідривної технології при проходці тунелю

Відповідно до цієї класифікації, основні шкідливі ефекти, що виникають під час будівництва тунелів із застосуванням вибухових робіт, включають:

- потрапляння в атмосферу шкідливих газів і аерозолів;
- неконтрольований розліт фрагментів вибухнутої породи;
- формування ударно-повітряної хвилі;
- генерацію сейсмовибухової хвилі.

Проте детальний аналіз кожного з негативних наслідків буропідливних робіт дає змогу зробити висновок, що більшість із них, за винятком сейсмовибухової хвилі, можуть бути обмежені або навіть повністю усунуті шляхом застосування відповідних інженерних заходів. Наприклад, кількість пилу, що потрапляє в атмосферу, можна зменшити за рахунок збільшення глибини неактивної верхньої частини свердловини при незмінній питомій витраті вибухових речовин. Це пояснюється тим, що слабке руйнування гирла свердловини на початковому етапі вибуху затримує вихід газів, знижуючи тим самим інтенсивність пиловиділення.

Крім того, спостерігається зменшення кількості пилу у 1,5...2,5 рази під час вибухів у свердловинах, що містять воду на глибині 0,5...13,5 м. Для зменшення викидів шкідливих газоподібних продуктів вибуху використовують вибухові речовини з нульовим або майже нульовим кисневим балансом [4, 5].

Неконтрольований розліт уламків зруйнованої вибухом гірської породи залежить від низки чинників, серед яких: глибина розташування заряду, параметри вибухових робіт (лінія найменшого опору, маса заряду, довжина, тип і якість набійки, відстань між зарядами, які підриваються одночасно), точність дотримання проєктних параметрів, гранулометричний склад матеріалу, рельєф місцевості, а також швидкість вітру. Через значну кількість факторів, що впливають на процес, радіус розльоту уламків розглядають як випадкову величину, значення якої мають імовірнісний характер.

Згідно з Єдиними правилами безпеки, для зосереджених зарядів викиду та скидання наведено орієнтовні значення радіуса небезпечної зони, у межах якої можливий розліт окремих шматків підірваної гірничої маси.

Процеси дроблення породи, згідно з поглядом більшості вчених, визначаються не лише природною тріщинуватістю гірського масиву, а й хвильовими ефектами, що відбуваються до фази газового прискорення, розкриттям тріщин у процесі руху середовища та руйнуванням уламків при їх зіткненнях у польоті або під час падіння [5].

Відомо, що за відсутності опору повітря радіус розльоту ґрунту прямо пропорційний квадрату початкової швидкості частинок. При цьому опір повітря, який також зростає пропорційно квадрату швидкості, має враховуватись особливо при великих швидкостях руху уламків. Кількісну оцінку впливу повітряного опору можна отримати за допомогою балістичних таблиць, у яких наведено параметри руху частинок різного розміру за різних початкових швидкостей та кутів вильоту.

Під час проходки гірничих виробок питання неконтрольованого розльоту уламків зруйнованої породи, як правило, технічно вирішується шляхом використання захисних укриттів при підриванні.

Ударно-повітряні хвилі, що утворюються внаслідок вибухів, становлять небезпеку як для людей, так і для різних елементів інфраструктури – передусім для віконних систем будівель, диспетчерських пунктів, щитів автоматики та іншого обладнання.

Ударна повітряна хвиля (УПХ) – це зона стиснення, у межах якої відбувається різкий стрибок тиску, щільності та температури. Вона поширюється в незбуреному повітрі з надзвуковою швидкістю.

Коли вибух відбувається у відкритому повітряному просторі, в обмеженому об'ємі миттєво вивільняється значна кількість енергії. Це спричиняє локальне підвищення температури і тиску продуктів детонації. Газоподібні продукти вибуху різко стискають навколишнє повітря, унаслідок чого

формується ударна хвиля, яка на початковому етапі рухається з тією ж швидкістю, що й продукти вибуху.

На початку процесу швидкість розльоту вибухових газів наближається до швидкості детонації вибухової речовини, що зумовлює їхній спільний рух із ударною повітряною хвилею. З часом продукти вибуху розширюються, охоплюючи дедалі більший об'єм повітря. Через це швидкість їх руху поступово зменшується, і хвиля відокремлюється від газової маси. Надалі УПХ, маючи високу початкову швидкість, продовжує поширюватися самостійно, використовуючи кінетичну енергію, отриману від продуктів вибуху.

Після того як ударна повітряна хвиля відділяється від продуктів вибуху, між фронтом хвилі та газовою масою формується зона зниженого тиску, де значення тиску поступово падає до атмосферного рівня, а іноді й нижче, тобто утворюється так звана «зона розрідження». У середині самої ударної хвилі, через незворотність процесу стиснення, частина енергії розсіюється, і механічна енергія переходить у теплову. У результаті цього спостерігається зниження її інтенсивності [5].

Додаткове ослаблення ударної повітряної хвилі відбувається через збільшення маси повітря, яку хвиля захоплює під час поширення в просторі. З часом ударна хвиля поступово втрачає енергію, загасає і зрештою трансформується у звукову хвилю.

Зміна тиску УПХ у часі схематично наведено на рис. 1.3.

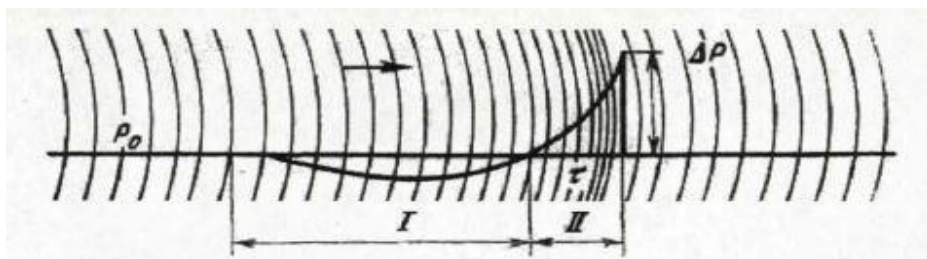


Рис. 1.3. Зміна тиску за фронтом ударної повітряної хвилі: I — область розрідження; II — область стиснення

Швидкість переміщення повітря у зоні стиснення визначається значенням тиску, а саме чим вищий тиск, тим інтенсивніше рухається хвиля. Таким чином, передній фронт хвилі, де спостерігається максимальний тиск, розповсюджується з найбільшою швидкістю. На межі між областями стиснення та розрідження, де тиск повітря зрівнюється з атмосферним, швидкість руху газу знижується до нуля.

Проміжок часу, протягом якого зберігається дія надлишкового тиску, називають тривалістю впливу ударної повітряної хвилі.

Теорія ударних хвиль встановлює низку співвідношень між параметрами хвилі, які спостерігаються на їх фронті. Межі зони, небезпечної через УПХ, визначаються індивідуально для кожного випадку вибуху з урахуванням можливих напрямків поширення хвилі та впливу потоку свіжого повітря. Згідно з оцінками вчених, у ближній зоні вирішальним для ушкоджень захищених об'єктів є імпульс позитивної фази надлишкового тиску, тоді як у дальній зоні – максимальне значення цього надлишкового тиску.

Витрати енергії на утворення УПХ залежать від властивостей ВР і порід, що руйнуються. Для зменшення енергетичних втрат на створення УПХ у слабоакустично жорстких і сильнотріщинуватих породах найбільш доцільними є малопотужні ВР із набійкою. У міцних породах менші витрати на УПХ дають ВР із вищою питомою енергією. Зменшення щільності заряджання шпурів також сприяє зниженню інтенсивності УПХ [2, 5].

Зменшити енергію, що йде на формування УПХ, можна застосуванням різних типів набійки, зворотної ініціації подовжених зарядів та загороджувальних конструкцій.

Ще одним важливим негативним фактором, виділеним у класифікації, є поява сейсмовибухових хвиль. Як вже зазначалося, цей аспект дії вибуху не піддається регулюванню за допомогою інженерних заходів.

Сейсмічна дія є одним із побічних наслідків вибуху. Після детонації в зоні, що оточує заряд вибухової речовини, частинки гірського масиву починають коливатися, і ці рухи розповсюджуються у всіх напрямках від епіцентру вибуху.

У кожній конкретній точці тривалість цього руху обмежена в часі, а зі збільшенням відстані від осередку вибуху інтенсивність коливань поступово зменшується.

Під час вибуху частини будівель, споруд і масивів порід, що знаходяться поблизу епіцентру, залучаються в рух разом із масивом, який слугує їх основою. Проте як споруди, так і гірський масив загалом прагнуть зберегти стан рівноваги та чинять опір переміщенням своїх окремих частин. Унаслідок цього в елементах будівельних конструкцій і масивах гірських порід виникають внутрішні напруження, які можуть стати причиною їх певної деформації і руйнування.

Варто зазначити, що такий механізм впливу сейсмовибухових хвиль не є єдиним. Наприклад, хвиля, що несе певну кількість енергії, поширюючись у середовищі, може безпосередньо створювати в породі напруження, які спричиняють утворення тріщин.

Підвищення ефективності вибухових робіт часто досягається шляхом збільшення їх масштабів, однак це призводить до підвищення інтенсивності сейсмовибухових хвиль, які нерідко досягають критичних значень для розташованих поруч споруд. Такі обставини змушують обмежувати обсяги вибухових робіт або навіть тимчасово припиняти їх проведення поблизу об'єктів, що охороняються, що негативно впливає на техніко-економічні показники [4].

У зв'язку з цим достовірне визначення рівня сейсмічного впливу набуває особливо важливого значення.

1.2. Дослідження сейсмічного впливу вибухів на об'єкти, які потребують захисту

Загальновизнаним показником, що характеризує сейсмічний вплив вибухів на об'єкти, які потребують захисту, є гранично допустима швидкість коливань у хвилі, яка має найбільшу інтенсивність. Варто зазначити, що числові значення цього параметра загалом відповідають міжнародним стандартам.

В Україні гранично допустима швидкість коливань для промислових і цивільних споруд становить у середньому від 1 до 12 см/с, тоді як у США рівень безпечної сейсмічної енергії, прийнятий як критерій, відповідає допустимим швидкостям у межах 3-12 см/с [6]. При цьому розрізняють два основні підходи до визначення критеріїв безпеки:

- в Україні використовуються показники векторної швидкості U та швидкості за трьома складовими;
- у Сполучених штатах Америки – векторна енергія W і енергія за трьома компонентами.

Векторну швидкість і енергію, як правило, визначають:

$$\begin{aligned} U &= \sqrt{U^2x + U^2y + U^2z} \\ W &= \sqrt{W^2x + W^2y + W^2z}, \end{aligned} \tag{1.1}$$

де U , W – векторна швидкість, енергія; U_x , W_x – швидкість, енергія по радіальній горизонтальній складовій; U_y , W_y – швидкість, енергія по тангенціальній складовій; U_z , W_z – швидкість, енергія по вертикальній складовій.

Результати експериментальних досліджень, проведених для аналізу складових коливань уздовж осей x , y та z у масивах скельних порід, свідчать, що в найбільш небезпечній зоні сейсмічних впливів при $R < 6\sqrt[3]{Q}$ (де R – радіус дії сейсмічної хвилі, м; Q – вага заряду вибухової речовини, кг) основна частина енергії зосереджується в горизонтальних складових поздовжньої хвилі, тоді як вертикальні та поперечні коливання швидко згасають. Це дозволяє зробити висновок, що в умовах скельних порід сейсмічний вплив вибуху на споруди доцільно оцінювати за допустимою швидкістю коливань однієї горизонтальної складової поздовжньої хвилі, яка в зоні $R < 30\sqrt[3]{Q}$ переносить близько 80% усієї сейсмічної енергії.

Під допустимою швидкістю коливань розуміють таку величину, за якої цілісність будівель і споруд зберігається повністю, а можливі місцеві деформації не перевищують передбачених меж.

Окрім поняття допустимої швидкості, для розв'язання окремих практичних задач вводять також поняття граничної швидкості коливань, що відповідає межовим умовам збереження цілісності будівель або споруд. Якщо в породному масиві швидкість коливань перевищує допустиму, то збереження конструкцій набуває імовірнісного характеру. Критичною швидкістю коливань вважають таку граничну величину, перевищення якої означає, що ймовірність збереження споруди становить менше 0,5 [6].

Поширення пружних сейсмічних хвиль описується швидкістю масового зсуву середовища u (см/с) і періодом коливань T (с). На основі цих параметрів можна визначити інші характеристики хвиль – амплітуду зміщення S (см), прискорення коливань j (см/с²) і енергію сейсмічних коливань W_s (кДж).

Як основні критерії оцінки інтенсивності сейсмічних коливань зазвичай розглядають швидкість частинок та енергію коливань W_s :

$$W_s = \int_0^t u^2 dt \quad (1.2)$$

Для того, щоб описати параметри сейсмічних хвиль у залежності від маси вибухового заряду Q та відстані до епіцентру вибуху R , зазвичай використовують узагальнену інтерпретацію цих величин через параметри енергетико-геометричної подібності

$$\bar{Q} = \frac{\sqrt[3]{Q}}{R}; \quad \bar{R} = \frac{R}{\sqrt[3]{Q}} \quad (1.3)$$

Величини зсуву, швидкості і періоду сейсмічних коливань можуть бути виражені як:

$$\begin{aligned}
 u &= k_2 \left[\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right]^{n_2} \\
 S &= \frac{k_1 t}{2n \cdot \sqrt[3]{f(n)}} \left[\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right]^{n_1} \\
 t &= k_3 \lg R
 \end{aligned}
 \tag{1.4}$$

де $f(n)$ – функція показника дії вибуху; k_1, k_2, k_3 – емпіричні коефіцієнти ґрунтових умов; n_1, n_2 – показники ступеня загасання сейсмічних коливань в гірському масиві.

Дослідження і аналіз хвильових процесів, що виникають у породному масиві під час вибуху, свідчить, що в зоні дії ударних хвиль затухання напружень, а відповідно і швидкість зміщення, змінюються пропорційно R^{-3} (у деяких випадках, у середовищах із підвищеною стисливістю – R^{-4}). У зоні поширення пружно-пластичних хвиль це співвідношення становить R^{-2} (іноді R^{-3}), тоді як для області сейсмічних хвиль зниження швидкості зсуву є пропорційним R^1 . Лише у ближній зоні вибуху, де породи проявляють нелінійно-пружні властивості, спостерігається залежність $R^{1,5}$, а в області поверхневих хвиль – $R^{0,5}$.

У середньому лише близько 1% потенційної енергії вибухових речовин переходить у сейсмічну хвилю, що значно полегшує завдання забезпечення сейсмічного захисту інженерних споруд від вибухових впливів.

Рівень впливу вибухів на споруди та будівлі визначається інтенсивністю викликаних коливань, спектральним складом струсів ґрунту, а також міцнісними та динамічними параметрами самих об'єктів. Ці характеристики залежать від

конструктивних особливостей споруд, якості їх зведення, властивостей гірського масиву та особливостей взаємодії між основою і конструкцією.

Вплив сейсмічних коливань на споруди різного типу визначається їхніми динамічними властивостями, зокрема періодом власних коливань T_0 та логарифмічним декрементом загасання λ , який характеризує швидкість затухання коливань. Інтенсивність коливальних процесів у будівлях залежить від співвідношення між періодом власних коливань споруди та періодом зовнішніх, вимушених коливань T [6].

Коли період вимушених коливань T значно менший за власний період коливань споруди T_0 , будівля майже не реагує на коливання і залишається практично нерухомою. У міру наближення значення T до T_0 амплітуда коливань споруди поступово зростає, досягаючи максимуму в момент, коли обидва періоди збігаються. Подальше збільшення T призводить до зменшення амплітуди, і при значеннях T , що в багато разів перевищують T_0 , рух споруди відбувається синхронно з коливаннями її основи.

Розглянемо поведінку коливань двох споруд, що відрізняються між собою періодами власних коливань T_0 , які визначаються їхніми геометричними параметрами:

I група – малоповерхові будівлі (комбінати, адміністративно-побутові, підстанції, мехмайстерні, гаражі та ін.);

II група – будівлі та споруди висотою 10-5 м і більше (труби котелень, навантажувальні бункери та ін.).

Із наведених графіків (рис. 1.4, 1.5) видно, що за періодів коливань ґрунту до 0,43 с фундаменти навантажувальних бункерів допускають більші зміщення, ніж основи дво- чи триповерхових будівель адміністративно-побутового комплексу.

Допустимі зміщення ґрунтів в основі об'єктів I і II груп відповідно дорівнюють:

$$s_{cp} = \frac{1,35s_0}{u_{(m)}}; \quad s_{cp} = \frac{7,35s_0}{u_{(m)}} \quad (1.5)$$

де s_0 – зміщення стандартного маятника, що має період власних коливань 0,25 с і декремент загасання $\lambda = 0,5$; $U_{(m)}$ – амплітудно-частотна характеристика будівлі, що залежить від співвідношення періодів коливань ґрунту і власних коливань будівель.

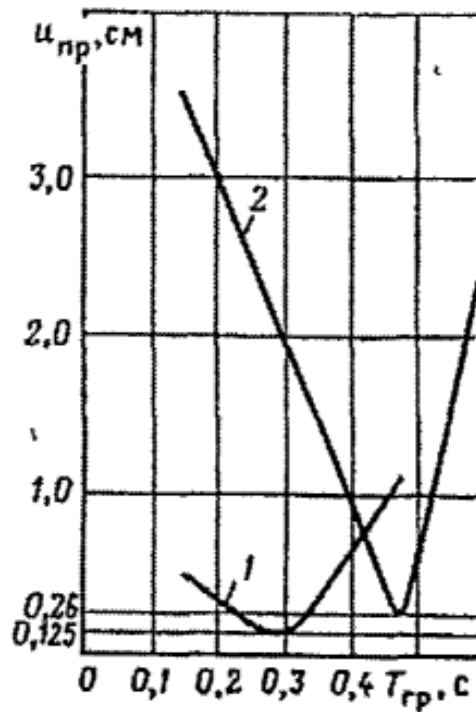


Рис. 1.4. Амплітудно-частотні характеристики будинків житлового будинку 1, адміністративно-побутового комбінату 2 і навантажувальних бункерів 3

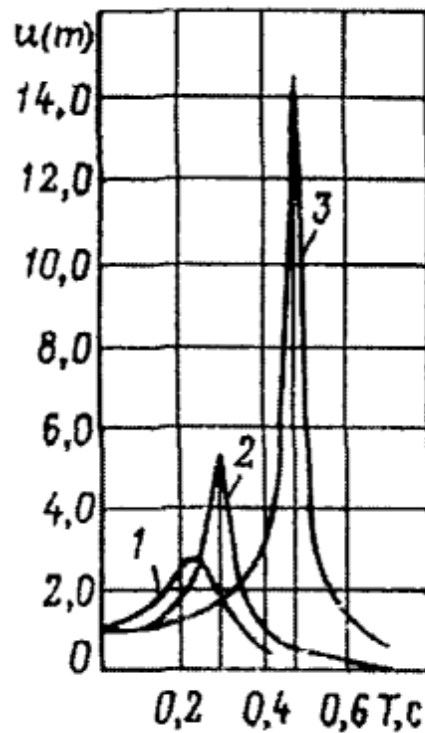


Рис. 1.5. Допустимі швидкості коливань будинку 1, адміністративно-побутового комбінату 2 і навантажувальних бункерів 2

Амплітудно-частотна характеристика чисельно показує у скільки разів амплітуда зміщення будівлі більше або менше амплітуди зміщення ґрунту. Тому при виборі допустимих меж коливань необхідно враховувати конструкцію будівлі.

Сейсмічна шкала включає дві частини – інструментальну та макроскопічну (описову). У першій – кожному балу відповідає певний діапазон швидкостей коливань (беруться до уваги переважно горизонтальні коливання, оскільки вони найбільш небезпечні для споруд), а в другій — наводиться опис типових пошкоджень будівель за відповідного рівня інтенсивності. Такі пошкодження визначаються шляхом інженерного обстеження конструкцій (для достовірності зазвичай аналізують десятки чи навіть сотні об'єктів, розташованих поблизу) після дії сейсмічних хвиль. Шкала також враховує характер коливань, допустимі та граничні швидкості, а також можливі пошкодження будівель і споруд у цих умовах [6].

Для забезпечення повної безпеки споруд допустимі коливання повинні бути знижені на один бал щодо граничних, тому рекомендується приймати: для старих будівель – IV бали; для будівель, що мають деформацію, – V балів; для будівель, що знаходяться у задовільному стані, – VI балів.

Допустима швидкість коливань залежить від призначення і стану будівель і споруд того чи іншого класу.

Промислові будівлі і споруди в Україні класифікуються за трьома класами наслідків (відповідальності) згідно з ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України» та загальними нормативними документами, що регулюють класифікацію об'єктів будівництва (наприклад, Законом України «Про регулювання містобудівної діяльності», ДСТУ Б В.1.2-16:2013). Ці класи мають такі позначення та характеристики:

- СС3 (значні наслідки) – можлива небезпека для здоров'я і життя людей, що постійно перебувають на об'єкті в кількості понад 400 осіб, або які є об'єктами культурної спадщини, чи становлять особливу екологічну небезпеку.
- СС2 (середні наслідки) – можливі наслідки для здоров'я і життя людей, що постійно перебувають на об'єкті в кількості від 51 до 400 осіб включно.
- СС1 (незначні наслідки) – можливі наслідки для здоров'я і життя людей, що постійно перебувають на об'єкті в кількості не більше 50 осіб.

У випадку, коли в межах однієї групи розташовані будівлі різних класів, за основу беруть допустиму швидкість коливань, установлену для найвідповідальніших або найбільш уразливих споруд, щоб забезпечити мінімально можливе значення цього параметра [5, 6]. Значення допустимих швидкостей коливань ґрунту в основі будівель і споруд залежно від їхнього класу наведені в таблиці 1.1.

Параметри ВР, що гарантують сейсmobезпечність, повинні підбиратися таким чином, щоб швидкість коливань ґрунту не перевищувала допустимі значення, наведені в таблиці 1.2.

Таблиця 1.1

Рекомендовані допустимі швидкості коливань ґрунту для будівель і споруд різних класів

Характеристика будівель та споруд	Допустима швидкість коливань ґрунту за класами споруд, см/с		
	II	III	IV
Будівлі та споруди промислового чи цивільного призначення із залізобетонним чи сталевим каркасом із навісними панелями або легким заповнювачем, що мають антисейсмічне посилення без дефектів та пошкоджень	5,0	7,0	10,0
Будівлі чи споруди промислового чи цивільного призначення із залізобетонним чи металевим каркасом із заповнювачем, без антисейсмічного посилення, без дефектів та пошкоджень	2,0	5,0	7,0
Каркасні будівлі з кам'яним наповнювачем, що має тріщини. Цегляні та великоблочні будівлі без дефектів та пошкоджень	1,5	3,0	5,0
Каркасні будівлі з тріщинами. Цегляні та великоблочні будівлі з окремими невеликими тріщинами у стінах та перегородках	1,0	2,0	3,0
Каркасні будівлі з тріщинами у каркасі та порушеннями зв'язків між окремими елементами. Цегляні та великоблочні будівлі з великими тріщинами у стінах	0,5	1,0	2,0
Крупнопанельні будівлі, каркасні будівлі з корозією арматури та великими тріщинами, цегляні та блокові будівлі з великою кількістю тріщин та порушенням зв'язків між стінами	0,3	0,5	1,0

Таблиця 1.2.

Допустима швидкість коливань ґрунту для споруд різного класу

Характеристика ґрунтів	Міцність за шкалою Протодяконова	Швидкість повздовжньої хвилі, км/с	Припустима швидкість коливань для споруд, см/с			
			I клас	II клас	III клас	IV клас
Рихлі уламкові відкладення і наноси	0,5-1,0	1-2	4,08	8,2	12,2	20,4
Сильнотріщинуваті ґрунти з глиною і високою пористістю	1-3	2-3	6,8	13,6	20,3	34,0
Скельні ґрунти зі значною тріщинуватістю	3-5	3-4	9,5	19,0	28,4	47,5
Відносно монолітні ґрунти з окремими тріщинами і порожнинами	5-9	4-5	12,2	24,4	36,7	60,0
Монолітні і слаботріщинуваті	9-14	5-6	14,9	29,8	44,6	74,5
Дуже міцні і монолітні	14-20	6-7	17,8	35,6	53,3	89,0

Найтипівішими формами деформацій, що виникають у будівлях під впливом вибухових навантажень, є поява тріщин у несучих елементах, розшарування цегляної кладки та порушення зв'язків між конструктивними частинами споруди. У будівлях і спорудах, обладнаних антисейсмічними підсиленнями, суттєвих ушкоджень несучих конструкцій зазвичай не спостерігається, тому основні антисейсмічні заходи передбачені саме для об'єктів, що не мають спеціальних конструктивних підсилень.

Відповідно до відстані між епіцентром вибуху та спорудою, що підлягає охороні, виділяють три основні типи сейсмічного впливу вибуху:

- коли вибуховий заряд безпосередньо контактує з елементами конструкції охороняємої споруди (ситуація, характерна для підривного демонтажу окремих частин будівлі);
- коли заряд розташований на відстані до 25 м, що спричиняє локальну сейсмічну дію вибуху на конструкцію;
- коли центр вибуху знаходиться на значній відстані (понад 50 м), і охороняєма споруда потрапляє під вплив тієї чи іншої фази сейсмічної хвилі в повному обсязі.

У першому випадку допустима маса вибухової речовини визначається максимально можливим імпульсом вибуху, який конструкції споруди, що охороняється, здатні витримати без пошкоджень.

У другому випадку застосовуються розрахункові залежності для визначення безпечної маси зарядів ВР та допустимих відстаней. При уповільненому підриванні заряди, розраховані за цими формулами, дозволяється використовувати в кожній групі за умови затримки не менше ніж 50 мс, при цьому загальна маса зарядів не обмежується.

У третьому випадку визначається така відстань від епіцентру вибуху, на якій коливання ґрунту, спричинені одноразовим вибухом зосередженого заряду ВР, є безпечними для будівель і споруд.

Перелічені допустимі критичні швидкості коливань стосуються будівель стандартного типу, що перебувають у задовільному технічному стані.

Якщо в будівлі вже наявні пошкодження, наприклад тріщини в стінах, або коли вибухові роботи виконуються багаторазово поблизу одних і тих самих споруд, що підлягають охороні, безпечні відстані необхідно збільшувати щонайменше вдвічі.

Зазначений підхід до визначення безпечних відстаней не застосовується для будівель I категорії – споруд унікального типу (веж, висотних чи монументальних громадських будівель тощо), а також для складних та

відповідальних інженерних об'єктів – мостів, гідротехнічних споруд, радіомачт, вітроенергетичних установок і подібних конструкцій.

Питання забезпечення сейсмічної безпеки таких об'єктів розглядаються індивідуально та повинні базуватися на результатах інструментальних вимірювань.

1.3. Аналіз існуючих критеріїв оцінки сейсмічної дії вибуху в гірських масивах

Для розв'язання питань, пов'язаних із забезпеченням стійкості споруд у гірських породах під час дії вибуху (зокрема штолень, гідротехнічних тунелів, стін каньйонів, камерних виробок тощо), критерії, наведені в таблицях 1.1 і 1.2, не можуть бути застосовані, оскільки вони стосуються виключно будівельних конструкцій.

Під час визначення допустимих швидкостей коливань у суцільних середовищах особливу роль відіграє комплексна оцінка деформаційних характеристик гірських порід.

Дані про швидкості коливань масивів, отримані експериментальним шляхом, мають значення лише для конкретних гірничо-геологічних і технічних умов.

Залежність швидкостей коливань масивів гірських порід від характеру їх руйнування наведена в таблиці 1.3 [6].

У подібних середовищах у межах певного рівня напруження процеси стиснення та розтягнення гірських порід відбуваються пружно, тобто за тим самим законом і без утворення залишкових деформацій. Проте, за перевищення цього рівня можуть виникати залишкові деформації, величина яких визначається максимальним напруженням на фронті хвилі, що діє на середовище під час проходження сейсмічної хвилі.

Таблиця 1.3

Швидкості коливань масивів гірських порід залежно від характеристики руйнувань

Тип пошкоджень	Швидкість коливань, см/с
Пошкоджень немає	<20
Незначний розвиток тріщин, окремі вивали порід з ділянок, раніше ослаблених вибуховими роботами	20-50
Інтенсивний розвиток тріщин і заколів, що супроводжується дрібними вивалами шматків порід розміром до $0,2 \times 0,2 \times 0,2$ м, поява тріщин у м'яких заповнювачах тектонічних порушень, обвалення укосів уступів по тектонічним тріщинам	50-100
Розвиток притертих тектонічних тріщин, заколи- та середні вивали розміром $0,5 \times 0,5 \times 0,5$ м по площинах ослаблень	100-150
Обвалення стінок і покрівлі виробок по тектонічним тріщинам, утворення тріщин і заколів	150-300
Суцільне обвалення стінок та покрівлі виробок, утворення великих вивалів розміром $1 \times 1 \times 1$ м, завал виробок до половини первісного перерізу, обвалення бортів у найміцніших породах	300-400
Повне порушення суцільності масиву, обвал великих блоків розмірами понад $1 \times 1 \times 1$ м завал більше половини початкового перерізу виробок	>400

Накопичення залишкових деформацій ε_0 під час послідовних багаторазових вибухових робіт може призвести до втрати стійкості і масового обвалення гірського масиву.

Деформації масивів гірських порід, що виходять за межі пружного стану, спостерігаються тоді, коли їх відносні значення перевищують $0,0002 \dots 0,0003$.

Як зазначено в науковій літературі, при пружному режимі поведінки порід відносна деформація $\varepsilon_0 = 0,0002 \dots 0,0003$ може вважатися допустимою

величиною, яка забезпечує збереження стійкості гірських масивів під час проведення вибухових робіт.

Залежність між швидкістю коливань ґрунту, пружно-пластичними характеристиками порід та їх відносною деформацією визначається за співвідношенням:

$$u_0 = \frac{0,375 \left(c_p^2 - \frac{4}{3} c_s^2 \right) \left[1 + (1 - 2\mu) \varepsilon_0 \right]^{\frac{8}{3}} - 1}{c_p \left[1 + (1 - 2\mu) \varepsilon_0 \right]^4} \quad (1.5)$$

де U_0 – швидкість коливань ґрунту, см/с; c_p – швидкість поздовжньої хвилі, м/с; c_s – швидкість поперечної хвилі, м/с; ε_0 – відносна деформація; μ – коефіцієнт Пуассона для породи.

Допустиме значення відносної деформації гірських порід визначається згідно з класифікацією захищених споруд за рівнем їх відповідальності та тривалістю експлуатації (табл. 1.4), а допустима швидкість коливань встановлюється відповідно до даних таблиці 1.2.

Критична швидкість коливань може бути визначена, як подвоєна величина допустимої швидкості U_0 .

Обчислення кількісних характеристик сейсмічного впливу вибуху за певних гірничо-геологічних умов проводиться шляхом розв'язання рівняння, яке встановлює відповідність між допустимою швидкістю коливань і реальною швидкістю, що виникає в масиві порід під час вибуху заряду масою Q на відстані R від споруди [4]:

$$u_0 = K \left(\frac{Q^{1/3}}{R} \right)^{1,5}, \quad (1.6)$$

де K – коефіцієнт, який залежить від умов проведення вибуху та поширення сейсмічних вибухових хвиль; Q – маса зосередженого заряду ВР, кг; R – відстань від заряду до пункту спостереження, м; 1,5 – коефіцієнт затухання інтенсивності сейсмічних коливань.

Таблиця 1.4.

Рекомендовані допустимі значення пружних деформацій для споруд різних класів

Клас споруд	Характеристика споруд, строк їхньої експлуатації	Допустима пружна деформація
I	Особливо відповідальні споруди тривалого терміну експлуатації (понад 10-15 років): гідротехнічні тунелі, стволи шахт, капітальні штольні, камери дроблення, водовідливу, навколотвольні двори	0,0001
II	Відповідальні споруди з терміном експлуатації понад 5-10 років: обвідні та транспортні тунелі гідротехнічних споруд, надкамерні цілики, квершлагги, уступи кар'єрів, відвалів	0,0002
III	Короткочасно експлуатовані споруди (від 1 до 5 років): камери, уступи, штреки	0,0003
IV	Невідповідальні споруди з терміном експлуатації до 1 року: очисні блоки, робочі уступи, робочі борти кар'єрів та ін.	0,0005

Швидкість сейсмічних коливань у певних гірничо-геологічних умовах може визначатися експериментальним методом за допомогою спеціальних сейсмічних вимірювань. За зазначеними даними досліджень в [6] встановлено (табл. 1.5), що величина швидкості коливань залежить від фізичних властивостей гірських порід та просторового розташування захищеного об'єкта відносно точки вибуху.

Таблиця 1.5

Рекомендовані розрахункові формули для визначення швидкості коливань на кар'єрах і в підземних умовах

Найменування порід і умов підривання	Швидкість хвилі, м/с		Швидкість коливань, см/с
	Повздовжня	Поперечна	
Масивні окремі вапняки та джаспероїди, підривання свердловин на кар'єрі	2500-3000	1600-1800	$115 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1,6}$
Глинисті та слюдисті сланці, підривання на кар'єрі	2000-2500	1000-1300	$106 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1,5}$
Вугільно-глинисті, вугільно-кремністі, слюдисто-глинисті сланці, вибухання на кар'єрі	1900	1000	$310 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1,5}$
Крупноблочні гранодіоритпорфіри, підривання на кар'єрі	2230	1230	$256 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1,8}$
Сильноокварцовані та слабоокварцовані сієнітдіорити, підривання на кар'єрі	2500-3300	1360-1800	$200 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1,52}$
Крупноблочні тріщинуваті вапняки, підривання на кар'єрі	2730	1500	$330 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1,85}$
Піщано-глинисті ґрунти при глибині ґрунтових вод 5 - 10 м	—	—	$300 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1,5}$
Пухкі водонасичені ґрунти	—	—	$450 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1,5}$
Масивні окремі вапняки та джаспероїди, підривання на кар'єрі з реєстрацією вибухів під землею	2500-3000	1600-2000	$270 \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^{1,92}$

Для завчасного визначення параметрів сейсмічного впливу вибуху, з точністю, прийнятною для практичного застосування, розрахунки можуть проводитися на основі залежності, наведеної нижче:

$$u = 7,5 \cdot 10^4 \sqrt{\frac{q}{c_p \rho \tau}} \cdot \left[\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right]^n. \quad (1.7)$$

Узагальнюючи експериментальні результати, а також залежності, отримані з формул розрахунку швидкості коливань ґрунту (табл. 1.6), сейсmobезпечну масу заряду ВР при захисті будівель і споруд можна виразити у такій формі:

$$Q = 0,001 \frac{u_0^2 R^4}{c_p}, \text{ кг.} \quad (1.8)$$

1.4. Висновки до розділу 1

Після проведеного аналізу наукових досліджень з вивчення негативного впливу вибухових робіт на гірські масиви, можна зробити такі висновки:

1. Усі несприятливі наслідки, що виникають під час вибухових робіт при проходці тунелів, за винятком дії сейсмовибухових хвиль, можуть бути зменшені або повністю усунені шляхом застосування відповідних інженерних рішень.

2. Підвищення ефективності вибухових робіт зазвичай досягається шляхом збільшення масштабів вибухів. Проте при цьому інтенсивність сейсмовибухових хвиль може досягати критичних рівнів, що змушує обмежувати розміри зарядів або навіть тимчасово припиняти вибухові роботи поблизу об'єктів, які потребують захисту. Такі обмеження негативно впливають на техніко-економічні показники виробництва. Необхідність точної оцінки сейсмічного впливу в таких умовах набуває особливої актуальності.

3. Забезпечення сейсмічної безпеки будівельних об'єктів повинно розглядатися окремо для кожного випадку та базуватися на результатах інструментальних вимірювань.

РОЗДІЛ 2. ВСТАНОВЛЕННЯ ОПТИМАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ ВИБУХОВИХ РОБІТ ПРИ СПОРУДЖЕННІ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТУНЕЛЮ З МЕТОЮ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ПОРУЧ РОЗТАШОВАНОГО

2.1. Загальні положення для визначення сейсмобезпечних умов при виконанні буропідбивних робіт

Відповідно до загальноприйнятого розуміння процесів, що відбуваються під час вибуху у твердому середовищі, яким виступає гірська порода, початковий тиск від вибуху передається на стінки зарядної порожнини у вигляді ударної хвилі. Більшість дослідників вважають, що зона дії ударної хвилі обмежується об'ємом із радіусом приблизно 3...7 радіусів заряду. У процесі зменшення крутизни переднього фронту ударна хвиля поступово переходить у хвилю стиснення. Хвиля стиснення являє собою непружне збурення гірської породи, при якому параметри стану середовища змінюються плавніше, ніж у випадку ударної хвилі. Швидкість її поширення дорівнює швидкості звуку (на відміну від надзвукової швидкості ударної хвилі), а тривалість зміни стану речовини є коротшою за час її повернення до початкового стану. У межах дії хвилі стиснення середовище поводить себе непружно, через що виникають залишкові деформації.

Згідно з дослідженнями В.М. Мосінця, зона розповсюдження таких деформацій сягає приблизно 120...150 радіусів заряду.

Коли порушення в породному масиві від вибухової дії продовжують розповсюджуватися далі, тиск на передній межі ударної хвилі знижується, що призводить до трансформації хвилі стиснення у сейсмічну хвилю. Така хвиля являє собою пружне збурення гірничого середовища, при якому властивості речовини залишаються майже незмінними. Зона розповсюдження таких коливань залежить від маси вибухової речовини та фізико-механічних характеристик породи і фіксується на відстанях понад 150 радіусів заряду від епіцентру підриву.

Проілюструвати вищевикладене можна на рис 2.1.

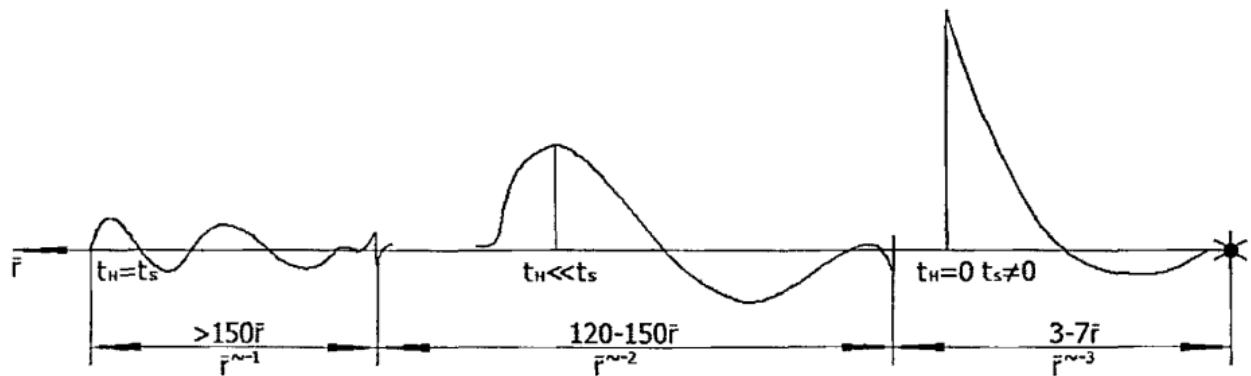


Рис. 2.1. Зони поширення ударних хвиль, хвиль стиснення і сейсмічних

Отже, можна виділити три зони впливу вибухових коливань, що характеризуються не лише різною конфігурацією хвильового фронту, а й специфічними механізмами їх просування крізь товщу гірських порід. Відповідно до наукових даних, у зоні ударних хвиль зменшення напружень відбувається за кубічною закономірністю $(R/r_0)^3$, для зони стиснення характерна квадратична залежність $(R/r_0)^2$, а в зоні сейсмічних коливань спостерігається майже лінійна тенденція (R/r_0) .

З іншого боку, ключовими лінійними величинами, які визначають масштабність вибухових процесів, виступають габарити заряду вибухової речовини. Відповідно до принципів подібності вибухових явищ, параметри породного середовища під час руху, спричиненого детонацією, залишаються незмінними за умови, що масштабні коефіцієнти для просторових і часових вимірювань цих параметрів змінюються пропорційно до зміни розмірів вибухового заряду.

Під час спорудження та модернізації переважної більшості тунельних споруд одним із пріоритетних завдань стає гарантування цілісності функціонуючих поруч розташованих тунелів, що опиняються в межах ближньої сейсмічної зони під час проведення підривних робіт при прокладанні нових гірничих виробок.

Відтак, беручи до уваги специфіку виконання робіт при тунелебудуванні та формулу для розрахунку радіуса заряду, неважко пересвідчитися, що об'єкти, які підлягають охороні, розташовані від точки підриву на дистанції 100..200 радіусів заряду. Це свідчить про те, що при обчисленні сейсмобезпечних параметрів буропдривних робіт слід аналізувати механізми утворення та поширення хвиль стиснення, величини яких визначаються характеристиками вибуху.

2.2. Природні умови та початкові дані щодо спорудження Бескидського залізничного тунелю

2.2.1. Загальна характеристика умов спорудження нового залізничного тунелю.

Будівництво нової двоколіїної залізничної тунельної споруди в рамках об'єкта: «Будівництво Бескидського тунелю» здійснюється на базі технічного завдання, а також контракту NoFPTP /CON/BT, укладеного між Державною адміністрацією залізничного транспорту України «Укрзалізниця» та ПрАТ «Інтербудмонтаж», та архітектурно-планувального завдання [7].

Бескидська тунельна споруда разом з будівельною ділянкою проектних робіт знаходиться уздовж залізничної магістралі, що з'єднує станцію Лавочне з північно-східного боку тунелю зі станцією Воловець, розташованою на південно-західній стороні. Менші залізничні станції по обидва боки від Бескидського залізничного тунелю представлені станцією Бескид з північно-східної сторони та станцією Скотарське з південно-західної сторони зазначеної споруди (рис. 2.2).



Рис. 2.2. Існуючий старий залізничний тунель

У географічному плані тунель та проектна ділянка є складовою частиною Східних (Українських) Карпат. Карпатська гірська система являє собою масштабну дугоподібну гірську формацію, що простягається через територію Чеської Республіки, Словаччини, Польщі, Румунії та України.

Абсолютні відмітки на проектній ділянці коливаються від близько 780 м над рівнем моря (на відмітці залізничного полотна) до максимальних 1014 м над рівнем моря. Рельєф проектної території характеризується гірським ландшафтом, де найвища точка – 1014 м над рівнем моря. Найбільш підняті ділянки в межах проектної зони створюють вододільну лінію, орієнтовану приблизно з північно-західного на південно-східний напрямок. Ця вододільна лінія водночас є межею між Львівською та Закарпатською областями [7].

Природні схилі поверхні мають значну крутизну, переважно з кутом нахилу в межах 25° - 40° . У надтунельній зоні хребта на східному боці бере свій початок річка Опір біля села Опорець, тоді як на західному боці – річка Віча. Водне живлення цих річок відбувається переважно за рахунок опадів та талих вод, а також підземних вод алювіально-делювіального водоносного комплексу (верховодки).

Територія проектної ділянки майже повністю вкрита лісовою рослинністю із задернованим ґрунтовим покривом: на східних схилах переважають хвойні породи – ялина та ялиця, на західних схилах домінують листяні насадження – бук. Серед лісових масивів трапляються невеликі сінокісні угіддя та лугові ділянки. Житлових поселень практично немає, за винятком окремих воєнізованих охоронних постів, військових об'єктів та незначних службових приміщень для залізничного персоналу поблизу порталних зон тунелю.

З метою оптимізації залізничного транспортного сполучення між Східною і Західною Європою через діючий Бескідський залізничний тунель, що знаходиться на п'ятому Критському міжнародному транспортному коридорі на відрізку Бескид-Скотарське, планується спорудження нової двоколіїної тунельної споруди.

Новозбудований тунель прийде на заміну старій існуючій одноколіїній споруді, зведений у 1886 році.

Діючий Бескідський тунель продовжуватиме функціонувати впродовж усього періоду будівельних робіт до моменту введення в експлуатацію нової споруди, а надалі використовуватиметься як аварійно-евакуаційний тунель при роботі нового тунелю. У зв'язку з цим критично важливим є дотримання конструктивної цілісності та мінімізація будь-яких впливів на існуючу тунельну споруду протягом усіх етапів будівельного процесу.

2.2.2. Інженерно-геологічні умови будівництва Бескідського залізничного тунелю.

Клімат. На досліджуваній території майбутнього будівництва склався помірно-континентальний кліматичний режим, що характеризується достатнім рівнем вологості, нежарким літнім сезоном, м'якими зимовими умовами та теплим осіннім періодом [7].

Домінуючі вітрові потоки в холодну пору року мають західне та південно-західне спрямування із середньою швидкістю 2,2 м/с, у теплий сезон превалюють

північно-західні і західні вітри із середньою швидкістю 1,5 м/с (згідно з даними метеорологічної станції Славське).

Температурний баланс досліджуваної зони відзначається мінливістю. Для цієї місцевості типовими є зимові потепління, під час яких навіть у січні денні температури подекуди піднімаються вище $+10^{\circ}\text{C}$, а в лютому можуть сягати $+15^{\circ}\text{C}$. Найчастіше протягом зимових відлиг температурні показники варіюються в діапазоні від 0°C до $+5^{\circ}\text{C}$. Середня тривалість періоду з відлигами з грудня по лютий складає 41 день.

У межах даної місцевості розподіл температурних показників насамперед визначається абсолютною висотою, що підтверджується значенням температурного градієнта (зниження температури повітря при зростанні висоти на кожні 100 м). Вертикальний температурний градієнт зростає при переході від холодного сезону до літнього та від вищих висотних позначок до нижчих. Протягом літнього сезону зменшення температури на кожні 100 метрів підйому в середньому дорівнює $0,6^{\circ}$, тоді як у зимовий сезон – $0,4^{\circ}$.

Геоморфологія. З точки зору геоморфологічної характеристики розглянута територія розташована в межах Кросненської зони Українських Карпат [7].

Для Українських Карпат притаманне поздовжньо-зональне (північно-західне, південно-східне) орієнтування головних структурно-орографічних елементів.

У північно-східній периферійній смузі гірських масивів, що відповідають Скібовій зоні, зазвичай присутні 8-10 хребтів із північно-західним – південно-східним орієнтуванням. Північно-східні схилі поверхні гірських хребтів зазвичай характеризуються більшою крутизною, південно-західні – відповідно, меншою. Асиметричність схилів найвиразніше проявляється в межах Бескиду, що займають зовнішню гірську смугу. В межах останніх домінують висотні позначки 1100-1200 м над рівнем моря.

Зовнішня межа Карпат являє собою смугу низькогірного рельєфу з відмітками 600-800 м, що зазвичай утворює чітко окреслений уступ до Передкарпатської низовини. Низькогірні та середньогірні хребти Кросненської

зони Карпат мають м'які контури з куполоподібними вершинами. Природні схиліві гірські ділянки характеризуються крутизною із загальними кутами нахилу в діапазоні 25-40°.

Значну частину досліджуваного регіону, в якому передбачено спорудження тунелю, вкривають густі лісові масиви.

Долинні ділянки поперечних водотоків нерідко формують котловиноподібні розширення. Підвищена вологість клімату Українських Карпат сприяє формуванню розгалуженої гідрографічної мережі.

Річки характеризуються великими ухилами, стрімкою течією, а також інтенсивними повеннями і паводками (особливо у передгірських районах). Відносна м'якість флішових гірських порід не сприяла формуванню значних водоспадів. Усі водотоки, що стікають з південного боку Головного вододілу, є правобережними притоками Тиси. Переважна частина річок північно-східного схилу Українських Карпат належить до водозбірного басейну Дністра. Яружна активність пов'язана з районами розповсюдження пухких відкладень на схилах терасових комплексів і горбистих гряд.

Сейсмічність. Відповідно до нормативного документа ДБН В.1.1 - 12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України», для досліджуваної території характерна сейсмічна активність, що оцінюється у 8 балів за шкалою MSK-64 (визначено згідно з додатком Б до ДБН), базуючись на картографічних даних ЗСР-2004-С [6]. Такі сейсмічні поштовхи можуть відбуватися з періодичністю приблизно один раз на 5000 років (що відповідає 1 % імовірності перевищення даного рівня сейсмічної активності упродовж 50-річного періоду). Ґрунти на цій ділянці за своїми сейсмічними характеристиками віднесено до II категорії згідно з таблицею 1.1 зазначеного ДБН В.1.1-12: 2006.

Геологічний розріз. Проектований тунель розташовується в межах Східнокарпатського регіону. Ця територія належить до альпійської складчастої системи, а саме – до східного сегменту альпід Європейського Середземномор'я. При формуванні цієї структури важливу роль відіграли масштабні горизонтальні зміщення, які ускладнили початкові складчасті структури та зумовили їх сучасну

покривно-насувну будову. Інформації для аналізу тектонічного розвитку на докайнозойському рівні бракує, проте є підстави припускати, що блокова уламкова структура, типова для сучасних Карпат, була властива й докайнозойському етапу розвитку цієї території [7].

Досліджувана ділянка за "Схемою тектонічного районування Східних Карпат" входить до складу Кросненської зони Карпатської складчастої області. За класифікацією "Геологічної карти України. Масштаб 1:1 000 000 ("Схема структурно-тектонічного районування")" цю територію віднесено до зовнішніх (флішових) Карпат альпійської складчастої системи.

Зовнішні Карпати представляють собою ділянку пізньоальпійської геосинклінальної зони, яка інтенсивно формувалася наприкінці юрського періоду, протягом крейди та палеогену, а орогенний етап розвитку відбувся в міоценову епоху. У теперішній структурній будові ця геосинкліналь представлена флішовими покривами, що становлять окремі структурні елементи (структурно-фаціальні зони), адже вони розмежовані регіональними насувами (зокрема, великою Кросненською структурою).

В геологічному розрізі до глибини 132,0 м присутні як покривні, так і корінні породи (рис. 2.3) [7]. Значну частину складають кайнозойські утворення товщиною у кілька тисяч метрів. На цій території переважають флішові утворення палеогенового віку.

За "Схемою районування четвертинного покриву" ця місцевість належить до області А-1 – Гірські Карпати. Покривні утворення представлені нерозчленованими елювіально-делювіальними накопиченнями неоплейстоцену та верхнього плейстоцену (edPIII-H).

Ці утворення поширені у формі вузьких витягнутих смуг та безформних ділянок на порівняно рівних вододільних хребтах і окремих пагорбах. Вони складені суглинковими та піщано-глинистими породами з домішками уламків щебеню, зрідка валунів. Товщина становить 1-5 м, іноді, біля підніжжя схилів, досягає 10 м [7].

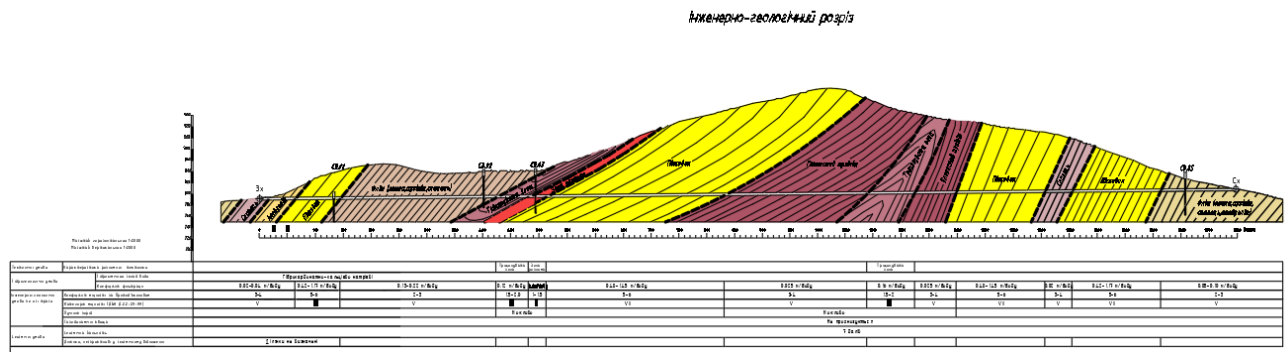


Рис. 2.3. Інженерно-геологічний розріз місця будівництва Бескидського тунелю

Нижче плейстоценових накопичень розташовані олігоценові породи (верхній палеоген - P3kr1) – флішова формація кросненської світи. Кросненська світа характеризується грубо-ритмічним сірим флішем з підпорядкованими прошарками аргілітів та алевролітів, пачками, що чергуються з пісковиками, рідше сланцями. Пісковики дрібнозернисті, алевроліти синювато-сірі, вапнисті, з багатьма кальцитовими прожилками, косо-шаруваті; аргіліти темно-сірих до чорних відтінків. Сумарна товщина кросненської світи сягає 1000 м. Потужність товщі нарастає в південно-західному векторі [7].

Гідрогеологічні умови. На досліджуваній території виявлено водоносний горизонт у елювіально-делювіальних покривних утвореннях та водоносний комплекс у корінних палеогенових породах.

Водоносний горизонт у елювіально-делювіальних верхньо-плейстоценових і сучасних утвореннях становить перший від земної поверхні водоносний горизонт. Він приурочений до суглинкових утворень. Розповсюдження нерівномірне, переважно на підвищених та знижених ділянках рельєфу. Хімічний склад вод гідрокарбонатний кальцієвий, хлоридно-гідрокарбонатний кальцієвий, натрієво-кальцієвий, мінералізація складає 0,5-1,0 г/дм³. Живлення водоносного горизонту в гірському масиві відбувається переважно завдяки атмосферним опадам, дренажу – у напрямку вниз по схиліх поверхнях.

Водоносний комплекс у палеогенових відкладеннях флішу розташовується в тектонічних тріщинах гірських порід. Води можуть бути як безнапірними, так і напірними (до 30 м). Вони мають гідрокарбонатно-кальцієвий та гідрокарбонатно-натрієво-кальцієвий склади, з мінералізацією від 0,2 г/дм³ до 0,8 г/дм³. Живлення водоносного комплексу у верхньому фліші відбувається завдяки інфільтрації атмосферних опадів, а розвантаження – у долини річок та струмків. Рівень води в комплексі змінюється. Наприклад, у свердловині 4Т під час буріння було зафіксовано рівень підземних вод на глибині 12,4 м, а при досягненні глибини буріння 57,8 м відбулося повне поглинання води, включаючи промивочну рідину. Таке ж повне та середнє поглинання води спостерігалось й у інших свердловинах (12П, 14П). У свердловині 3Т рівень підземних вод був на глибині 8,0 м. Буріння відбувалося під час сильних дощів, і через добу спостерігався самовилив води зі свердловини [7].

Можливий водоприток в проєктований тунель підтверджується і результатами попередніх дослідних нагнітань в свердловині 03b. Максимальний приплив води за даними розрахунків становив 4800 л/год в діапазоні глибин 65,2 до 69,0 м (абсолютні відмітки 770,74 - 774,54 м), а в інтервалі 0,0-73,0 м – 6200 л/годину (абсолютні відмітки 766,74 - 839,74 м).

Наявність водопритоку до тунелю підтверджується також результатами попередніх дослідних нагнітань у свердловині 03b. За розрахунками, найбільший приплив води становив близько 4800 л/год у глибинному інтервалі від 65,2 до 69,0 м (з абсолютними відмітками 770,74 - 774,54 м), тоді як у межах глибин 0,0 - 73,0 м зафіксовано приплив близько 6200 л/год (абсолютні відмітки 766,74 - 839,74 м) [7].

Рух підземних вод в тріщинуватих скельних породах характеризується низкою особливостей серед яких слід відзначити ефект подвійної пористості, фільтраційну анізотропію, наявність усередині шару (масиву) різного роду непроникних кордонів, меж неоднорідності та ін. Ефект подвійної пористості пов'язаний з наявністю великих тріщин і порожнеч.

Відповідно до вимог ДБН В.2.6-162:2010 «Захист будівельних конструкцій від корозії», підземні води відносяться до слабоагресивних за вмістом агресивної вуглекислоти щодо бетонів марки за водонепроникністю W4 [7].

За показником вмісту сульфатів підземні води характеризуються як неагресивні до бетонів марки за водонепроникністю W4.

Щодо вмісту хлоридів, вплив на арматуру залізобетонних конструкцій оцінюється як неагресивний за умов постійного занурення та слабоагресивний у разі періодичного зволоження (ступінь агресивності визначено для бетону марки за водонепроникністю W4).

Фізико-механічні властивості порід. Оцінювання фізико-механічних характеристик ґрунтів виконано шляхом аналізу, порівняння та узгодження даних бурових, геофізичних і лабораторних досліджень, із урахуванням результатів попередніх інженерно-геологічних вишукувань, проведених безпосередньо в межах ділянки будівництва тунелю.

Геологічна товща території поділена на 10 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) (табл. 2.1) [7].

Таблиця 2.1

Інженерно-геологічні елементи геологічної товщи території

№ ІГЕ	Характеристика інженерно-геологічних елементів	Стратегічний індекс
1	Техногенний ґрунт. Бут з суглинистим заповнювачем до 20%.	tH
1a	Ґрунтово-рослинний шар	eH
2	Суглинок з включенням піску пилюватого з щебенем і тресвою від 20 до 40%, твердої і напівтвердою консистенції, місцями в підшві дресвяно-щебенистий ґрунт з суглинистим заповнювачем	edPIII-H

№ ІГЕ	Характеристика інженерно-геологічних елементів	Стратегічний індекс
2а	Суглинок з включенням піску пилюватого з щебенем і дресви від 20 до 40%, в основному тугопластичної консистенції	edPIII-H
4	Аргіліт-алевролітова товща, масивна, тріщинувата, міцна, з прошарками пісковика, розм'якшуєма	P3kr1
4а	Аргіліт-алевролітова товща, середньотріщинувата, середньої міцності, з прошарками пісковика, розм'якшуєма	P3kr1
4б	Аргіліт-алевролітова товща, вивітрена, сильно-і середньотріщинувата, малої міцності, з прошарками пісковика, розм'якшуєма	P3kr1
5	Піщаник масивний, міцний, з прошарками аргілітів і алевролітів, нерозмякшуємий	P3kr1
5а	Піщаник трищівуватий, середньої міцності, з прошарками аргілітів і алевролітів, нерозмякшуємий	P3kr1
5б	Піщаник сильнотріщівуватий, малої і пониженної міцності, з прошарками аргілітів і алевролітів, нерозмякшуємий	P3kr1

Інженерно-геологічні елементи досліджуваного гірського масиву були виокремлені з урахуванням літологічного складу, границь міцності при одноосьовому стиску, а також ступеня вивітреності та тріщинуватості гірських порід.

Схематичне розташування ІГЕ на інженерно-геологічних розрізах має орієнтовний характер, оскільки поділ порід здійснювався за їх переважаючими ознаками. Масштаб будівництва та напрямок профілів частково впливають на

точність відображення нахилу шарів. У межах геологічної товщі також не виключається наявність вторинних складчастих та інших структурних деформацій.

Фізико-механічні показники порід в гірському масиві наведено в таблиці 2.2 нижче [7].

Фізико-механічні властивості виділених інженерно-геологічних елементів визначені на основі результатів лабораторних і геофізичних випробувань. Значення кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення для ґрунтів ІГЕ 4, 4а, 4б, 5, 5а, 5б прийнято згідно з таблицею Г.1 ДБН В.2.1-10:2009 «Основи та фундаменти споруд [8]. Основні положення проектування», яка встановлює рекомендовані розрахункові характеристики ґрунтів залежно від їх виду та стану.

Небезпечні геологічні процеси. Територія Карпатського регіону, зокрема ділянка, на якій заплановано будівництво тунелю, належить до зони підвищеної сейсмічної активності. Розрахункова сейсмічність району згідно зі шкалою MSK-64 становить 8 балів.

Під час виконання інженерно-геологічних вишукувань на досліджуваній території спостерігались прояви сучасних фізико-геологічних процесів – обвали та осипи гірських порід. Найбільш активно вони розвинені у високо піднятих ділянках, розчленованих глибокими ерозійними формами рельєфу, що збігаються зі структурно-тектонічними зонами. Формування обвалів, як правило, пов'язане з інтенсивними атмосферними опадами (дощі, сніг) та дією сильних вітрів.

Крім того, зафіксовано ерозійні процеси – промоїни, яри, часткове змивання покривних відкладів на схилах. Більшість ярів на момент обстеження була задернована, тоді як дрібні промоїни утворюються переважно після зливових опадів.

Таблиця 2.2

Фізико-механічні показники порід досліджуваного гірського масиву

Номер ПГЕ	Коефіцієнт міцності по Протодяконову, f	Щільність ґрунта, ρ , г/см ³	Кут внутрішнього тертя, φ , град	Питоме зчеплення, c , МПа	Межа міцності на одноосовий стиснення, R_c , МПа		Вдаваний кут внутрішнього тертя, φ_k , град	Модуль пружності, МПа		Модуль загальної деформації, E , МПа	Коефіцієнт питомої пружної відсічі, кгс/см ³	Коефіцієнт Пуасона, μ	Категорія міцності
					В повітряно-сухому стані	В водонасиченому стані		Динамічний, $E_{дин.}$	Статичний, $E_{ст.}$				
2	0,9	1,92	19	14	$R_0=0,35$ МПа		39	-	-	17	-	0,38	VIIa
2a	0,8	1,88	19	12	$R_0=0,35$ МПа		42	-	-	14	-	0,36	VIIa
4	6	2,75	29	100	88,2	76,9	81	27498	15364	1500	150	0,37	IV
4a	3	2,69	27	40	46,1	34,0	71	19921	10674	1300	96	0,36	V
4б	1	2,59	26	30	5,9	4,1	45	12858	6593	500	39	0,29	VII
5	8	2,72	33	100	124,4	104,4	83	18731	9903	1700	200	0,39	IIIa
5a	4	2,67	31	50	53,4	29,2	76	17840	9402	1200	88	0,37	V
5б	2	2,58	29	40	9,0	7,7	63	11083	5486	600	44	0,36	Vi

Під час візуального обстеження території ознак активних зсувних процесів не виявлено. Водночас на схилах із нахилом 10-20°, особливо за умов надмірного зволоження глинистих порід дощовими або талими водами, а також при підрізанні схилів, можливе виникнення зсувів. Оскільки нашарування порід у розрізі мають південно-західне падіння, зсувні явища найімовірніші саме в цьому напрямку.

У зимовий період не виключається ймовірність незначних сходів снігових лавин, тоді як під час паводків спостерігається розмивання берегів водотоків, при цьому рівень води може підвищуватися на 3-4 м.

2.3. Загальний опис району будівництва та характеристика будівельного майданчика

Будівельний майданчик розташований уздовж залізничної колії, що сполучає станцію Лавочне (північно-східна частина тунелю) зі станцією Воловець (південно-західна частина). Між основними пунктами розміщені проміжні станції – Бескид із боку північного сходу та Скотарське з боку південного заходу, що безпосередньо прилягають до району Бескидського тунелю (рис. 2.4) [7].

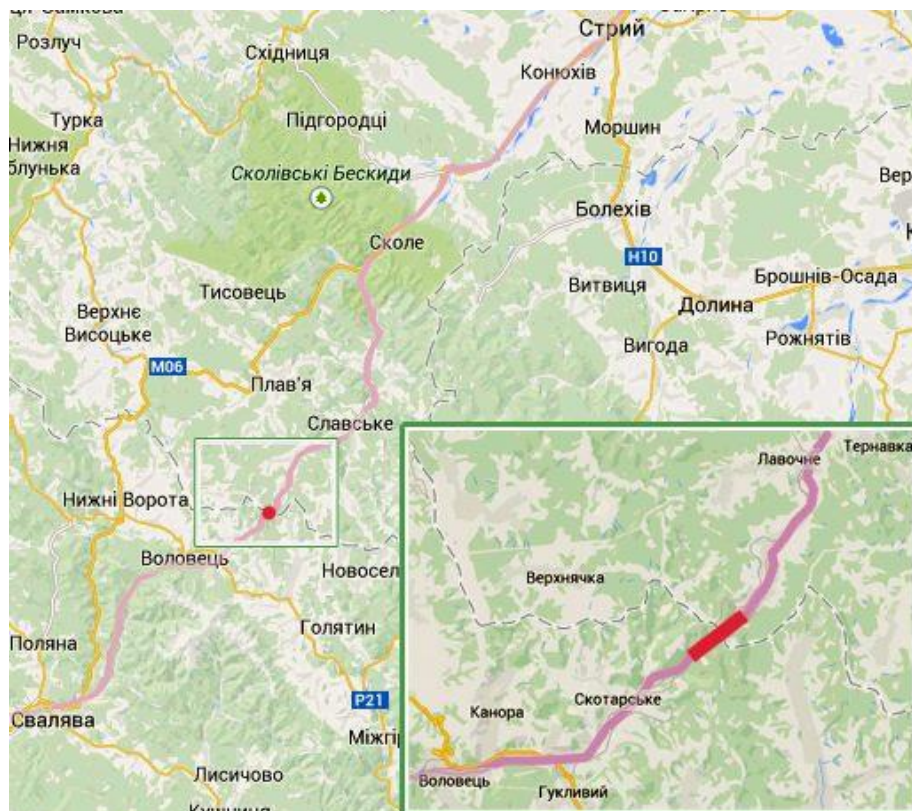


Рис. 2.4. Топографічний план території розташування Бескидського залізничного тунелю

Перед початком основних робіт зі спорудження тунелю передбачено виконання комплексу підготовчих заходів, які включають: розчищення території від зелених насаджень, створення геодезичної розбивочної мережі, а також підготовку будівельного майданчика для розміщення необхідних споруд і техніки.

Головний або базовий тимчасовий будівельний майданчик заплановано проектом біля Східного порталу тунелю. Саме там передбачається розміщення повного виробничого комплексу – будівель, споруд та інженерних установок, необхідних для забезпечення робіт як у забої, так і на поверхні. Також на цій ділянці розташовуються адміністративно-побутові приміщення та медичний пункт [7].

Із боку Західного порталу передбачено окремий будівельний майданчик, основне призначення якого – розробка припортальної виїмки, зведення підпірних стін і регулювання русла річки Віча.

Перелік та площі тимчасових споруд підібрані таким чином, щоб забезпечити мінімально необхідний обсяг для реалізації технологічних процесів, спираючись на досвід аналогічних будівництв. Розміщення об'єктів здійснене з урахуванням їх функціонального призначення, а також вимог протипожежних і санітарних норм.

Проходка тунелю та улаштування кріплення заплановані в напрямку від Східного порталу до Західного [7].

Згідно з графіком організації будівництва, загальна тривалість робіт зі зведення залізничного тунелю становить 59 місяців, з яких 11 місяців відведено на підготовчий період [7]. Така тривалість визначена з урахуванням наступних умов:

- будівництво споруди здійснюється в одному напрямку з одного порталу;
- проходка тунелю виконується поуступно: спочатку проводиться розробка верхнього уступу (калотти) на повну довжину траси, після чого здійснюється проходка нижнього уступу.

Після завершення основних робіт передбачено демонтаж тимчасового будівельного майданчика, виконання благоустрою території та інших відновлювальних заходів.

У процесі спорудження тунелю пускові комплекси або черги введення в експлуатацію не виділяються.

Проектні портали тунелю розташовані поруч із діючими, на відстані, що визначена умовами організації будівельного виробництва [7].

Підхід до Східного порталу обмежений: з північного боку проходить існуюче дорожнє полотно, а з південного – короткий схил із пониженням до проєктованого рівня шляху. Довжина припортальних підпірних стін біля Східного порталу становить 73,8 м, а висота торцевої стіни — 13,6 м.

У районі Західного порталу рельєф місцевості виражений досить чітко, із перепадом висот до 14 м у межах будівельної зони. Біля підніжжя схилу, на відмітці близько 786,00 м, простягається вузьке горизонтальне плато, яке безпосередньо прилягає до будівельного майданчика.

Підпірна система, що формує контури західного порталу, складається з торцевої стіни довжиною 12,5 м і висотою 12,4 м, а також двох бічних відкритків, висота яких змінюється відповідно до природного рельєфу. Південне крило утримує схил довжиною 150,4 м, при цьому загальна протяжність конструкцій становить 195,4 м.

Згідно з технологічним завданням ДТГО “Львівська залізниця”, проєктом передбачено влаштування пішохідних обхідних доріжок навколо порталів, а на крутих ділянках – сходових маршів. У межах охоронної території розміщуються будівля охорони та споруди спеціального призначення. По периметру об’єкта встановлюються захисна огорожа й попереджувальні знаки.

Будівельні конструкції. Для зведення несучих конструкцій тунелю, евакуаційних збійок, портальних споруд, підпірних стін, а також припортальних будівель передбачено застосування монолітного залізобетону. Клас бетону за міцністю на стиснення прийнято С20/25 відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» (рис. 2.5) [9].



Рис. 2.5. Залізобетонна обробка тунелю

Марки бетону за водонепроникністю та морозостійкістю визначено з урахуванням гідрогеологічних умов ділянки та експлуатаційних вимог до конструкцій. Зважаючи на наявність слабоагресивного впливу підземних вод на бетон марки *W4*, для всіх основних несучих елементів прийнято наступні характеристики: водонепроникність – *W6*, морозостійкість – *F150*.

Для підвищення технологічності робіт і скорочення термінів твердіння суміші, у бетон тунельних обробок передбачено введення пластифікаторів і прискорювачів твердіння.

З огляду на те, що будівельний майданчик розташований у сейсмічно активному районі з інтенсивністю 8 балів за шкалою MSK-64, для армування несучих елементів передбачено гарячекатану арматуру класу A400C зі сталі 25Г2С, а також арматуру класу A240C зі сталі ВСт3сп2, відповідно до вимог ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови» [10].

Армування кріплення тунелю та евакуаційних збіжок виконується за допомогою плоских зварних каркасів, об'єднаних у просторову систему (у межах відсіку між антисейсмічними деформаційними швами) за допомогою поздовжніх розподільчих стрижнів арматури (рис. 2.6) [7].

*а**б*

Рис. 2.6. Армування кріплення тунелю: *а* – калота; *б* – нижня частина

Армування самих порталних споруд, порталних паль та підпірних стін передбачено виконувати за допомогою зварних просторових каркасів (рис. 2.7).

В той час як армування ростверків запроектовано з використанням в'язаної арматури.



Рис. 2.7. Арматурний просторовий каркас

Беручи до уваги гідрогеологічні умови ділянки будівництва, а саме – наявність напірних ґрунтових вод та прогнозованих водопритоків (відповідно до геологічного звіту №24-8511-08.09.10-589), для запобігання проникненню води в тунель по всій його довжині передбачено суцільну систему гідроізоляції з водонепроникної поліетиленової геомембрани товщиною 2,0 мм.

Гідроізоляційна мембрана закріплюється до бетону тимчасового кріплення. Щоб забезпечити відведення води зі склепіння та стін тунелю у дренаж за обробку, а також захистити мембрану від пошкоджень, між нею і чорновим бетоном передбачено дренажний шар геотекстилю товщиною 4 мм.

У місцях холодних швів бетонування та антисейсмічних деформаційних стиків встановлюються гідрошпонки. Аналогічне рішення – комплекс «гідроізоляція + дренаж» – застосовано і для підпірних стін порталу. Перед бетонуванням лицьових стін укладається дренажний шар геотекстилю та поліетиленовий гідроізоляційний шар. Вода, що надходить до шару геотекстилю, відводиться через дренажну перфоровану трубу, після чого по поліетиленових трубках, закладених у лицьову стіну, скидається у водовідвідні лотки.

Для відведення поверхневих і дренажних вод із нагріної частини підпірних стін, а також з території будівельного майданчика, проектом передбачена система монолітних залізобетонних водовідвідних лотків.

Для пропуску струмків та річки Віча передбачено збірні квадратні залізобетонні труби, що скидають воду в монолітні колодязі, а також монолітні швидкоотоки і водобійні колодязі.

З метою пожежного захисту антисейсмічного деформаційного шва з внутрішнього боку постійного кріплення тунелю передбачено заповнення шва негорючою мінераловатною ізоляцією із подальшим ущільненням вогнестійким герметиком.

2.4. Розробка протисейсмічних заходів

Розрахунки всіх основних несучих елементів тунелю, евакуаційних збійок, порталних частин, підпірних стін, а також припортальних споруд і будівель, виконані з урахуванням як основного, так і особливого (сейсмічного) навантажень.

Під час виконання розрахунків несучих конструкцій тунелю та збійок відповідно до положень ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ», значення коефіцієнта відповідальності γ_n приймалося залежно від розрахункової ситуації [11]:

- для будівельних конструкцій, що належать до класу відповідальності СС3 та категорії А;
- для решти проєктованих об'єктів – як для класу відповідальності СС2 і категорії В.

Розрахунок конструкцій на основне навантаження виконувався за першим та другим граничними станами. Значення коефіцієнтів надійності матеріалів встановлені згідно з вимогами ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [9]. Для другого граничного стану прийнято такі допустимі показники розкриття тріщин: для тривалої дії – не більше 0,2 мм; для нетривалої – до 0,3 мм.

Розрахунки на особливі навантаження виконані відповідно до вимог ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України», із врахуванням сейсмічності майданчика 8 балів за шкалою MSK-64. Обчислення здійснювалися за першим граничним станом, що передбачає можливість залишкових деформацій після дії розрахункового землетрусу. При цьому ширина розкриття тріщин для цього випадку не нормується [6].

Для усіх основних несучих конструктивних елементів у розрахунках прийнято клас бетону за міцністю на стиснення B25 (C20/25), а також використано робочу арматуру класу A400C.

Величини навантажень на конструкції тунельної обробки визначалися залежно від умов залягання порід – за схемою склепоутворення або як повний стовп ґрунту, при цьому для кожного розрахункового перерізу складалася окрема схема прикладання навантажень.

Під час визначення навантажень враховувалася можливість збільшення прольоту зводу обвалення, що, у свою чергу, призводить до зростання гірського тиску і, відповідно, до підвищення навантаження на обробку тунелю.

Коефіцієнти надійності за навантаженням прийняті відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» та ДБН В.2.3-7:2018 «Споруди транспорту. Тунелі. Проектування» [12, 13].

Розрахунки виконані в двох програмних комплексах:

- у програмному комплексі SCAD 11.3 розраховані моделі на задані навантаження (засновані на положеннях будівельної механіки). При цьому під час розрахунку на задані навантаження враховувався пружна відсіч гірського масиву;
- у програмному комплексі FOSL-PK20 розрахунки засновані на положеннях механіки суцільного середовища.

Підземна конструкція і навколишній масив порід розглядаються як елемент єдиної деформованої системи. Методика розрахунку базується на рішенні плоских контактних задач теорії пружності для багатопарового кільця

довільної форми, яке підкріплює отвір в лінійно-деформується середовищі, що моделює масив порід.

Підземна споруда разом із навколишнім гірським масивом розглядається як єдина взаємопов'язана система деформації. Розрахунок виконувався за методикою, що ґрунтується на розв'язанні плоских контактних задач теорії пружності для багатошарового кільця довільної конфігурації, яке укріплює порожнину в лінійно-деформованому середовищі, що моделює масив гірських порід.

З метою компенсації поздовжніх деформацій елементів тунельної обробки під час сейсмічних впливів, по всій довжині тунелю передбачено антисейсмічні шви, розташовані з кроком, кратним довжині пересувної опалубки, а також у місцях зміни розрахункової будівельної схеми або стикування з припортальними спорудами. Ці шви поєднують функції деформаційних і антисейсмічних розділень.

Розбиття тунелю на окремі відсіки здійснено відповідно до положень документа «Інженерна схема розміщення постійних споруд. Схема розташування типів обробки».

Відповідно до розрахунків, виконаних згідно з вимогами ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» та ДБН В.2.3-7:2018 «Споруди транспорту. Тунелі. Проектування», поздовжнє зміщення суміжних відсіків тунелю відносно один одного становить [13]:

$$\delta = \frac{4\pi \cdot A \cdot l}{c_1 \cdot T_0} = \frac{4 \cdot 3,14 \cdot 2,0 \cdot 12}{140 \cdot 0,7} = 0,31 \text{ см}, \quad (2.1)$$

де

T_0 – переважаючий період сейсмічних коливань масиву, с;

A – можлива максимальна амплітуда коливань масиву, см;

c_1 – швидкість поздовжніх сейсмічних хвиль у ґрунті, м/с;

l – довжина відсіку тунелю, м.

Поздовжнє зміщення конструкцій визначалося при довжині відсіку $l = 12$ м і становить 3,1 мм, що повністю компенсується завдяки здатності шва сприймати деформацію величиною $\delta = 20$ мм.

Тимчасове кріплення у розрахунках постійної обробки не враховувалося.

2.5. Підпірні стіни, припортальні будівлі та споруди

Розрахунок фундаментів припортальних об'єктів і підпірних стін виконано згідно з вимогами ДБН В.2.1-10:2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування» із урахуванням Зміни №1 до нього, яка замінила скасований СНиП 2.02.03-85 «Пальові фундаменти» [8].

Визначення активного тиску ґрунту здійснювалося відповідно до положень СНиП 2.09.03-85 «Промислові будівлі».

Згідно з матеріалами інженерно-геологічного звіту № 24-8511-08,09,10-589, на портальних ділянках тунелю зсувні явища не спостерігаються.

Усі проєктовані споруди розташовані в межах смуги впливу залізничної колії, тому вони розраховані на тимчасові навантаження від рухомого складу типу СК. Конструкції, на які може передаватися колісне навантаження як у період будівництва, так і під час експлуатації, перевірені на зосереджену чотиривісну дію типу НК.

Клас навантаження K , а також коефіцієнти надійності і схеми прикладання навантажень прийняті відповідно до вимог ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування» [14].

Збірні залізобетонні елементи, зокрема типові балки та секції квадратних труб, перевірені на несучу здатність з урахуванням діючих розрахункових навантажень у межах фактичних інженерно-геологічних умов ділянки будівництва.

Відповідно до вимог ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України», у підпірних стінах передбачено влаштування антисейсмічних деформаційних швів із кроком не більше 15 м [6].

Розрахунки конструкцій виконувались за допомогою програмного комплексу SCAD 11.3. Ґрунтове середовище навколо паль моделювалось як лінійно-деформоване із застосуванням коефіцієнта основи відповідно до додатка Н.8 (Зміна №1 до ДБН В.2.1-10:2009 «Основи та фундаменти споруд»).

За результатами розрахунків було здійснено вибір арматури для найбільш несприятливих комбінацій зусиль. Отримані максимальні значення зусиль, деформацій і ширини розкриття тріщин не перевищують гранично допустимих величин.

Для оптимізації проходження тунельних робіт і уніфікації типів обробки, зовнішні конструкції прийняті однаковими за геометрією, із варіюванням відсотка армування, визначеного на підставі результатів розрахунку залежно від характеру навантаження.

Згідно з даними інженерно-геологічного звіту № 24-8511-08.09,.10-589, траса тунелю проходить через такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ) з відповідними коефіцієнтами міцності за Протодьяконовим:

- ІГЕ-4а, 5а – аргіліт і піщаник тріщинуваті, $f = 3,0-4,0$;
- ІГЕ-4б, 5б – аргіліт і піщаник сильнотріщинуваті, $f = 1,0-2,0$;
- дві тріщинуваті зони, $f = 1,0$;
- припортальні ділянки (ІГЕ-2а) – суглинок із включеннями піску та щебеню, $f = 0,8$.

За результатами виконаних розрахунків виділено чотири типи постійної обробки конструкцій тунелю:

Тип І – застосовується на портальній ділянці, де спорудження виконується під захистом палювих підпірних стін і випереджального екрану з труб (у зоні урізання тунелю).

Тип ІІ – призначений для припортальних зон, де формування skleпу неможливе. Конструкція розрахована на повний стовп ґрунту:

- для ІГЕ-2а, $f = 0,8$, $H = 20$ м – у межах Західного порталу;
- для ІГЕ-4б, $f = 1,0$, $H = 16$ м – у зоні Східного порталу. Також цей тип використовується на перехідних відрізках між зонами максимального та мінімального гірського тиску (тобто між типом III та типом IV);

Тип III – застосовується в сильно тріщинуватих породах та тріщинуватих зонах гірського масиву. Обробка розрахована на можливість утворення склепу для ІГЕ-4б, $f = 1,0$. На Західному порталі прийнято розрахунок на повний стовп ґрунту ІГЕ-2а, $f = 0,8$, $H = 25$ м, а також перевірено варіант склепоутворення для тієї ж товщі (ІГЕ-2а). Цей тип має максимальний відсоток армування серед усіх конструкцій тунелю.

Тип IV – використовується в тріщинуватих породах, де передбачено формування склепу для ІГЕ-4а, 5а, $f = 3,0$, а на припортальних ділянках – при розрахунку на повний стовп ґрунту до $H = 6$ м. Додатково розрахунком підтверджено можливість застосування цього типу для умов склепоутворення в ІГЕ-5б, $f = 2,0$, що характерно для окремих коротких ділянок по трасі тунелю.

Для ділянок обробки, що розташовані в межах порід ІГЕ-4а, 5а з коефіцієнтом міцності $f = 3,0$, у зонах прилягання до евакуаційних збійок передбачено підсилене армування порівняно з Типом IV (аналогічне до Типу-II). Це обумовлено можливим збільшенням прольоту склепіння обвалення, а отже – і зростанням навантаження на конструкцію від гірського тиску. Крім того, у місцях прорізів у тунельній обробці (при влаштуванні ніш, камер, збійок) передбачене додаткове укріплення – шляхом обрамлення їх залізобетонними балками, інтегрованими у тіло обробки.

Розміщення типів постійної обробки вздовж осі тунелю визначено з урахуванням інженерно-геологічних умов і наведено у схемі «Поздовжній профіль по осі тунелю».

Основні параметри залізобетонного перерізу постійної обробки (кріплення) становлять: товщина зводу $\delta = 500$ мм, товщина стін $\delta = 650$ мм, товщина лотка $\delta = 750$ мм. Внутрішній контур тимчасового кріплення прийнято більшим на 100 мм від зовнішнього контуру постійної обробки. Будівельний

зазор $\delta = 100$ мм враховує можливе відхилення тимчасового кріплення у напрямку всередину тунелю. У зонах, де деформація тимчасового кріплення тунелю не очікується, цей простір під час бетонування заповнюється неармованим бетоном.

Для запобігання потраплянню ґрунтових вод у тунель і зменшення дії гідростатичного тиску передбачено влаштування замкненої системи гідроізоляції з відведенням дренажних вод у заобробний дренаж. Конструкція цієї системи має таку будову:

- до шару тимчасового кріплення за допомогою анкерних цвяхів із поліетиленовими шайбами типу «Ронделе» закріплюється шар геотекстилю товщиною $\delta = 4$ мм;
- на шайби «Ронделе» шляхом термічного припаювання монтується поліетиленова геомембрана товщиною $\delta = 2$ мм;
- у місцях розташування холодних швів бетонування (на стиках між лотком і стінками тунелю, а також у місцях сполучень) до мембрани приєднуються поліетиленові гідрошпонки, а в тіло залізобетонного перерізу закладається набухаючий гумовий профіль, який після затвердіння бетону перешкоджає проникненню ґрунтових вод;
- у зонах розташування антисейсмічних деформаційних швів застосовується аналогічне рішення – поліетиленові гідрошпонки з'єднуються з гумовими елементами, вмонтованими у залізобетон суміжних відсіків, що запобігає фільтрації води та одночасно забезпечує компенсаційні властивості шва;
- вода, яка потрапляє до дренауючого шару геотекстилю, відводиться у заобробний дренажний простір (між постійною обробкою та тимчасовим кріпленням);
- дренажна система виконується з ухилом, що відповідає падінню поздовжнього профілю тунелю – від Східного порталу до Західного, де передбачений скид води у водоприймальні колодязі.

Для відведення можливих проникнень ґрунтових вод, конденсату, атмосферних опадів (на припортальних ділянках залізничного тунелю), а також води, що може утворюватися під час гасіння пожеж, у тілі тунельної обробки під баластовим шаром із щебеню, передбачено прокладання перфорованої гофрованої поліетиленової труби, яка обладнується фільтрувальним шаром із геотекстилю.

З метою забезпечення відведення води та можливості технічного обслуговування дренажної системи уздовж тунелю з інтервалом 40 м передбачено влаштування оглядових колодязів із відстійними секціями.

Рух води організовано у напрямку зі сходу на захід, де на Західному порталі передбачено скид у водоприймальний колодязь. Подальше відведення води здійснюється відповідно до вимог розділу ПСТВУ.

Враховуючи відсутність конкретних вимог щодо межі вогнестійкості конструкцій залізничних тунелів у чинних нормативних документах, мінімальну межу вогнестійкості тунельної обробки прийнято за аналогією з положеннями ДБН В.2.3-7:2018 «Споруди транспорту. Метрополітени» та ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» [15, 16].

Згідно з цими нормативами, мінімальна межа вогнестійкості залізобетонних конструкцій тунельної обробки приймається не менше REI 90 (1,5 години). Необхідна межа вогнестійкості конструкції забезпечується за рахунок прийнятого захисного шару бетону над робочою арматурою товщиною $\delta = 60$ мм. Для зменшення ризику утворення тріщин у цьому шарі передбачено укладання додаткової конструктивної арматурної сітки.

З метою протипожежного захисту антисейсмічного деформаційного шва з внутрішнього боку постійної обробки тунелю передбачено його заповнення негорючою мінераловатною ізоляцією та герметизацію спеціальним вогнестійким складом.

2.6. Обґрунтування вибору параметрів технологічної схеми при спорудженні залізничного тунелю

Для розроблення проєктних рішень щодо спорудження горизонтальних капітальних гірничих виробок буропідбивним способом науково-дослідними організаціями свого часу були підготовлені типові технологічні схеми їхнього проходження. Такі схеми охоплюють вибір комплектації обладнання, визначення оптимальної технології проведення, розрахунок параметрів прохідницького циклу, а також оцінку трудомісткості робіт залежно від гірничо-геологічних і технічних факторів – міцності гірських порід, кута нахилу виробки, площі її поперечного перерізу, типу кріплення тощо.

Засоби транспортування та схеми його руху визначаються виходячи з розмірів поперечного перерізу та довжини виробки. Комплект прохідницького обладнання включає бурову установку, перфоратори та породонавантажувальну машину з навісним буровим агрегатом.

Поперечний переріз тунелю у проходці становить 77 м². Проходка здійснюється буропідбивним способом у пластах вугілля та породах із показником міцності $f = 4-7$.

Під час проєктування форми і типу кріплення виробки необхідно дотримуватися вимог «Правил безпеки» та чинних державних будівельних норм і стандартів (ДБН та ДСТУ), що регламентують вибір форми поперечного перерізу, матеріалів та конструкції кріплення.

Проєктом передбачено проходження виробки в зоні впливу підвищеного вертикального та бокового гірничого тиску. У зв'язку з цим рекомендовано застосовувати форму поперечного перерізу з криволінійними контурами, що дозволяє сприймати тиск бокових порід і забезпечує підвищену стійкість конструкції.

Найбільш раціональною для даних гірничо-геологічних умов визнано арочну форму поперечного перерізу, яку прийнято в проєкті. Як основний тип кріплення застосовується арочна металева піддатлива рама з профілю СВП типу

АКП. Геометричні параметри поперечного перерізу визначаються відповідно до габаритів транспортного обладнання.

Виробка передбачена двоколіійною. Для визначення типового поперечного перерізу виробки ширину B на рівні рухомого складу розраховують на підставі вимог НПАОП 10.0-1.01-10 «Правила безпеки у вугільних шахтах» [17] та положень ДБН В.2.3-7:2018 «Споруди транспорту. Метрополітени» [15] з урахуванням мінімальних габаритів при русі транспорту і будівельних та експлуатаційних зазорів:

$$B = n + k \cdot A + m, \text{ мм}, \quad (2.2)$$

де n – зазор між вагоном і кріпленням виробки зі сторони проходу людей на висоті 1,8 м, мм; k – кількість рейкових колій; A – ширина вагонетки, мм; c – зазор між електровозами, мм; m – зазор між вагонеткою і кріпленням виробки з протилежного боку від проходу людей, мм.

Беручи до уваги особливі умови експлуатації, кріплення має виконувати огорожувальні, несучі, підпірні, ізоляційні, зміцнювальні або поєднані функції, які гарантують стабільність і надійність виробки під час її роботи.

Основні вимоги до кріплення такі:

- його робочий режим повинен відповідати конкретним гірничо-геологічним умовам;
- конструкція має забезпечувати необхідну площу поперечного перерізу виробки протягом усього терміну експлуатації;
- створювати мінімальний опір руху повітря;
- відзначатися достатньою міцністю, стійкістю та здатністю сприймати деформації без втрати функціональності;
- бути вогнестійкою, водо- і газонепроникною, довговічною, стійкою до корозії, простою у монтажі й демонтажі, а також придатною до повторного використання.

Тип кріплення обирається за параметром

$$\Pi_k = \gamma H / R_c, \quad (2.3)$$

де γ – об’ємна вага порід, в середньому становить $2,5 \text{ т/м}^3$; $H = 180$ – максимальна глибина розробки, м; R_c – міцність порід, МПа, яка визначається за формулою:

$$R_c = 10f = 10 \cdot 7 = 70 \text{ МПа}. \quad (2.4)$$

Тоді:

$$\Pi_k = (0,025 \cdot 180) / 70 = 0,064.$$

Тип кріплення приймається огорожуючим і підтримуючим.

Визначення зміщення порід:

$$U = U_t + U_z + U_{кр}. \quad (2.5)$$

де $U_t = 75$ – зміщення породного контуру, мм; U_z – зміщення при забутовці закріпного простору:

$$U_z = 0,25 \cdot t_3 = 0,25 \cdot 200 = 50 \text{ мм}, \quad (2.6)$$

де $t_3 = 200$ – товщина шару забутовки, мм;

$U_{кр} = 100$ – конструкційна піддатливість кріплення, мм.

Тоді

$$U = 75 + 50 + 100 = 225 \text{ мм};$$

Відповідно до положень методичних рекомендацій, розрахункові навантаження слід визначати як добуток нормативних навантажень та коефіцієнтів надійності. Коефіцієнт надійності від ваги всієї товщі ґрунтів у природному стані над тунелем становить 1,1.

2.7. Розрахунок параметрів буропідричних робіт

Для заданих умов (f і S_c) приймаємо глибину шпурів $l_{ш} = 1,4$ м, коефіцієнт використання шпурів приймаємо $\eta = 0,85$, глибину врубових шпурів – 1,5 м.

Тоді просування вибою за цикл складе:

$$l_{ц} = l_{ш} \cdot \eta = 1,4 \cdot 0,85 = 1,2. \quad (2.7)$$

Буропідричні роботи проектуємо відповідно до вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» та НПАОП 0.00-1.66-13 «Правила безпеки під час поводження з вибуховими матеріалами промислового призначення» [18].

У зв'язку з відсутністю у тунелі небезпечних виділень газу і пилу приймаємо ВР – амоніт 6ЖВ у патронах діаметром 36 мм.

Ініціювання передбачено детонаторами неелектричної системи «Імпульс» миттєвої дії для врубових шпурів та детонаторами короткого уповільнення – для решти шпурів.

Кількість шпурів у заходці визначається згідно з вимогами чинних правил і методик з організації вибухових робіт, зокрема з урахуванням положень НПАОП 0.00-1.66-13 «Правила безпеки під час поводження з вибуховими матеріалами промислового призначення» [18] та відповідних технічних правил, що регламентують порядок проведення вибуху, безпечні відстані, вентиляцію і провітрювання після підриву за формулою:

$$N = 12,7 \frac{q \cdot S_{np} \cdot \eta}{\gamma \cdot d^2 \cdot \rho}, \quad (2.8)$$

де q – питомі витрати вибухової речовини в заряді, кг/м^3 ; S_{np} – площа перерізу виробки в проходці, м^2 ; η – коефіцієнт використання шпурів; γ – коефіцієнт

заповнення шпура; d – діаметрів патронів ВР, см; ρ – гранулометрична щільність ВР, т/м³.

Тоді

$$N = 12,7 \frac{0,71 \cdot 77 \cdot 0,85}{0,35 \cdot 3,6^2 \cdot 1,1} = 117 \text{ шпурів.}$$

Приймаємо для 8 врубових шпурів та шпурів для підсилення підшви 20 по 3 патрона. В цьому разі маса ВР у врубових шпурах становить

$$Q_{\text{вр}} = 28 \cdot 3 \cdot 0,25 = 21 \text{ кг.}$$

Витрати ВР на відбійні і оконтурюючи шпури кількістю $(117-28) = 89$ шт становлять (при 2 патронах в шпурі):

$$Q_{\text{від}} = 89 \cdot 2 \cdot 0,25 = 44,5 \text{ кг.}$$

Разом

$$Q = Q_{\text{вр}} + Q_{\text{від}} = 21 + 44,5 = 65,5 \text{ кг.}$$

Змінна швидкість проходки при чотирьох змінному режимі роботи $n_{\text{зм}} = 4$ становить:

$$\nu = \frac{\nu_{\text{м}}}{25 \cdot n_{\text{зм}}} = \frac{110}{25 \cdot 4} = 1,1 \text{ м/зміну.} \quad (2.9)$$

або в середньому за годину

$$v_{\text{год}} = \frac{v_{3\text{м}}}{t_{3\text{м}}} = \frac{1,1}{6} = 0,183. \quad (2.10)$$

При величині просування виробки за цикл $l_{\text{ц}} = 1,2$ м тривалість циклу становить:

$$t_{\text{ц}} = \frac{l_{\text{ц}}}{v_{\text{год}}} = \frac{1,2}{0,183} = 6,56 \text{ годин}. \quad (2.11)$$

Визначення питомих витрат вибухової речовини. Для раціонального витрачання ВР важливо правильно встановити їх питомі витрати q . Цей показник значно варіюється і обумовлений якістю ВР, фізико-механічними властивостями гірських порід, розмірами поперечного перерізу виробки, якістю шпурів і набійки, наявністю відкритих поверхонь вибою та іншими чинниками.

Необхідну кількість ВР на 1 м^3 породи можна приймати за даними виробничої практики або обчислити за універсальною емпіричною формулою проф. Покровського:

$$q = q_1 \cdot F \cdot v \cdot l_1, \text{ кг/м}^3, \quad (2.12)$$

де $q_1 = 0,1f$ – питомі витрати вибухової речовини, які залежать від властивостей породи, кг/м^3 ; f – коефіцієнт міцності породи; l_1 – коефіцієнт працездатності ВР: $l_1 = 1,0$; v – коефіцієнт зажиму підривної породи, який враховує площу вибою і кількості додаткових оголених площин і визначається за формулою:

$$v = 6.5 / \sqrt{S_{\text{вч}}} = 6.5 / \sqrt{77} = 0,741, \quad (2.13)$$

де $S_{\text{пр}}$ – переріз виробки в проходці, м^2 ; $F = 1,36$ – коефіцієнт структури породи.

Тоді

$$q = 0,1 \cdot 7 \cdot 1,36 \cdot 0,741 \cdot 1,0 = 0,71 \text{ кг/м}^3.$$

Визначення кількості ВР на цикл:

$$Q = q \cdot S_{\text{пр}} \cdot \eta \cdot l_{\text{ш}} = 0,71 \cdot 77 \cdot 0,85 \cdot 1,4 = 65,5 \text{ кг}, \quad (2.14)$$

де $l_{\text{ш}} = 1,4$ – довжина шпуру, м; $q = 0,71$ – питомі витрати ВР, кг/м³; $\eta = 0,85$ – коефіцієнт використання шпуру;

Вибір засобів підривання, розрахунок електропідривної мережі.

Для підривання шпурових зарядів і для зарядів-розпилювачів води в поліетиленових мішках у проєкті прийнято наступні типи детонаторів:

- а) для шпурових зарядів – ЕДКЗ-ПМ-15;
- б) для розпилення води – ЕД-ПМ.

Як магістральні проводи використовуються мідні кабелі в ПВХ-ізоляції з перетином не менше 0,75 мм² (тип ПВ). Перевірка електропідривної мережі виконується за допомогою приладу ВІС-1, джерелом струму у схемі прийнято підрильний прилад ППВ-100м.

Запроектовано послідовне з'єднання електродетонаторів. На підставі обраної схеми з'єднання розраховується струм, що надходитиме в кожний електродетонатор, і його відповідність перевіряється згідно з вимогами техніки безпеки.

Якщо електродетонатори з'єднані послідовно, прийняті величини струму такі:

- до 100 шт. – 1,0 А;
- від 100 до 300 шт. – 1,3 А;
- понад 300 шт. – 1,5 А.

У разі застосування змінного струму прийняте значення 2,5 А.

При послідовному з'єднанні електродетонаторів сила струму визначається за формулою:

$$I_{\text{заг}} = I_1 = U / (R + n \cdot r) = 610 / (9,49 + 27 \cdot 3) = 6,74 \text{ А}, \quad (2.15)$$

де $I_{\text{заг}}$ – величина струму в магістральних проводах, А; I_1 – величина струму яка поступає в кожний електродетонатор, А; $U = 610$ – величина напруги джерела струму, В; n – кількість електродетонаторів в мережі $n = 27$; $r = 3$ – опір одного детонатора, Ом; R – опір магістральних і зєднуючих проводів:

$$R = \rho \cdot l / S = 0,01780 \cdot 400 / 0,75 = 9.49 \text{ Ом}, \quad (2.16)$$

де ρ – питомий опір матеріала проводу для міді 0.0178 Ом/м; l – довжина магістрального проводу $200 \cdot 2 = 400$ м; $S = 0,75$ – поперечний переріз дроту для підривання, мм².

2.8. Паспорт буропідричних робіт

Для кожного вибою оформляється паспорт буропідричних робіт – це основний документ, що регламентує ведення даного виду роботи [19, 20]. При складанні паспорта на вибух у межах проектування масового вибуху необхідно передбачити окремий розділ із заходами безпеки, зокрема:

- організацію провітрювання всіх виробок, куди можуть надходити газоподібні продукти вибуху;
- порядок допуску персоналу до зон, перебування в яких може бути небезпечним.

Паспорт масового вибуху при гірничих роботах формується на підставі затвердженого керівником підприємства типового проекту проведення підричних робіт із урахуванням геологічних і гідрогеологічних особливостей підриваються блоків, результатів попередніх підривів і вимог чинних нормативів. Документ повинен містити всі необхідні розрахунки та графічні матеріали щодо послідовності виконання буропідричних робіт і для розробки заходів безпеки в конкретних умовах виконання робіт.

На кресленні (рис. 2.8) показано схему розбурювання вибою при проходці Бескидського залізничного тунелю: спочатку буряться врубові шпури, далі – відбійні, і на завершення – контурні.

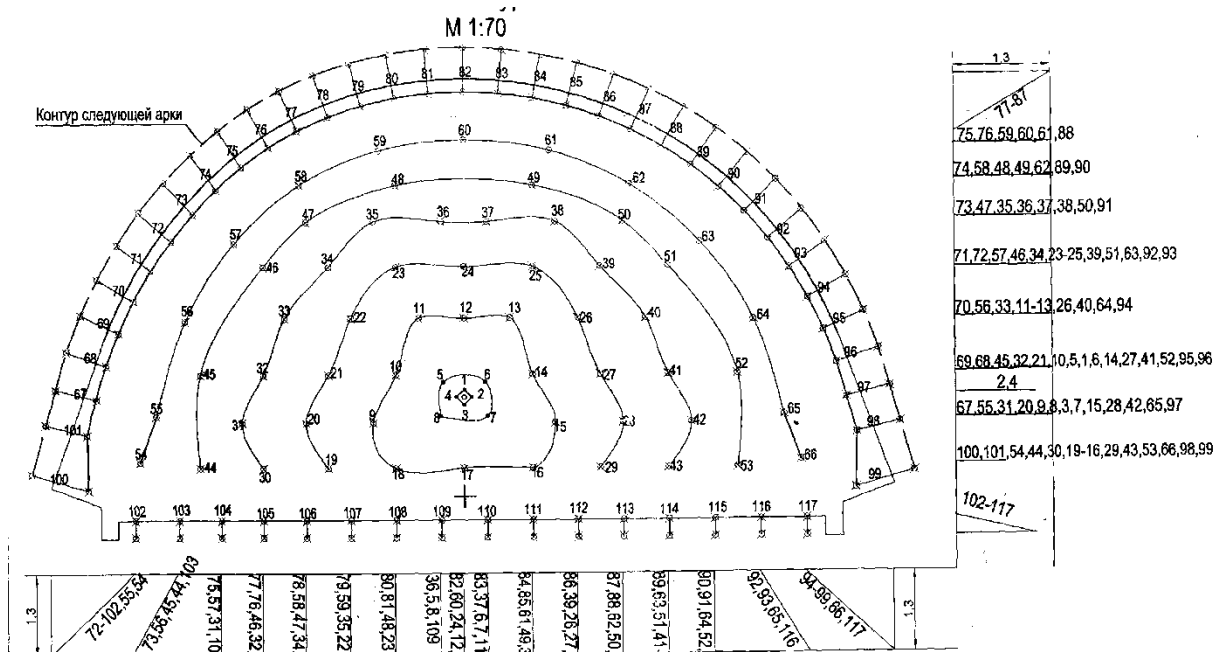


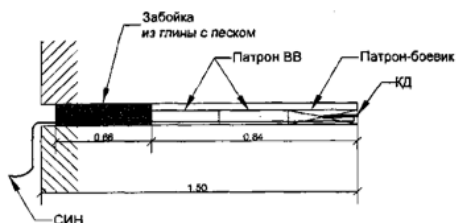
Рис. 2.8. Схема обурювання вибою калоти при проходці Бескидського залізничного тунелю

На рис. 2.9 показано конструкцію врубових, відбійних і контурних шпурових зарядів. Врубіві заряди та заряди для підсилення дії вибуху у підшві виробки комплектуються трьома патронами амоніту 6ЖВ, тоді як відбійні та контурні – по два патрони кожен.

Для відбійних і контурних шпурів у схемі передбачено також встановлення гідроампули між набійкою та самим зарядом.

Заряди підривалися короткоуповільненими і уповільненими методами із застосуванням неелектричної системи ініціювання «Імпульс». Номінали ступенів уповільнення, що використовувалися: 20, 40, 60, 200, 300, 600, 800, 2000, 4000, 6000, 8000 мс. Максимальна маса ВР у ступені сповільнення становила 6,75 кг.

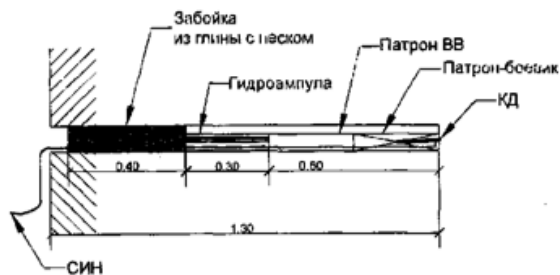
Врубові
(Амоніт 6 ЖВ – 0,75 кг)



Контурні
(Амоніт 6 ЖВ – 0,5 кг)



Відбійні
(Амоніт 6 ЖВ – 0,75 кг)



У підосві
(Амоніт 6 ЖВ – 0,5 кг)



Контурні опорних п'ят
(Амоніт 6 ЖВ – 0,75 кг)

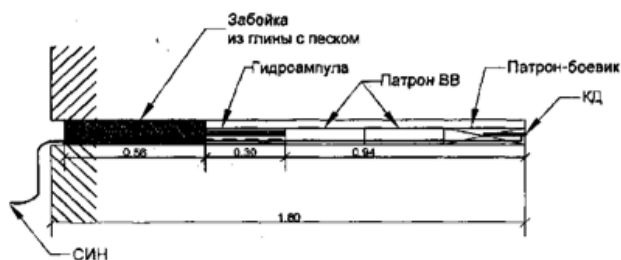


Рис. 2.9. Конструкція врубових, відбійних та контурних шпурових зарядів

Схема монтажу та основні параметри підривання представлені на рис. 2.10 та 2.11.

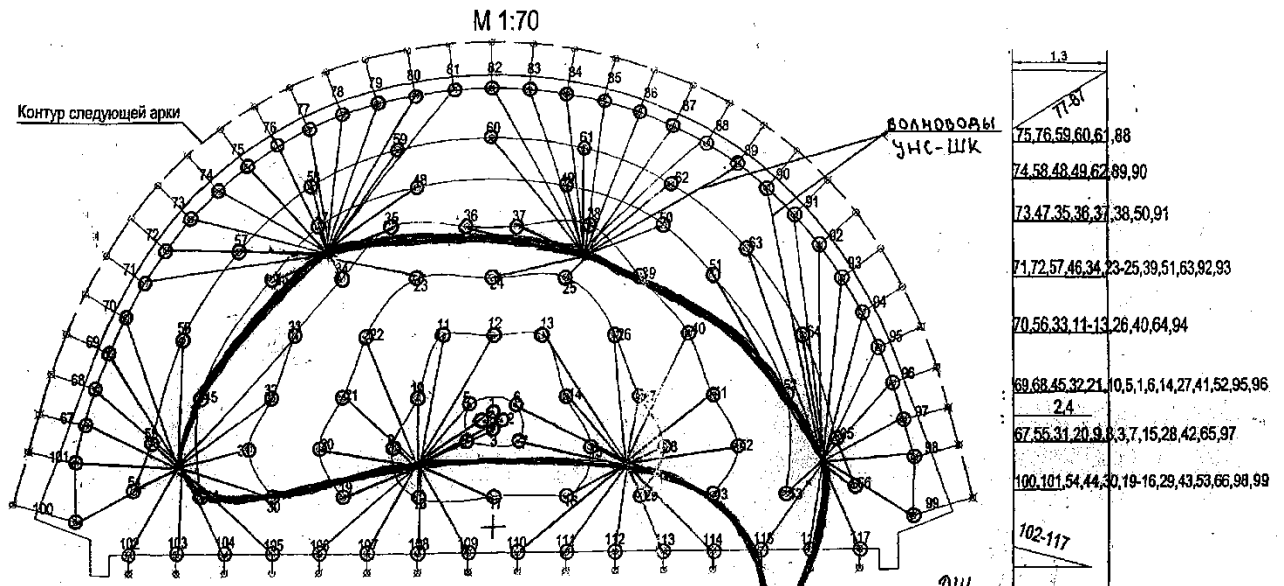


Рис. 2.10. Схема монтажу підрывної мережі

№ п/п	Показник	Одиниця виміру	Кількість
1	Небезпечність виробки: – за газом – за пилом	- -	безпечна безпечна
2	Переріз виробки вчорні	м ²	77
3	Коефіцієнт міцності за Протодьяконовим	-	4-7
4	Питома витрата ВР	кг/м ³	0,71
5	Коефіцієнт використання шпуру	-	0,85
6	Кількість шпурів	шт.	117
7	Тип врубу	-	призматичний
8	Тип ВР	-	Амоніт 6 ЖВ
9	Витрата ВР на цикл	кг	65,5
10	Витрата УНС-ШК	шт; шт/м ³	118; 1,28
11	ДШ	м; м/м ³	50; 0,54
12	Хвилевід	м; м/м ³	100; 1,1
13	Тип забійки	-	глина з піском
14	Витрата забійки на цикл	кг/шт	120/109
15	Посування вибою за вибух	м	1,2
16	Час на провітрювання вибою після вибуху	хв	30
17	Час на заряджання, вибух, провітрювання	хв	180

Рис. 2.11. Паспорт буропідричних робіт

2.9. Висновки до розділу 2

1. Під час будівництва або реконструкції тунелів одним із головних завдань є гарантування збереження вже існуючих споруд, що потрапляють у зону впливу сейсмічних коливань, спричинених вибуховими роботами під час проходження нових виробок.

2. Враховуючи специфіку виконання робіт і залежність визначення радіуса дії вибуху, охоронювані об'єкти зазвичай розміщуються на відстані 100-200 радіусів заряду від місця підризу. Це означає, що при розрахунках сейсmobезпечних умов буропідризних робіт необхідно враховувати формування та поширення хвиль стиснення, інтенсивність яких визначається параметрами проведення вибуху.

3. Міцність гірських порід, у межах яких здійснюється проходка Бескидського тунелю (за шкалою Протод'яконова – 4-7), зумовлює застосування буропідривної технології.

4. Визначені параметри буропідризних робіт (див. рис. 2.11) гарантують стійкість конструкцій і безпечну експлуатацію поруч розташованого діючого тунелю.

5. Заряди підривалися короткоуповільненими і уповільненими методами із застосуванням неелектричної системи ініціювання «Імпульс». Номінали ступенів уповільнення, що використовувалися: 20, 40, 60, 200, 300, 600, 800, 2000, 4000, 6000, 8000 мс. Максимальна маса ВР у ступені уповільнення становила 6,75 кг. Інші параметри паспорту буропідризних робіт наведено на рис. 2.11.

РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ СЕЙСМІЧНИХ КОЛИВАНЬ ВІД ДІЇ ВИБУХУ НА КРІПЛЕННЯ ПОРУЧ РОЗТАШОВАНОГО ТУНЕЛЮ

3.1. Умови проведення експериментальних досліджень

На ділянці Бескид – Скотарське Львівської залізниці функціонує тунель, якому понад 100 років. Ця споруда є складовою важливого міжнародного транспортного коридору Італія – Словенія – Угорщина – Словаччина – Україна, яким щодня проходять десятки поїздів. Через тривалий термін експлуатації та багаторазові руйнування під час Другої світової війни, конструкція тунелю перебуває у вкрай незадовільному технічному стані.

Виявлено значні пошкодження гідроізоляції, що спричиняють осипання та випадання породи з облицювання тунелю. Проведення тривалих ремонтних робіт є неможливим через інтенсивний рух поїздів на даній ділянці. У зв'язку з цим було прийнято рішення про спорудження нового залізничного тунелю, який дозволить підвищити пропускну здатність залізничної лінії удвічі – до 100 поїздів на добу [7].

Під час будівництва нового тунелю було передбачено застосування буровибухових технологій. Однак сейсмічні коливання, що виникають у процесі вибухів, можуть негативно вплинути на стійкість існуючої споруди. З метою визначення безпечних параметрів буропідбивних робіт і мінімізації їх впливу на діючий тунель, за замовленням інституту «УкрНДІпротранс», було розроблено документ «Рекомендації щодо сейсмобезпечних параметрів буровибухових робіт при будівництві дренажної штольні і тунелів на перегоні Бескид – Скотарське Львівської залізниці» [7].

Під час створення цих рекомендацій досліджено фізико-механічні та гідрогеологічні властивості гірського масиву, виконано оцінку стійкості конструктивних елементів чинного тунелю та визначено допустимі розрахункові рівні сейсмічного впливу на його облицювання. Також проведено інструментальні спостереження за коливаннями тунельної обробки по всій його

довжині під час проходження поїздів. Водночас експериментальних вимірювань дії вибухових навантажень не здійснювали, оскільки в той час буропідливні роботи ще не проводилися.

Минув значний час від моменту проведення попередніх досліджень. За цей час технічний стан існуючого тунелю погіршав, з'явилися сучасні засоби ініціювання підривів і нові типи вибухових речовин, а також високопродуктивне бурове обладнання, яке забезпечує більшу швидкість безпечної проходки нового тунелю. Крім того, з'явилися сучасні прилади для реєстрації сейсмобезпеки буропідливних робіт. У зв'язку з цим раніше отримані рекомендації підлягають перегляду.

3.2. Методика проведення дослідження

Було здійснено інструментальні заміри параметрів інтенсивності сейсмічних коливань конструкцій у нішах №1 та №3 південної стінки тунелю №1, який експлуатується з 1881 року. Тактичні відстані від місць вибухів до споруди, що підлягає захисту, наведені на перетині горизонтальної площини (рис. 3.1) [21].

Спостереження виконувалися як під час руху залізничного транспорту (електропоїзд, пасажирський потяг, вантажний поїзд без вантажу, вантажний поїзд із вантажем, а також два спарені електровози), так і під час здійснення технологічних вибухів у процесі проходки тунелю.

Для вимірювань сейсмічних коливань застосовувався сучасний цифровий сейсмограф BlastMate III виробництва компанії *Instantel*. Прилад мав чинне свідоцтво про повірку, видане ДП «Укрметртестстандарт» (№ 22-00/2023876 від 25.01.2012 р.) і підтверджував відповідність вимогам щодо засобів вимірювальної техніки [21].

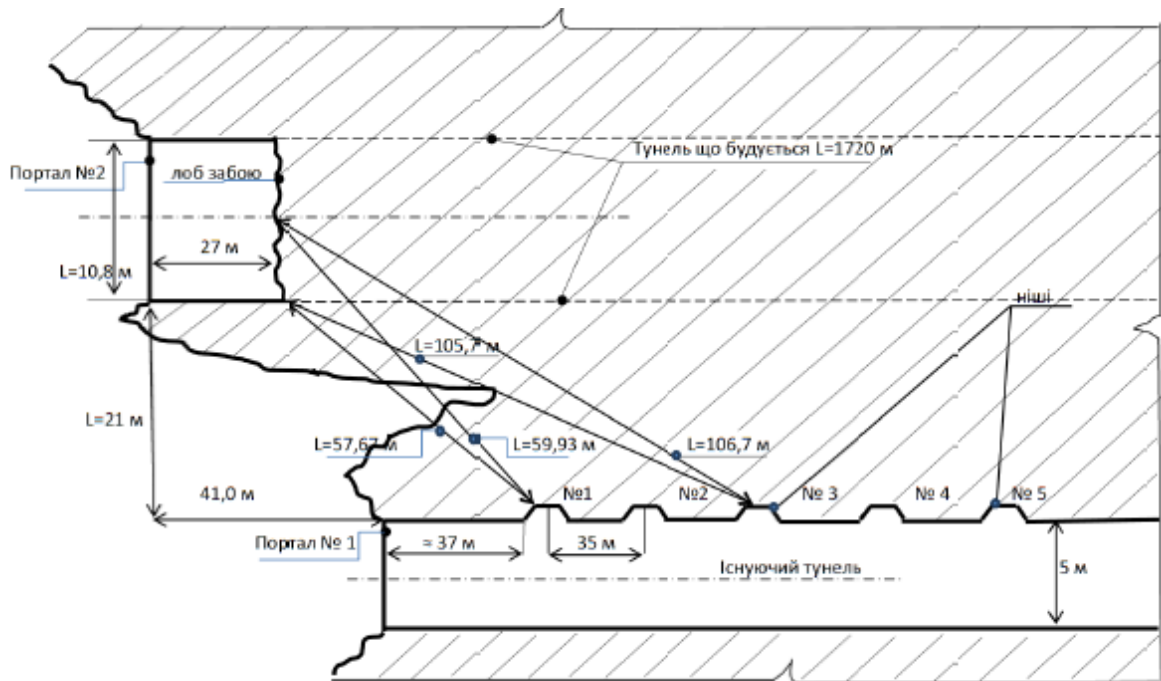


Рис. 3.1. Тактичні відстані від вибуху до об'єкта, що охороняється

Виходячи з прогнозованої спрямованості розповсюдження сейсмічних хвиль та розташування об'єктів, що охоронялись, прилади встановлювали в підшві ніш №1 і №3 існуючого тунелю на відстанях 59,93 м та 106,7 м від врубів шпурів відповідно. Автоматичний поріг сейсмографа для переходу в режим запису події було встановлено на 0,05 см/с.

Обробку і інтерпретацію вимірювань виконували з використанням програмного забезпечення BlastWare (фірма *Instantel*). Детальні результати наведені в додатках. Під час руху залізничного транспорту рівні коливань не перевищували порогу чутливості приладу.

Під час проведення підривних робіт максимальна швидкість коливань облицювання в ніші №1 склала 0,185 см/с при частотах 64-102 Гц, у ніші №3 – 0,0471 см/с при частотах 60-73 Гц [21].

Заряди підривалися короткоуповільненими й уповільненими методами із застосуванням неелектричних систем ініціювання «Імпульс». Номінали ступенів уповільнення, що використовувалися, змінювалися від 20 до 8000 мс. Максимальна маса ВР у ступені уповільнення становила 6,75 кг. Загалом

підірвано 62 шпурових заряди; сумарна маса ВР у шпурових зарядах – 32,5 кг (амоніт 6ЖВ).

Вибухові роботи виконувалися в сильно тріщинуватих породах, про що свідчать дані геологічного розрізу свердловини №10пг пк: 16353 + 22,5.

Після аналізу первинних результатів вимірювань можна зробити такі висновки [21]:

1. Зафіксована інтенсивність коливань від буропідричних робіт перевищує природний фон, який спостерігається під час проходження потягів, проте не перевищує I бал за шкалою MSK-64 на відповідних відстанях до об'єкта, що охороняється. Відповідно до ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України», сейсмічність території досліджень за шкалою MSK-64 (додаток Б до ДБН) становить 8 балів згідно з картою ЗСР-2004-С, із періодом повторюваності струсів один раз на 5000 років (ймовірність перевищення інтенсивності протягом 50 років – 1%). Згідно ДБН В.1.1-12:2006, ґрунти по трасі тунелю за сейсмічними властивостями віднесені до категорії II. Сформовані коливання не створюють загрози для стабільності облицювання чинного тунелю.

2. Помітне зменшення амплітуди масової швидкості зсуву та частоти коливань зі збільшенням відстані від місця вибуху, а також при поширенні сейсмічних хвиль уперек шаруватого масиву, підтверджує значну тріщинуватість порід, що була виявлена під час буріння розвідувальної свердловини №1-пг, з відбором керна по осі тунелю, що вказує на високе поглинання енергії вибуху.

3. Результати вимірювань, проведених на відстанях 57,67 м і 105,7 м, не дозволяють повністю спрогнозувати рівень коливань у разі наближення фронту буропідричних робіт до існуючого тунелю на мінімальну відстань 21 м. У цій зоні вибухова хвиля в масиві поширюватиметься не вперек, як під час першого вибуху, а вздовж простягання шарів гірських порід, що перетинаються тунелями під прямим кутом. Це зменшує здатність масиву до поглинання енергії вибуху

внаслідок зниження дисипації, що підвищує ризик впливу на конструкцію при мінімальній відстані 21 м до діючого тунелю [21].

На основі проведених вимірювань рекомендовано вжити такі заходи:

1. Для отримання достовірних даних щодо впливу сейсмічних коливань на конструкцію діючого тунелю слід здійснити повторні сейсмовимірювання швидкості зсуву та частоти коливань у нішах №1 та №3 при мінімальній відстані 21 м від вибуху. Саме на цій відстані очікується найбільший вплив сейсмічних хвиль на облицювання тунелю в зоні ніші №1 [21].

2. Вироблений простір нового тунелю проходить у корінних породах Кросненської світи палеогену, які є неоднорідними за фізико-механічними властивостями. Під час проходки можливе перетинання зруйнованих зон та ділянок із підвищеною міцністю, зокрема кварцованих пісковиків, що характерні для флішових відкладів палеогену. Для більш точного прогнозу впливу сейсмічних коливань на існуючий залізничний тунель необхідно одночасно контролювати величину масової швидкості зсуву порід як на мінімальній відстані до вибуху, так і на віддаленій точці, що забезпечить достовірність прогнозу.

Наступні виміри доцільно виконувати у двох точках одночасно:

- Перша точка – у ніші на мінімальній відстані 21 м від місця вибуху, де фіксуються максимальні коливання облицювання;
- Друга точка – на відстані приблизно 70 м, через одну нішу вглиб тунелю, для визначення динаміки затухання коливань. Таким чином, оптимальний крок вимірювань для побудови прогнозної моделі становить 35 м, що відповідає відстані між нішами.

3. Якщо в процесі спостережень буде зафіксовано аномальне зниження інтенсивності сейсмічних коливань, низький вихід керна (менше 40 %) або незадовільний технічний стан кріплення, керівництво будівництва повинно ухвалити рішення щодо додаткових контрольних вимірювань між нішами. Загальна кількість замірів по всій довжині тунелю має становити приблизно 50–60 точок.

4. Рекомендується службам залізниці скласти Акт технічного стану допоміжних виробок існуючого тунелю (№1) на момент початку буропідливних робіт у новому тунелі (№2). Оскільки роботи в тунелі №2 проводяться з постійним інструментальним моніторингом сертифікованим сейсмографом відносно конструкцій тунелю №1, а допоміжні виробки мають менший переріз (що забезпечує вищу сейсмостійкість), можливі локальні обвали, які можуть збігтися в часі з виконанням буропідливних робіт, є випадковими [21].

Сейсмобезпечна хвиля, навіть при допустимій масовій швидкості зсуву (нижчій за критичну), може спричинити осипання або обвал слабо закріплених ділянок покрівлі. Відповідальність за такі обвалення несуть особи, відповідальні за технічний стан кріплення та безпечну експлуатацію тунелю №1, а не фахівці з буропідливних робіт.

3.3. Характеристика автоматизованої системи контролю напружено-деформаційного стану існуючого Бескидського тунелю

Автоматизована система моніторингу напружено-деформаційного стану (надалі – система) призначена для використання на об'єктах підвищеного ризику, де необхідно забезпечити постійне спостереження за технічним станом конструкцій і своєчасно формувати попереджувальні сигнали при досягненні небезпечних показників.

Під критерієм безпеки розуміють досягнення контрольованими параметрами встановлених граничних значень. Згідно з чинними нормативними вимогами, обладнання, розміщене в тунелі, повинно мати ступінь захисту оболонки не нижче IP54 відповідно до ДСТУ EN 60529:2019 «Ступені захисту, що забезпечуються оболонками (Код IP)».

Кліматичне виконання електрообладнання та категорія розміщення мають відповідати умовам експлуатації категорії У2 згідно з ДСТУ 15150:2020 та ДСТУ 15543.1:2014.

Контроль напружено-деформаційного стану існуючого тунелю планується здійснювати за допомогою перетворювачів Strain gage моделі 4000, які інтегруються до складу накладних тензометричних датчиків. Ці прилади забезпечуватимуть фіксацію зміщень контуру стін тунелю [22].

При деформації обрис тунельної обробки змінюється відстань між монтажними блоками, що впливає на ступінь натягу струни. Система фіксує зміну цього натягу у мікродеформаціях (microstrain). Визначення фактичної деформації здійснюється шляхом віднімання початкового показника від поточного значення, отриманого протягом спостереження.

Було встановлено встановити датчики на 10 кільцях тунелю – по одному з кожного боку кільця (рис. 3.2). Кожен датчик монтується на металевій пластині, закріпленій шістьма арматурними анкерами по краях. Через нерівності поверхні тунелю кріплення пластин передбачено виконувати точковим зварюванням [22]. Висота встановлення датчика становить 1,8 м від рівня головки рейки (рис. 3.3).

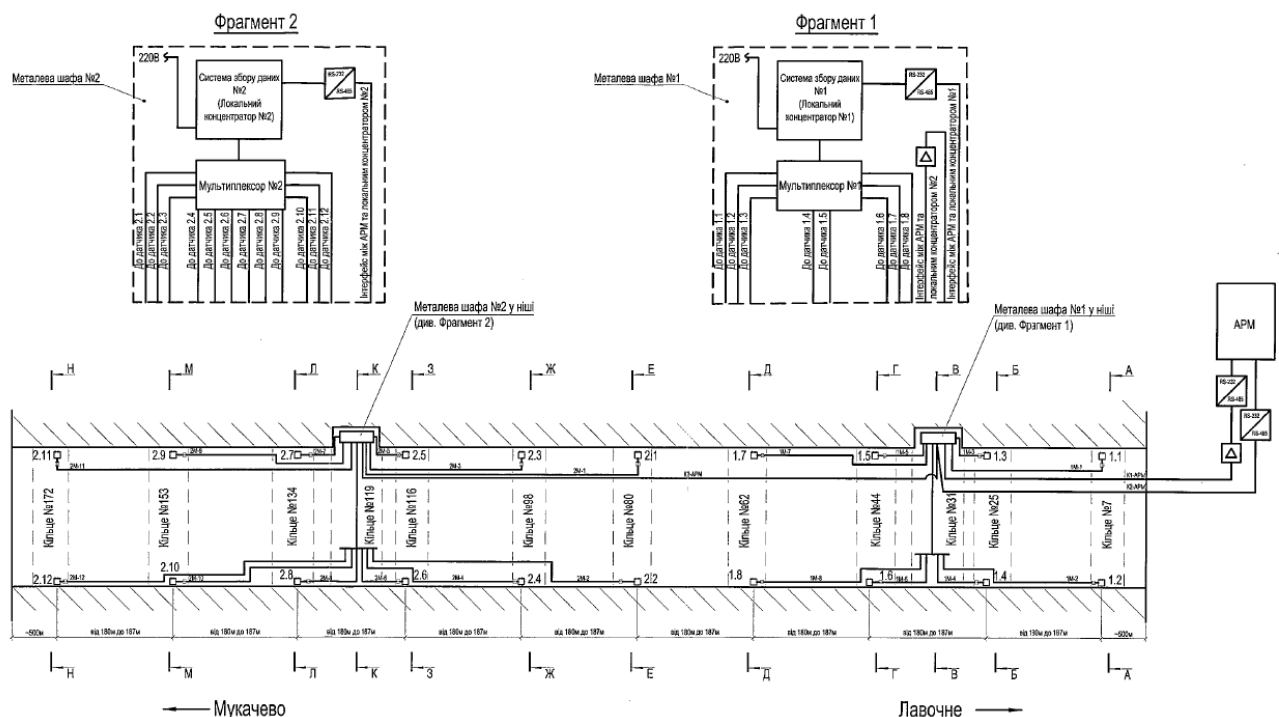


Рис. 3.2. Схема розміщення обладнання в існуючому тунелі

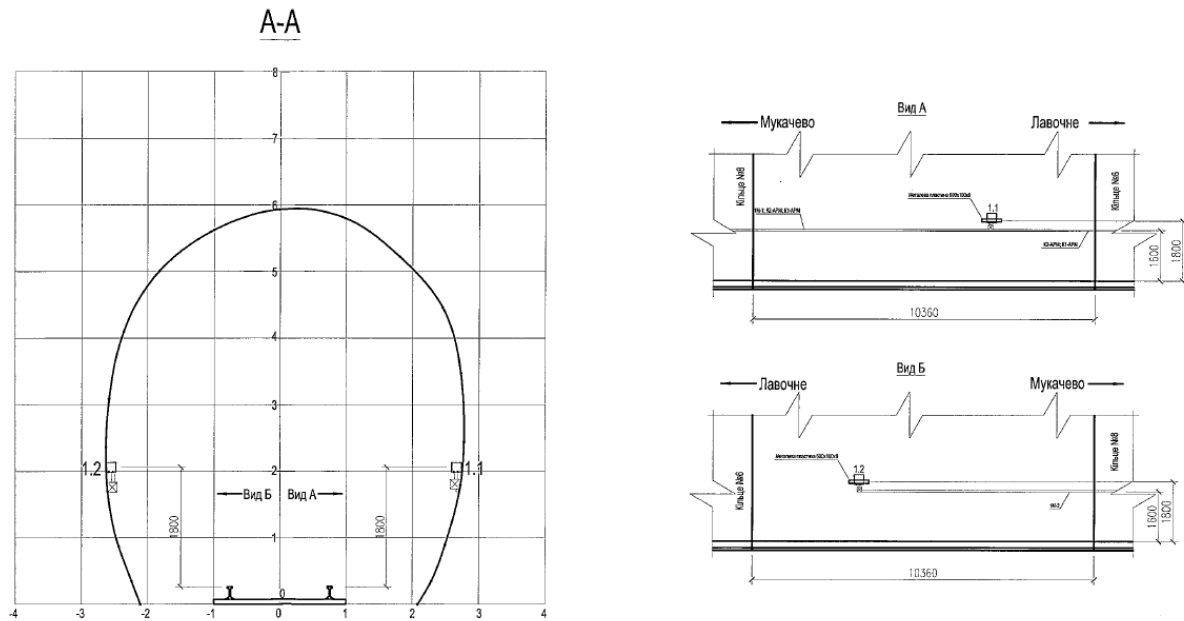


Рис. 3.3. Розташування обладнання та кабельних мереж у межах кільця №7
(розріз А-А рис.3.2)

Перед монтажем необхідно провести тестування працездатності датчика відповідно до вимог виробника. Номінальні значення мають перебувати у межах від 1000 до 4000 microstrain, із середнім показником близько 2500 microstrain. Крім того, потрібно перевірити електричний опір:

- між червоним та чорним проводами – близько 180 Ом;
- між білим і зеленим – приблизно 3000 Ом при температурі 25°C.

Сигнальні кабелі від тензометричних датчиків необхідно під'єднати до окремих кабельних трас через комутаційні коробки, які входять у комплект постачання кожного датчика. Вказані коробки встановлюються всередині розподільчих шаф. Індивідуальні кабельні лінії підводяться безпосередньо до мультиплексорів і локальних концентраторів.

У просторі тунелю передбачається монтаж 2-х локальних концентраторів (систем збору даних), кожен з яких обладнаний власним мультиплексором [21]:

- Локальний концентратор №1 разом із мультиплексором №1 розміщується в металевій шафі, встановленій у ніші кільця №31, до яких підключають 8 датчиків.

- Локальний концентратор №2 із мультиплексором №2 розташовується в металевій шафі в ніші кільця №119, до них під'єднують 12 датчиків (див. креслення АСКС2 та АСКС.15).

Прокладання індивідуальних кабельних ліній виконується кабелем типу J-Y(St)Y 2×2×0,8, який монтується в жорсткій трубі Ø32 мм. Канали зв'язку (інтерфейсні лінії) від обох концентраторів, що під'єднуються до автоматизованого робочого місця (АРМ), організовуються радіальною схемою за допомогою кабелю FTP cat.5e 4×2×AWG. Ці лінії також прокладаються в жорстких трубах Ø32 мм спільно з індивідуальними трасами датчиків [22].

Для збору, візуалізації та аналітичної обробки інформації на АРМ використовується програмне забезпечення «Титан», яке забезпечує взаємодію між усіма елементами автоматизованої системи контролю.

Перекидання індивідуальних ліній від тензометрів з одного боку тунелю на інший виконується в гофрованих трубах, що розташовуються в міжшпальному просторі (див. креслення АСКС5 та АСКС.11).

Лінії електроживлення для локальних концентраторів підводяться від електричних щитів, розміщених у тих самих нішах, де встановлено обладнання.

3.4. Вимірювання параметрів сейсмовибухових хвиль від масових вибухів

Сейсмічний вплив вибуху, тобто швидкість зсувних рухів у вибуховій сейсмічній хвилі, знаходиться в оберненій залежності від діаметра заряду і може бути виражений наступною формулою:

$$U = 120 \frac{l_3}{d_3 \cdot \rho_3} K \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right)^n \quad (3.1)$$

де l_3 – довжина заряду, м; d_3 – діаметр заряду, м; Q – маса одночасно зарядів, що підриваються ВР, кг; K – коефіцієнт сейсмічності, що відображає властивості

грунту в місці розташування об'єкту; R – відстань від місця реєстрації до вогнища вибуху, м; n – показник ступеня загасання коливань, що залежить від властивостей порід за профілем поширення сейсмовибухових хвиль.

Для підтвердження гіпотези про залежність обсягу енергії, що витрачається на дроблення гірських порід, від питомої площі контакту заряду з породою, були використані результати масових підривів, проведених під час спорудження траншеї для трубопроводу «Північноєвропейський газопровід».

Дослідницькі роботи охоплювали такі етапи [21]:

- виконання інструментальних вимірювань для вибору та обґрунтування оптимального діаметра шпурових і свердловинних зарядів з метою зменшення частки енергії вибуху, що формує рівень сейсмічної дії;
- уточнення аналітичних розрахункових залежностей, які визначають закон затухання параметрів сейсмовибухових хвиль зі збільшенням відстані від місця вибуху для заданої проектної маси заряду;
- отримання експериментальних даних, що підтверджують безпечний рівень впливу сейсмічних хвиль на трубопровід, який перебуває в експлуатації.

З метою визначення повного модуля вектора швидкості коливань гірського масиву, який складається з трьох взаємно перпендикулярних компонент, застосовувався багатоканальний метод спостережень. В якості вимірювальних перетворювачів використовувалися сейсмоприймачі типу СВ-5 і СВ-3СП, технічні характеристики яких наведено в таблиці 3.1 [22].

Таблиця 3.1

Основні характеристики використовуваних сейсмоприймачів

СВ-5	СВ-30П
1. Діапазон частот – 4-200 Гц	1. Власна частота сейсмоприймача – $30 \pm 1,2$ Гц
2. Власна частота сейсмоприймача – $4 \pm 0,4$ Гц	2. Частота другого електромагнітного резонанса – не менше 20 Гц
3. Чутливість – 0,3 В·с/см	3. Чутливість – 0,14 В·с/см
4. Активний опір – 320 ± 20 Ом	4. Ступінь затухання – $0,6 \pm 15$ %

Для фіксації та подальшої обробки аналогових сигналів використовували такі прилади: чотириканальний електронний осцилограф виробництва компанії «Tektronix» та аналого-цифровий перетворювач типу E-330 [22].

Застосований стандартний АЦП підключався до принтерного порту портативного комп'ютера (типу Notebook) і функціонував як зовнішній модуль E-330, який підтримує режими EPP або Bidirectional (ці режими підтримуються більшістю сучасних багатофункціональних карт і ноутбуків) [22].

Пропускна здатність порту EPP становить близько 0,6-1 МБ за секунду, що забезпечує можливість введення сигналів широкого спектра частот у режимі реального часу.

Модуль E-330 обладнано власним цифровим процесором ADSP-2105, який відповідає за управління всіма периферійними компонентами (АЦП, ЦАП, цифрові лінії, пам'ять даних) і синхронізацію процесів введення та виведення інформації [22].

Осцилограф «Tektronix» оснащено функцією автоматичної самодіагностики, що дозволяє здійснювати метрологічний контроль під час зміни умов експлуатації – як зовнішніх (температура, тиск тощо), так і внутрішніх (збій у роботі систем). Процедура діагностики активується щоразу під час увімкнення приладу [22].

Для визначення повного вектору швидкості коливань у точці вимірювання виконувалося окреме встановлення трьох сеймоприймачів, кожен з яких фіксував одну з компонент вектору швидкості:

- вертикальну складову (V_h);
- тангенціальну складову (V_T);
- радіальну складову (V_r).

Монтаж реєстраційного комплексу в запланованих точках здійснювали безпосередньо в день проведення масового вибуху. Перед установкою проводилася зачистка поверхні для забезпечення надійного контакту сейсмодатчиків із ґрунтом. Закріплення датчиків виконували швидкоотвердуючим матеріалом, зазвичай алебастром. З'єднання між сеймоприймачами та

реєструвальним обладнанням здійснювалося за допомогою радіочастотного антивібраційного кабелю марки АВК-100.

Після монтажу обладнання проводилося тестування всієї вимірювальної системи на працездатність. Після отримання сигналу від підричника про готовність зарядів, комплекс переводився в режим очікування, а оператор залишав небезпечну зону.

Перехід у режим активної реєстрації здійснювався автоматично при надходженні сейсмічного імпульсу. Обробка отриманих сейсмограм проводилася автоматизовано – фіксувалися амплітудні значення сигналу (у вольтах) і тривалість періодів (у секундах), після чого результати зберігалися у вбудованій електронній пам'яті реєстраційного комплексу.

Величину швидкості за окремими компонентами повного вектора обчислювали аналітичним шляхом згідно із залежністю:

$$V = \frac{A}{S}, \text{ см / с,} \quad (3.2)$$

де A – пікове (максимальне) значення амплітуди сигналу, В; S – чутливість датчика, [В·с/см]

Загальне значення вектору швидкості V обчислюється аналітичним способом за формулою:

$$V = \sqrt{V_h^2 + V_r^2 + V_r^2} \quad (3.3)$$

Крім того, для виконання розрахунків за наведеною вище методикою були здійснені маломасштабні вибухи з метою визначення коефіцієнта сейсмічності – K_0 та показника загасання – n .

Схема встановлення цих коефіцієнтів передбачала наступне. На основі відомих фізико-механічних характеристик ґрунтів у зоні проведення

вимірювань, відповідно до методики, викладеної у [52], проводилася оцінка коефіцієнта сейсмічності за формулою:

$$K = 1000 \sqrt[3]{\frac{C_p}{\rho} \left(1 - \frac{4}{3} \frac{C_s^2}{C_p^2} \right)^2} \quad (3.4)$$

де C_p і C_s – швидкість поздовжніх і поперечних хвиль у ґрунті, м/с; ρ – щільність ґрунту, кг/м³.

Для приповерхневих гранітів з вираженою природною тріщинуватістю приймаються наступні фізико-механічні параметри: $C_p = 4000$ м/с; $C_s \sim 0,7C_p = 2800$ м/с; $\rho = 2700$ кг/м³.

Тоді виходячи з отриманого значення K , експериментально виміряної швидкості зсуву ґрунту у сейсмовибуховій хвилі та за фіксованої маси заряду в 1 кг, для кожного діаметра та відповідної відстані визначався власний показник загасання. Розрахунок здійснювався методом логарифмування рівняння М.А. Садовського.

Як основне значення коефіцієнта загасання прийнято $n = 2,3$, що відповідає найбільш реальним умовам поширення сейсмовибухових хвиль під час виконання вибухових робіт.

Вимірювання здійснювалися за методикою, описаною вище.

Результати реєстрації коливань обробки існуючого тунелю у ніші № 1 наведені на рис. 3.4-3.7 [21].

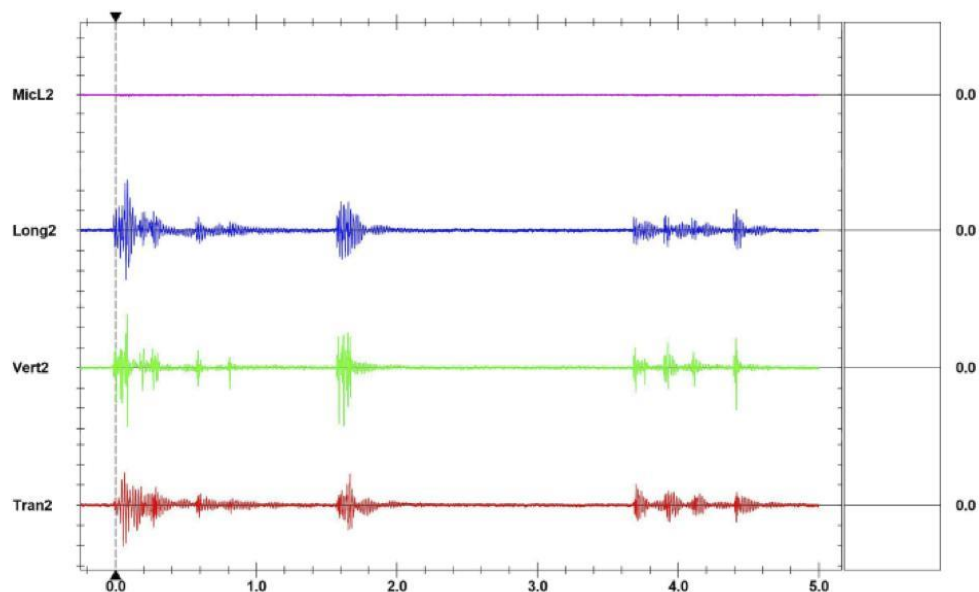


Рис. 3.4. Результати коливань кріплення існуючого тунелю у ніші №1

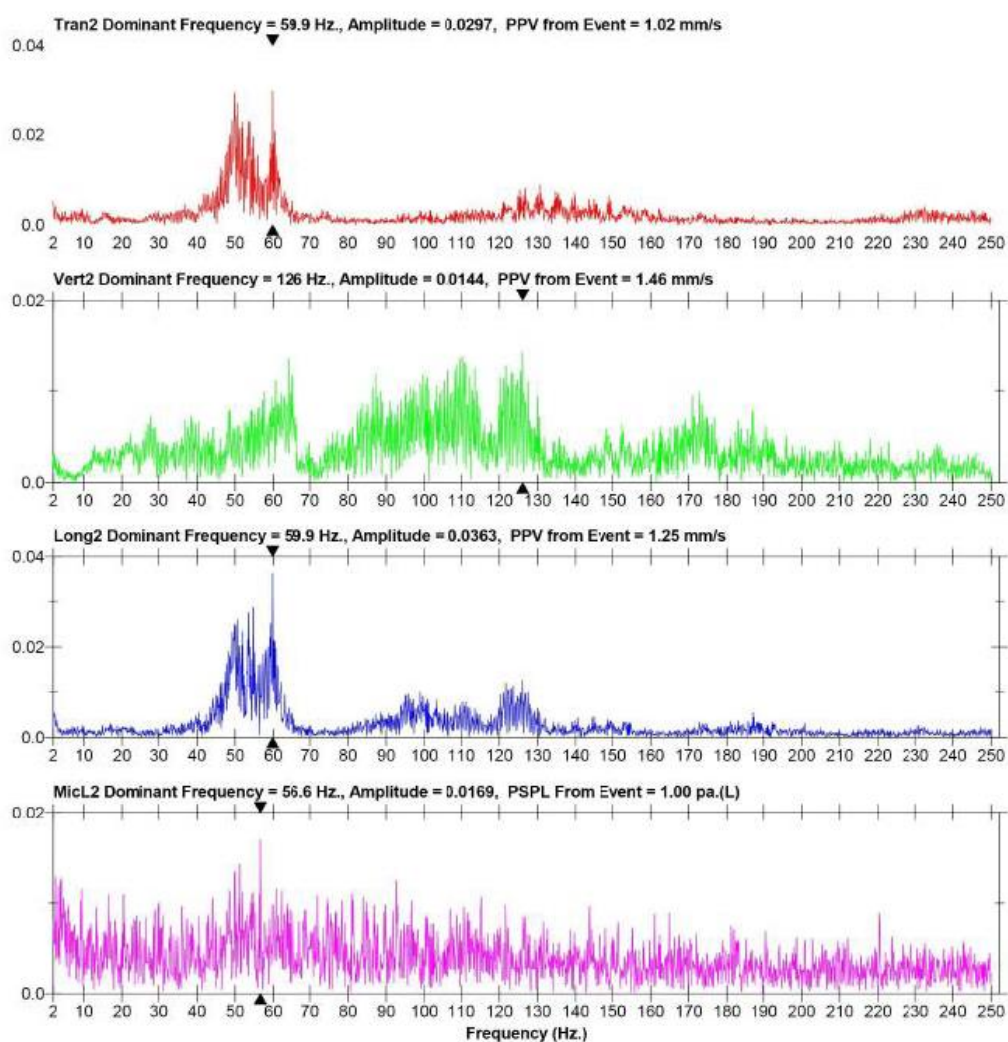


Рис. 3.5. Частотна характеристика коливань кріплення існуючого залізничного тунелю у ніші №1

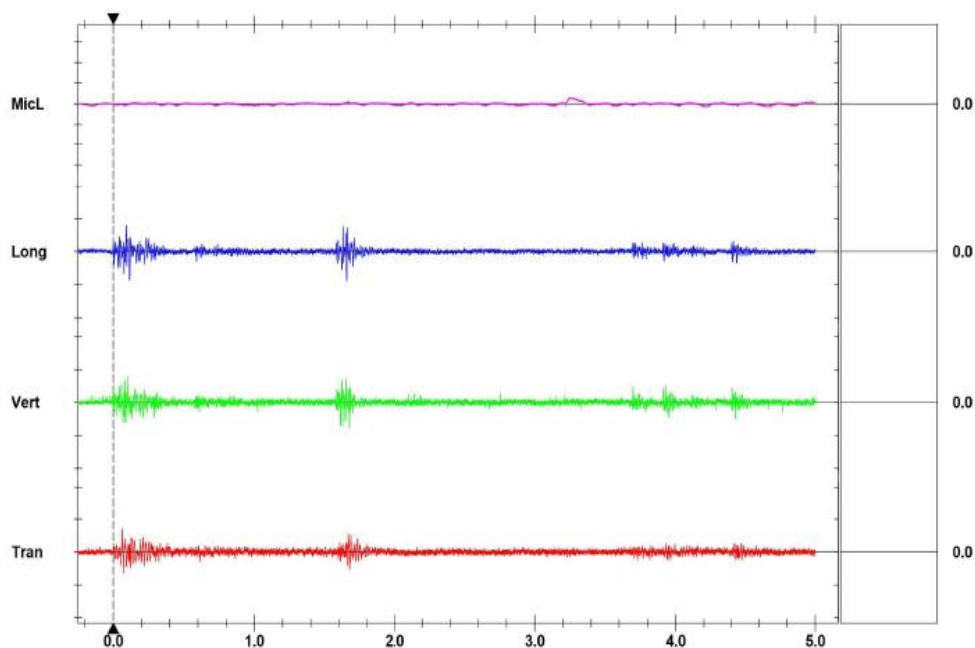


Рис. 3.6. Результати коливань кріплення існуючого тунелю у ніші №3

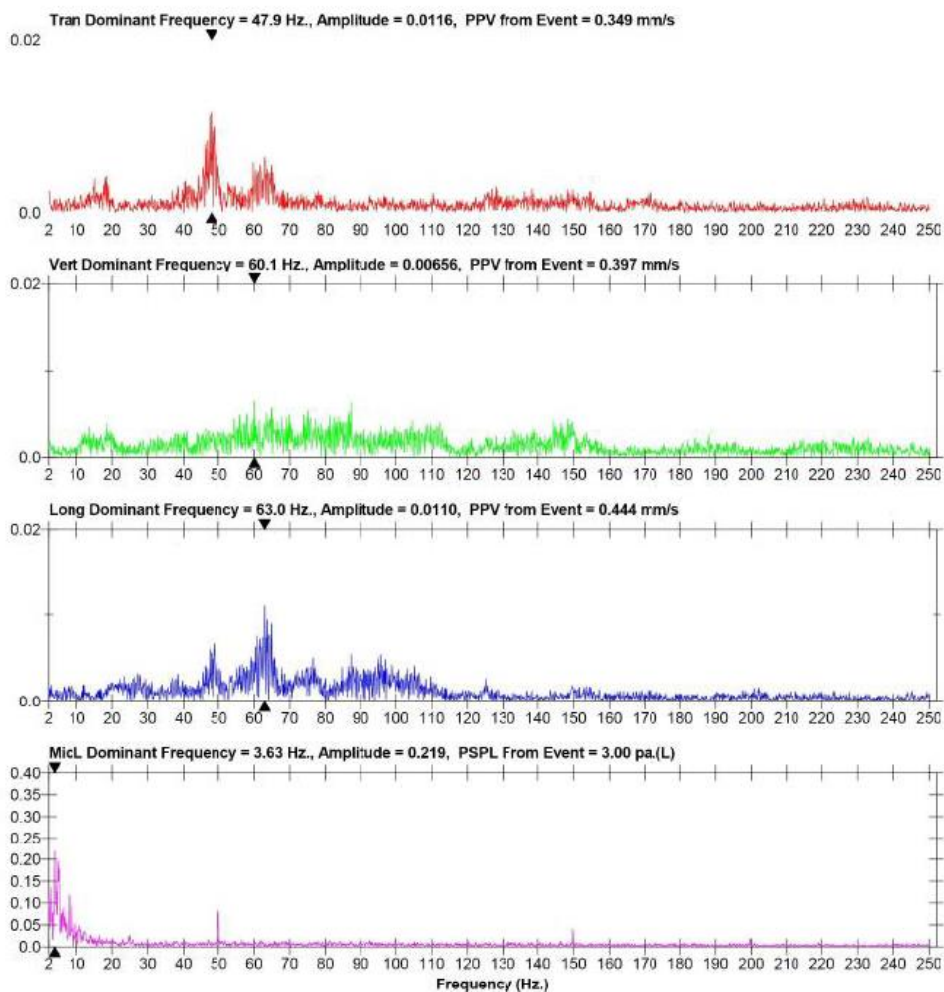


Рис. 3.7. Частотна характеристика коливань кріплення існуючого залізничного тунелю у ніші №3

3.5. Висновки до розділу 3

1. За результатами спостережень встановлено, що інтенсивність коливань, спричинених буропідливними роботами, перевищує природний фон, який фіксується під час руху залізничного транспорту. Водночас ці коливання не перевищують I балу за шкалою MSK-64 на зазначених відстанях до об'єкта, що підлягає охороні. Відповідно до ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України», сейсмічна активність району досліджень становить 8 балів за шкалою MSK-64 із періодом повторюваності струсів один раз на 5000 років (ймовірність перевищення інтенсивності коливань протягом 50 років – 1%). Відповідно до таблиці 1.1 зазначеного нормативного документа, ґрунти за сейсмічними властивостями належать до категорії II.

2. Визначено, що для забезпечення безпечних умов експлуатації існуючого тунелю, необхідно застосовувати короткоуповільнені та уповільнені способи підривання із застосуванням неелектричної системи ініціювання «Імпульс». Максимальна маса ВР у ступені уповільнення не повинна перевищувати 6,75 кг.

2. Отримані частотні характеристики коливань кріплення існуючого залізничного тунелю в різних точках по його довжині і перерізу. Під час проведення вибухових робіт максимальна швидкість коливань обробки тунелю в ніші №1 склала 0,185 см/с при частотах 64-102 Гц, у ніші №3 – 0,0471 см/с при частотах 60-73 Гц. Встановлено, що зафіксовані коливання у гірському масиві не створюють загрози для конструкцій та стабільності існуючого тунелю.

3. Рекомендується відповідним підрозділам залізниці оформити Акт технічного стану допоміжних виробок тунелю №1 перед початком буропідливних робіт у тунелі №2. З огляду на те, що сейсмобезпечні роботи у тунелі №2 здійснюються під постійним інструментальним контролем сертифікованим сейсмографом відносно об'єкта опалубки тунелю №1, а допоміжні виробки мають значно менший поперечний переріз, тобто їх сейсмостійкість суттєво вища, можна вважати, що будь-яке можливе обрушення, яке могло б збігтися за часом із сейсмобезпечними вибухами, є випадковим співпадінням.

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ І БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1. Запобігання небезпечним і шкідливим факторам при вибухових роботах

Під час спорудження тунелів із застосуванням буропідривного методу працівники зазнають впливу низки шкідливих і небезпечних виробничих чинників. До основних із них належать: пил від гірських порід, токсичні гази, що утворюються після вибухів, різкі температурні коливання, а також сейсмічні впливи. Наслідком дії зазначених факторів можуть бути як високий рівень виробничого травматизму, так і поява професійних захворювань серед робітників. Статистичні дані свідчать, що рівень травматизму та профзахворюваності в Україні у 5-8 разів перевищує аналогічні показники в більшості інших держав.

Виконання буропідривних робіт під час проходки здійснюється відповідно до вимог «Правил безпеки під час поводження з вибуховими матеріалами промислового призначення» [18].

4.1.1. Поводження із засобами ініціювання при вибухових роботах.

Електродетонатори (ЕД) застосовуються під час підривних робіт за умови їх обов'язкового маркування спеціальними пристроями згідно з наказом Держкомітету з промбезпеки, охорони праці та гірничого нагляду від 03.10.2007 № 238 «Про затвердження індексів для маркування електродетонаторів і капсул-детонаторів у металевих гільзах», зареєстрованим у Міністерстві юстиції України 18.10.2007 № 1193/14460 (далі – НПАОП 0.00-7.09-07). Дозволяється наносити маркування на електродетонатори за допомогою хімічних фарб.

Електропідривна мережа повинна бути виконана за двопровідною схемою; використання води, ґрунту, труб, рейок, канатів тощо як провідників

забороняється. Перед початком заряджання підрильник (майстер-підрильник) зобов'язаний оглянути підривну магістраль і переконатися в її справності.

Монтаж електропідривної мережі не допускається виконувати від джерела струму або пристрою вмикання в напрямку до заряду. Конкретний порядок прокладки та з'єднання мережі для даних умов робіт визначається в паспорті на ведення підривних робіт.

Підриг зарядів із використанням радіоімпульсу слід проводити у відповідності з типовим проектом БПР, який розроблено та затверджено суб'єктом господарювання, що виконує підривні роботи.

До приєднання електродетонатора до затискачів виконавчого блока або до введення хвилеводів підрильник повинен пересвідчитись у наявності блокування цього блока. Після цього допускається підключення ЕД до підривної мережі.

Увімкнення струму для підригання зарядів має виконуватися з безпечного місця. Підрильний прилад повинен бути обладнаний спеціальними клемами для приєднання магістральних проводів електропідривної мережі; підключення магістральних проводів до підривного приладу здійснюється в укритті підрильника. Під час проведення масового вибуху (МВ) включення струму дозволяється лише за командою керівника підривних робіт.

Електричне підригання забороняється виконувати безпосередньо від силової або освітлювальної мережі без застосування пристроїв, призначених для цієї мети.

Якщо при подачі струму вибух не відбувся, підрильник (майстер-підрильник) має: відключити електропідривну мережу від джерела живлення, короткозамкнути її кінці, забрати із собою ключ від приладу (ящика з підривним пристроєм) і лише після цього з'ясовувати причину відмови. Вихід з укриття у такому випадку дозволяється не раніше ніж через 10 хвилин, незалежно від типу застосованих електродетонаторів [18].

У місцях зберігання, при транспортуванні та використанні електродетонаторів забороняється користуватися приладами, що випромінюють електромагнітні сигнали (мобільні телефони, переносні рації тощо).

4.1.2. Вимоги щодо поводження з вибуховими матеріалами.

Під час використання свердловинних зарядів із вибуховими речовинами групи D (за винятком димного пороху) та систем ініціювання з ДШ і НСІ, доставлення забивного матеріалу до зарядного блока повинно здійснюватися транспортом, оснащеним вогнегасниками та іскрогасниками, при цьому необхідно виключити можливість наїзду на устя свердловин, детонуючі шнури чи хвилеводи, що виходять із них [18].

Масові вибухи на відкритій поверхні, які можуть становити небезпеку для повітряного руху, дозволяється проводити лише після погодження з керівниками тих підприємств або організацій, об'єкти яких потрапляють у межі небезпечної зони.

У складних гірничо-геологічних умовах (наявність пливунів, значний приплив ґрунтових вод) допускається заряджання свердловин одразу після буріння з використанням ДШ або НСІ, якщо це передбачено у типовому проєкті (паспорті) підричних робіт.

Під час заряджання всі механізми й обладнання, що не беруть участі у цьому процесі, необхідно відвести за межі небезпечної зони – не менше ніж на 20 м від місця проведення робіт.

На відкритих гірничих ділянках дозволяється залишати елементи НСІ або ЕД у свердловинах протягом усього циклу їх заряджання.

Технологічні прийоми та способи формування свердловинних зарядів повинні забезпечувати відсутність засмічення інертними матеріалами.

4.2. Заходи щодо зниження шуму і вібрації в технологічних процесах

Для зниження рівня шуму та вібрації при виконанні робіт з проходки тунелю впроваджуються такі заходи:

Щодо зменшення шуму:

- зниження його інтенсивності безпосередньо у джерелі його виникнення;
- застосування матеріалів і конструкцій, що поглинають звукові коливання;
- регулярне та якісне змащування механізмів і вузлів устаткування та обладнання;
- використання шумоглушників, а також індивідуальних засобів захисту органів слуху – протишумних навушників або антифонів.

Для протидії вібрації застосовують:

- організаційні заходи, зокрема проведення 10-15 хвилинних перерв після кожної години роботи, а також ротацію працівників у складі бригади, яка виконує дані роботи;
- використання індивідуальних засобів віброзахисту, таких як спеціальні рукавиці, взуття та інші елементи захисного спорядження.

4.3. Заходи боротьби зі шкідливою дією пилу

Під час виконання бурових робіт використовується буровий станок «Atlas Copco DLM». У процесі пробурювання шпурів у вибої при проходженні тунелю утворюється пил, що негативно впливає на здоров'я працівників, спричиняє передчасне зношення техніки, приладів, устаткування, а також забруднює довкілля [7].

Під час навантажувально-розвантажувальних операцій виймально-навантажувальна машина утворює близько 11-15 г пилу з 1 м³ породи. У середньому при видобутку та транспортуванні 1 м³ породи формується приблизно 1 кг пилу, який розноситься повітряними потоками як у межах, так і за межами кар'єру. Рівень запиленості повітря в кабінах операторів гірничих і транспортних машин коливається від 1 до 50 мг/м³ і більше, що значно перевищує допустимі норми.

На сьогодні для зменшення інтенсивності пиловиділення з оголених поверхонь застосовують такі методи:

- зрошення водою з додаванням хімічних реагентів, що сприяють закріпленню поверхні;
- оброблення бітумними емульсіями;
- закріплення пилових площ латексними складами;
- озеленення територій, які не задіяні у виробництві;
- гідропосів.

Одним з ефективних рішень проблеми розповсюдження пилу з відвалів породи є створення штучного покриття, у якому понад 50 % частинок мають розмір більший за ерозійнонебезпечні. Це можливо реалізувати шляхом грануляції або комкування відкладень.

Результати проведених досліджень свідчать, що найефективнішим підходом до довготривалого зменшення пиловиділення з техногенних масивів є поєднання фізико-хімічних способів зміцнення поверхні з подальшою біологічною рекультивацією.

4.4. Безпека в надзвичайних та аварійних ситуаціях

Відповідно до чинних вимог з охорони праці, для технологічних процесів, що пов'язані з імовірністю вибухів, пожеж або інших аварійних ситуацій, які можуть загрожувати життю й здоров'ю працівників та довкіллю, має бути розроблений план ліквідації аварій (ПЛА). Такий план узгоджується з Державною воєнізованою гірничорятувальною службою (ДВГРС) і затверджується керівником підприємства [7].

ПЛА створюється для координації дій персоналу підприємства та підрозділів ДВГРС на початковому етапі аварії, коли можливі паніка, неузгодженість дій або відсутність керівництва на місці. Перші заходи з ліквідації аварії та надання допомоги постраждалим повинні виконуватися

негайно після виявлення ознак аварії людьми або засобами сигналізації. Головний інженер або гірничий диспетчер (начальник зміни), отримавши перше повідомлення про аварійну подію, одразу ж розпочинає виконання заходів, визначених ПЛА, та здійснює їх контроль. Жодних причин для затримки виконання положень ПЛА бути не може.

ПЛА підлягає щорічному складанню або перегляду головним інженером кар'єру та технічним керівником підприємства; документ повинен бути погоджений із командиром місцевого підрозділу ДВГРС і начальником пожежної частини та затверджений технічним керівником підприємства за 15 днів до початку наступного робочого періоду (року) [7].

До оперативного розділу ПЛА додаються такі матеріали:

- плани й схеми гірничих робіт на об'єкті, розрізи, схеми допоміжних дренажних, транспортних та інших поверхневих і підземних виробок (за наявності);
- схеми транспортних і енергетичних комунікацій для відкритих гірничих робіт;
- схеми систем протипожежного трубопроводу та розташування інших засобів пожежогасіння;
- плани з розміщенням технологічного устаткування, схеми електропостачання, розміщення засобів пожежогасіння, схеми вентиляції та евакуаційних виходів на гірничо-переробних і допоміжних об'єктах (склади вибухових матеріалів, компресорні тощо);
- схеми протипожежного водопроводу, аварійного електропостачання й освітлення, а також плани розташування водонепроникних перегородок та монтажних прорізів.

Оперативний розділ ПЛА має охоплювати всі гірничі роботи, що виконуються в тунелі, а також усі можливі типи аварій, які можуть статися на об'єкті й становити загрозу для життя та здоров'я людей. У цьому розділі повинні бути визначені такі положення:

а) порядок оповіщення працівників усіх виробничих дільниць у разі виникнення аварії, маршрути евакуації людей із небезпечних зон, дії інженерно-технічного персоналу, відповідального за організацію евакуації, виклик підрозділів ДВГРС і пожежної команди (ПК), а також маршрути їхнього прибуття до місця аварії;

б) порядок використання транспортних засобів для швидкої евакуації працівників із небезпечної дільниці та для оперативного прибуття підрозділів ДВГРС і ПК до місця події;

в) перелік осіб, відповідальних за виконання окремих заходів ПЛА, і схема розміщення постів безпеки;

г) порядок і послідовність відключення електропостачання на аварійній дільниці;

д) режими роботи вентиляційних систем кар'єрів або розрізів у разі виникнення аварій у різних місцях;

е) способи та засоби порятунку людей при пожежах, загазованості, обвалах, затопленнях або проривах дамб і гребель.

Вивчення ПЛА інженерно-технічним персоналом здійснюється під контролем керівника об'єкта до початку нового року. Ознайомлення робітників із правилами поведінки під час аварій відповідно до ПЛА проводить начальник дільниці під особистий підпис у «Журналі реєстрації ознайомлення робітників із запасними виходами» перед введенням ПЛА в дію [7].

Повторне ознайомлення працівників із ПЛА здійснюється перед початком кожного півріччя. Особи, які не пройшли ознайомлення або не володіють знаннями змісту ПЛА стосовно своєї робочої дільниці, до виконання робіт не допускаються.

Розподіл обов'язків між працівниками, залученими до ліквідації аварій, а також визначення послідовності їхніх дій є невід'ємною частиною ПЛА і спрямовані на забезпечення узгодженості оперативних дій під час ліквідації наслідків аварії.

Відповідальний керівник робіт із ліквідації аварії (головний інженер) зобов'язаний негайно розпочати реалізацію заходів, передбачених оперативною частиною ПЛА; перевірити, чи повідомлено підрозділи ДВГРС і пожежну команду; встановити кількість працівників, які могли потрапити в зону аварії; організувати виконання рятувальних заходів відповідно до ПЛА; вести оперативний журнал і приймати інформацію про перебіг рятувальних робіт.

Директор і технічний керівник підприємства забезпечують координацію дій і сприяють у ліквідації аварії, не втручаючись безпосередньо в оперативне керівництво. Вони організовують доставку на місце аварії людей, обладнання та матеріалів, необхідних для рятувальних робіт, а також забезпечують надання медичної допомоги постраждалим.

Головний механік і головний енергетик підприємства відповідають за безперебійне енергопостачання, підтримання вентиляційного режиму, передбаченого ПЛА у випадку пожежі, та постачання аварійних підрозділів необхідним обладнанням. Під час проведення рятувальних операцій усі учасники повинні виконувати виключно розпорядження відповідального керівника робіт із ліквідації аварії.

4.5. Висновки до розділу 4

1. Визначено комплекс заходів, спрямованих на підвищення рівня безпеки під час виконання гірничо-прохідницьких робіт при спорудженні Бескидського тунелю.

2. З метою оперативного реагування на можливі аварійні ситуації, пов'язані з технологічними процесами в тунелі, підготовлено плани ліквідації аварій.

3. Визначено вимоги та розроблено систему заходів із забезпечення безпечного поводження з вибуховими матеріалами під час проведення вибухових робіт у тунелі.

РОЗДІЛ 5. РОЗРОБКА СТАРТАП-ПРОЕКТУ ЩОДО УДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ПРОХОДКИ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТУНЕЛЮ

5.1. Мета і етапи впровадження стартап-проекту

Для розробки та впровадження стартап-проекту віснодо удосконалення технології проходки залізничного тунелю необхідно обґрунтувати його мету та етапи реалізації (табл. 5.1) [23].

Таблиця 5.1

Цілі етапів розробки та впровадження стартап-проекту

Етапи	Цілі етапів реалізації стартап-проекту
Вступний	Аналіз існуючих способів проходки залізничних тунелів
Актуальність і новизна пропонуваної ідеї	Спорудження залізничного тунелю механізованим прохідницьким комплексом для зменшення сейсмічного впливу на існуючий тунель
Аналіз середовища конкурентів	Порівняння буровибухового способу проходки тунелю з проходкою механізованим комплексом
Обґрунтування забезпечення проекту ресурсами	Встановлення необхідних матеріальних і людських ресурсів, складання графіку їх постачання на об'єкт спорудження
Фінансове забезпечення проекту	Визначення кошторисної вартості проекту щодо спорудження залізничного тунелю прохідницьким щитом.
Інвестиції під час реалізації стартап-проекту	Надання привабливих пропозицій для інвесторів з метою залучення коштів.
Маркетинг при реалізації проекту	Аналіз наслідків і перспективні можливості при застосуванні пропонуваної технології.

5.2. Обґрунтування актуальності та новизна інноваційної ідеї стартап-проекту

На початковому етапі реалізації стартап-проекту було проведено дослідження відомих технологій щитової проходки транспортних тунелів. Запропонований підхід раніше не використовувався у практиці будівництва залізничних тунелів при даних гірничо-геологічних умовах, проте показує високу ефективність.

Звичайне застосування буропідривної технології під час проходки тунелю не в повній мірі забезпечує необхідних показників сейсмічної дії на поряд розташований тунель. Тому для підвищення ефективності потрібно впровадити механізоване проходження нового тунелю, удосконалити методику розробки ділянки міцних порід та визначити переваги нової технології. Також слід окреслити проблеми, які виникають під час модернізації процесу спорудження транспортних тунелів.

Основною метою цього етапу є формування характеристики ключових переваг вдосконаленої технології проходки залізничного тунелю за допомогою щитового комплексу. Узагальнені результати подані в таблиці 5.2. [23]

Таблиця 5.2

Актуальність і новизна запропонованої ідеї

Зміст запропонованої ідеї	Сфера її застосування	Основні переваги
Удосконалення технології спорудження залізничного тунелю щитовим комплексом	Спорудження транспортних тунелів	Збільшення швидкості проходки
	Проходка протяжних гірничих виробок	Зменшення часу на спорудження гірничих виробок
	Будівництво споруд спеціального призначення	Спорудження в особливих умовах

5.3. Аналіз стартап-проекту щодо конкурентного середовища

На етапі аналізу конкурентного середовища необхідно охарактеризувати можливі альтернативні варіанти, за допомогою яких також можна підвищити ефективність технології спорудження тунелю із застосуванням щитового комплексу.

Для цього слід виконати такі дії:

- дослідити існуючі у світі способи проходки транспортних тунелів, а також провести детальний аналіз техніко-економічних показників;
- визначити і подати техніко-економічні параметри запропонованої технології проходки [24].

Узагальнені результати комплексного аналізу стартап-проекту наведено в таблиці 5.3.

Таблиця 5.3

Переваги запропонованої технології

№ п/п	Технічні та економічні показники	Стартап-проект	Існуюча проходка тунелю
1	Проходка залізничного тунелю	Прохідницький щитовий комплекс «Herrenknecht AG»	Буропідбивна технологія
2	Швидкість спорудження	150-200 м/міс	60-80 м/міс
3	Умови спорудження	Нагірний тунель, діаметр проходки – 1,5-14 м	Нагірний тунель
4	Вартість спорудження залізничного тунелю	Висока	Висока
5	Безпека виконання робіт	Безпечна	Небезпечні
6	Введення споруди в експлуатацію	Швидке	Середнє

5.4. Обґрунтування забезпечення пропонованого стартап-проекту ресурсами

Після встановлення переваг пропонованої технології необхідно детально охарактеризувати ресурси, які планується залучити під час її реалізації. До таких ресурсів належать матеріальні, фінансові, трудові, інформаційні, інтелектуальні, нематеріальні та інші складові.

У процесі виконання стартап-проекту важливо враховувати можливі зміни у витратах, що можуть виникати через специфіку підприємств, які мають власні кошторисні відділи та застосовують різні системи розрахунків. Це насамперед впливає на загальну собівартість проекту, оскільки відбивається на закупівлі матеріалів та інших необхідних ресурсів.

Крім того, на кінцеву вартість можуть суттєво впливати управлінські рішення керівництва компанії. Розмір капіталовкладень має бути обґрунтований і зафіксований у локальному кошторисі, що формується під конкретну технологію.

У цьому кошторисі враховуються основні параметри – кошторисна вартість, трудомісткість робіт та інші показники.

5.5. Основні напрямки діяльності та головні партнери

Після складання загального і локального кошторису та визначення загальної вартості будівельних і монтажних робіт наступним етапом є встановлення основного напрямку діяльності та визначення ключових партнерів пропонованого стартап-проекту.

Для того щоб чітко окреслити шляхи досягнення поставленої мети та способи реалізації всіх етапів робіт, необхідно здійснити аналітичний огляд і підготувати опис основного виду діяльності, пов'язаного з удосконаленням технології проходки даного залізничного тунелю за допомогою прохідницького щитового комплексу. Основні напрями діяльності подано в таблиці 5.4 [24].

Таблиця 5.4

Основні напрями діяльності

Напрямок діяльності	Опис	Результат
Удосконалення технології проходки транспортних тунелів щитовим комплексом	Зазначена технологія дозволяє покращити техніко-економічні показники спорудження транспортного залізничного тунелю	1. Підвищення швидкості проходки; 2. Покращення безпечних умов праці робітників; 3. Екологічність виконання робіт

Наступним етапом реалізації стартап-проекту є пошук і залучення основних бізнес-партнерів. Під такими партнерами розуміються організації, які можуть бути зацікавлені у впровадженні вдосконаленої технології спорудження тунелів в аналогічних умовах.

Насамперед, потенційними користувачами цієї технології можуть бути підприємства та фірми, що спеціалізуються на будівництві та реконструкції підземних гірничих виробок.

Перелік таких спеціалізованих партнерських організацій, а також відповідні інформаційні відомості щодо їх юридичного статусу про них подано в таблиці 5.5.

5.6. Потенційні споживачі стартап-проекту

Після встановлення основних партнерських організацій доцільно провести аналіз і визначити цільові групи споживачів удосконаленої технології. Оскільки розроблена технологія спрямована для підземного будівництва, її потенційними користувачами та замовниками виступають підприємства, що займаються спорудженням і реконструкцією транспортних тунелів та гірничих виробок.

Таблиця 5.5

Можливі партнерські спеціалізовані організації

Інформація	Потенційні партнери		
	ПрАТ «Інтербуд-тунель»	ПрАТ «КИЇВ-МЕТРОБУД»	ПАТ «ДНІПРО-МЕТРОБУД»
Місце розташування	м. Київ, вул. Промислова, 1	м. Київ, вул. Світлогорська, 2/25	м. Дніпро, пр-т Д. Яворницького, 75
Юридичний статус	ПрАТ	ПрАТ	ПАТ
Номер телефону	+380 (44) 495-27-90	299-41-25	744-11-26
Електронна адреса	—	metrobud@metrobud.kiev.ua	departamentblag@ukr.net
Можливість залучення до підготовки стартап-проекту	так	так	так
Завдання на партнера в реалізації стартап-проекту	проектування та будівництво	проектування та будівництво	проектування та будівництво

Для окреслення кола потенційних клієнтів необхідно виокремити групи компаній, яким може бути цікаве впровадження даної технології, особливо в умовах складної інженерно-геологічної ситуації.

Партнерські структури вже визначені, тому наступним кроком є формування переліку цільових груп потенційних споживачів. Узагальнені результати формування переліку цільових груп потенційних споживачів наведено в таблиці 5.6.

Таблиця 5.6

Вибір цільових груп потенційних споживачів

№ п/п	Опис груп можливих клієнтів	Попит на ринку технологій	Ступінь конкуренції	Вхід у сегмент ринку
1	Організації, фірми і підприємства, що спеціалізуються на проектуванні та спорудженні підземних транспортних споруд	Попит високий, рекомендована технологія дозволить зменшити тривалість будівництва	Середній ступінь конкуренції	Простий вхід та нескладність завдань при впровадженні технології

5.7. Канали збуту пропонованого стартап-проекту

Після визначення цільових груп наступним етапом у розробленні стартап-проекту є встановлення каналів збуту пропонованої технології. Під каналом збуту розуміють систему взаємодії підприємств або окремих осіб, які виконують посередницькі функції, пов'язані з пошуком реальних замовників запропонованої технології.

Однак, з огляду на те, що передача прав на посередницьку діяльність може призвести до втрати контролю над процесом реалізації, такий підхід є недоцільним для технологій, що мають ознаки інтелектуальної власності. Тому оптимальним рішенням є здійснення продажів безпосередньо розробником, власними силами [24].

Для формування ефективної системи збуту передбачається проведення комерційних переговорів із потенційними клієнтами, організація семінарів, участь у профільних конференціях, під час яких планується презентація вдосконаленої технології та демонстрація її практичних переваг.

Структура системи збуту пропонованої технології спорудження тунелю подана в таблиці 5.7.

Таблиця 5.7

Структура системи збуту

№ п/п	Особливості поведінки потенційних клієнтів	Функції постачальника технології	Система збуту
1	Економічна зацікавленість потенційних клієнтів у запропонованій технології	Порядність; юридична чистота; виконання нормативних вимог щодо впровадження пропонованої технології	Вертикальна системою збуту, тобто безпосередні взаємовідносини між партнерами передбачають повну довіру. Посередницькі послуги не рекомендовані

5.8. Бізнес-модель стартап-проекту впровадження технології

Основним завданням у процесі розроблення стартап-проекту є проектування та формування бізнес-моделі разом із комерційною складовою удосконаленої технології проходки транспортних тунелів із використанням щитового комплексу.

Під час створення конкурентоспроможної бізнес-моделі основну увагу зосереджено на перевагах пропонованої технології, серед яких – підвищена міцність кріплення; безперервність технологічно процесу проходки; зменшення тривалості спорудження; зниження експлуатаційних витрат [25, 26].

Результати аналізу свідчать, що запропоновані рішення є технологічно обґрунтованими та можуть бути успішно впроваджені у практику будівництва метрополітенів.

Структура бізнес-моделі запропонованої технології наведена в таблиці 5.8.

Таблиця 5.8

Структура бізнес-моделі

Основні партнери	Види діяльності	Вигідність пропозиції	Взаємовідносини	Сфера застосування
ПрАТ «Інтербуд-тунель» ПрАТ «КИЇВМЕТРО БУД» ПАТ «ДНІПРО-МЕТРО БУД»	Технологія дозволяє здійснювати проходку тунелю в будь-яких інженерно-геологічних умовах	Застосування запропонованої технології зменшує тривалість будівництва, зменшує витрати на спорудження, підвищує безпеку робіт	Персональна підтримка – даний тип відносин передбачає наявність контактів між розробником технології та компанії яка використовує дану технологію	Геотехнічне будівництво, міське підземне будівництво, спеціальні види робіт.
	Необхідні ресурси		Напрямки збуту	
	Матеріальні і людські ресурси		Міське підземне будівництво, гірництво, спеціальне будівництво	
Структура собівартості			Джерела надходження доходу	
1. Загальна вартість будівництва – 2,29 млрд грн. 2. Вартість будівельно-монтажних робіт – 1,96 млрд. грн. 3. Вартість обладнання – 64,96 млн грн, 4. Інші витрати – 265,04 млн грн.			Продаж ліцензії на проектування і будівництво об'єктів із застосування запропонованої технології проходки тунелів щитовим комплексом, роелті	

5.9. Висновки до розділу 5

1. Результати аналізу ринкових перспектив та розроблення бізнес-моделі підтвердили, що запропонована технологія є готовою до практичного впровадження. Вона характеризується високим рівнем конкурентоспроможності та має всі підстави для подальшої реалізації проєкту.

2. Серед ключових переваг стартап-проєкту можна виділити мінімальні ризики виходу на ринок. Запровадження цієї технології сприятиме розвитку транспортної інфраструктури України і підвищенню ефективності залізничних перевезень.

3. Узагальнені результати підготовки інноваційного стартап-проєкту, а також підсумкові техніко-економічні показники, що сформовані на основі кошторисної документації при спорудженні тунелю наступні:

- загальна довжина тунелю становить 1764,5 м (з порталами – 1822 м);
- ширина тунелю становить 10,5 м; висота – 8,5 м. площа поперечного перерізу – 117 м²;
- фактична тривалість будівництва – 5 років 6 місяців;
- загальна вартість будівництва – 2,29 млрд грн.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Усі шкідливі наслідки, що виникають під час буропідривного способу проходки тунелів, окрім дії сейсмовибухової хвилі, можуть бути зменшені або повністю усунуті шляхом застосування відповідних інженерних рішень.

2. Підвищення ефективності вибухових робіт досягається за рахунок збільшення масштабу вибухів, однак це призводить до зростання інтенсивності сейсмовибухових хвиль до критичних рівнів. У результаті доводиться обмежувати об'єми вибухових робіт, а іноді – навіть тимчасово припиняти їх проведення поблизу охоронних споруд, що негативно впливає на техніко-економічні показники.

3. Забезпечення сейсмічної безпеки під час будівництва повинно бути як одне із завдань, яке має базуватися на даних інструментальних вимірювань.

4. З урахуванням умов проходки тунелів і залежності параметрів вибуху від радіуса заряду, об'єкти, що підлягають охороні, зазвичай розташовують на відстані 100-200 радіусів заряду від місця вибуху. Це означає, що при визначенні безпечних умов БПР потрібно враховувати процеси формування та поширення хвиль стиснення, характеристики яких визначаються параметрами вибуху.

5. Геологічні умови, а саме міцність гірських порід у межах 4-7 балів за шкалою Протод'яконова, у зоні будівництва Бескидського тунелю зумовлюють застосування буропідривної технології проходки.

6. Визначено, що для забезпечення безпечних умов експлуатації існуючого тунелю, необхідно застосовувати короткоуповільнене та уповільнені способи підривання із застосуванням системи ініціювання «Імпульс». Максимальна маса ВР у ступені уповільнення не повинна перевищувати 6,75 кг.

7. Зафіксована під час вибухових робіт вібрація перевищує природний фон, який спостерігається під час руху поїздів, проте її рівень не перевищує I бал за шкалою MSK-64 на визначених відстанях до об'єкта, що охороняється. Згідно з вимогами ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України», досліджувана територія характеризується сейсмічністю 8 балів за шкалою MSK-

64 з періодом повторюваності сильних поштовхів раз на 5000 років, що відповідає 1 % ймовірності перевищення інтенсивності коливань у межах 50 років. Згідно рекомендацією ДБН В.1.1-12:2006 тип ґрунтів за сейсмічними властивостями належить до II категорії.

8. Доцільно рекомендувати залізничним службам періодично проводити перевірку технічного стану допоміжних виробок тунелю № 1 під час проведення буропідричних робіт у тунелі № 2 та при його подальшій експлуатації. Оскільки роботи на новому тунелі проводяться з постійним контролем за допомогою сертифікованого сейсмографа, а допоміжні виробки мають значно більшу сейсмостійкість, можна вважати, що будь-які можливі обвали таких виробок, які збіглися в часі з проведенням сейсмобезпечних вибухів, є випадковими подіями.

9. Отримані частотні характеристики коливань кріплення існуючого залізничного тунелю в різних точках по його довжині і перерізу. Під час проведення вибухових робіт максимальна швидкість коливань обробки тунелю в ніші №1 склала 0,185 см/с при частотах 64-102 Гц, у ніші №3 – 0,0471 см/с при частотах 60-73 Гц. Зафіксовані коливання у гірському масиві не створюють загрози для конструкцій та стабільності існуючого експлуатованого тунелю.

10. Визначено комплекс заходів, спрямованих на підвищення рівня безпеки під час виконання гірничо-прохідницьких робіт при спорудженні тунелю та підготовлено плани ліквідації аварій. Визначено вимоги та розроблено систему заходів із забезпечення безпечного поводження з вибуховими матеріалами під час проведення вибухових робіт у тунелі.

11. Запропоновано до впровадження стартап-проекту з удосконалення технології проходки залізничних тунелів та визначені основні підсумкові техніко-економічні показники при спорудженні тунелю:

- загальна довжина тунелю становить 1764,5 м (з порталами – 1822 м);
- ширина тунелю становить 10,5 м; висота – 8,5 м; площа поперечного перерізу – 117 м²;
- фактична тривалість будівництва – 5 років 6 місяців;
- фактична вартість виконання робіт склала 2,29 млрд грн.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Dojcar O. Investigation of Blasting Parameters to Optimize Fragmentation // Trans. Instu. Min. Metall. (Sec. A: Mining Industry). - 1991, p. 100
2. Jimeno C.L., Jimeno E.X., Carcedo F.J.A. Drilling And Blasting of Rocks. - Rotterdam, 1995, p. 290-291, 366-367
3. Бойко В.В., Хлевнюк Д.В., Богуцький С.Ю. Оцінка сейсмічного ефекту масових вибухів по системі неелектричного ініціювання зарядів. Вісник НТУУ «КПІ». Серія «Гірництво». 2015. Вип. 28. С.5-11.
4. Бойко В.В. Національний стандарт України. Проведення промислових вибухів. Норми сейсмічної безпеки / Бойко В.В., Воротеляк В.Є., Воротеляк Г.А. Кузьменко А.О. // ДСТУ 4704:2008. – К: Держспоживстандарт. – 2009. – 11 с.
5. U. Langefors, B. Kihlstrom» The modern technique of rock blasting. - John Wiley and Sons, 1981.
6. ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України».
7. Будівництво Бескідського тунелю. Проект. Том 3.1. Проект організації будівництва, 2012. – 40 с.
8. ДБН В.2.1-10:2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування».
9. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення».
10. ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови».
11. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ».
12. ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування».
13. ДБН В.2.3-7:2018 «Споруди транспорту. Тунелі. Проектування».
14. ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування».

15. ДБН В.2.3-7:2018 «Споруди транспорту. Метрополітени».
16. ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».
17. НПАОП 10.0-1.01-10 «Правила безпеки у вугільних шахтах».
18. НПАОП 0.00-1.66-13 «Правила безпеки під час поводження з вибуховими матеріалами промислового призначення».
19. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва».
20. ДБН А.2.2-3-2014 «Склад та зміст проектної документації на будівництво».
21. Заключення за результатами інструментальних вимірів інтенсивності сейсмічних коливань опалубки в експлуатованому тунелі. – Дніпропетровськ: концерн «Южруда», 2014. – 12 с.
22. Автоматизована система контролю напружено-деформованого стану існуючого Бескидського тунелю. – Київ: ТОВ «Виробничо-комерційна компанія «ІРЖИНІРІНГ СІСТЕМ», 2013. – 23 с.
23. Стартап-проект: Рекомендації до виконання розділу магістерської дисертації «Розроблення стартап-проекту»: [Електронний ресурс]: навч. посібник для студ. / П.В Круш, Н.А. Шевчук, О.І. Андрусь / КПІ ім. Ігоря Сікорського. – Київ: КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2019. – 50 с.
24. Розроблення стартап-проекту [Електронний ресурс]: Методичні рекомендації до виконання розділу магістерських дисертацій для студентів інженерних спеціальностей / За заг. ред. О.А. Гавриша. – Київ : НТУУ «КПІ», 2016. – 28 с.
25. Шевчук Н.А., Зайченко С.В., Кривда О.В. Впровадження та реалізація стартап проекту геомехатронного комплексу /Сучасні проблеми економіки і підприємництво [Текст]: Збірник наукових праць. – Вип. 21. – К.: ІВЦ Видавництво «Політехніка», 2018 С. 94-101. <http://sb-keip.kpi.ua/article/viewFile/130546/132655>
26. Шевчук Н.А. Впровадження та реалізація стартапів в гірництві / Шевчук Н.А. / Міжнародна науково-технічна конференція, присвячена 120 – річчю КПІ «ПРОБЛЕМИ ГЕОІНЖЕНЕРІЇ ТА ПІДЗЕМНОЇ УРБАНІСТИКИ», м. Київ, 17-18 травня 2018 р.– К.: НТУУ «КПІ», 2018. – С. 89-90.