

Міністерство освіти і науки України  
Український державний університет науки і технологій

Кваліфікаційна наукова праця  
на правах рукопису

БЕЛІКОВА СОФІЯ ІВАНІВНА

УДК 624.191:624.139.62:624.138.4

**ДИСЕРТАЦІЯ**  
**ЗАКОНОМІРНОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ**  
**БАГАТОШАРОВОГО КРІПЛЕННЯ ПОХИЛИХ ТУНЕЛІВ,**  
**ЩО СПОРУДЖУЮТЬСЯ НОВОАВСТРІЙСЬКИМ СПОСОБОМ**

192 – Будівництво та цивільна інженерія

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей,  
результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

\_\_\_\_\_ Белікова С. І.

Науковий керівник: Тютюкін Олексій Леонідович,  
доктор технічних наук, професор

Дніпро – 2024

## АНОТАЦІЯ

*Белікова С. І.* Закономірності напружено-деформованого стану багатошарового кріплення похилих тунелів, що споруджуються новоавстрійським способом. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Український державний університет науки і технологій, Дніпро, 2024.

Дисертація присвячена розробці наукової ідеї обґрунтування напружено-деформованого стану похилої виробки, представленої в дисертаційній роботі ескалаторним тунелем метрополітену, що споруджується новоавстрійським способом. Ця ідея базується на визначенні закономірностей напружень і деформацій багатошарового кріплення, яке створюється при зміні видів тимчасового кріплення та під час застосування двох різних типів додаткового закріплення ґрунтів – заморожування і цементації. Актуальність проведеного дослідження обумовлена потребою наукового обґрунтування параметрів похилих виробок (ескалаторних тунелів) під час будівництва метрополітенів.

Визначення закономірностей напружено-деформованого стану похилої виробки реалізується шляхом аналізу результатів чисельного аналізу стадій будівництва ескалаторного тунелю із застосуванням різних типів тимчасового кріплення в процесі заморожування ґрунтів або цементації масиву. Основою узагальнення є закономірності напружено-деформованого стану конструкції похилого тунелю, а їх пошук є метою дисертаційної роботи.

Для її досягнення в дисертаційній роботі проведено аналіз стану досліджень, розглянуто специфіку будівництва ескалаторних тунелів метрополітену в Україні та світі, а також особливості аналітичного, експериментального та чисельного підходів до пошуку закономірностей напружень та деформацій похилих виробок.

На основі результатів критичного аналізу обрано чисельний підхід як

такий, що найбільш адекватний для пошуку закономірностей напружено-деформованого стану. Створено 2D скінченно-елементні моделі ескалаторного тунелю для умов Дніпровського метрополітену, кожна з яких дозволила варіювати види тимчасового кріплення (арки, анкери, набризк-бетон) та властивості оточуючого масиву.

На основі створених скінченно-елементних моделей проведено чисельний аналіз похилої виробки, закріпленої різними видами тимчасового кріплення. За результатами аналізу вперше отримано закономірності зміни переміщень та силових факторів тимчасового кріплення похилої виробки, які доводять, що величини нормальних сил на всіх стадіях його роботи зменшуються від п'яти до замку в 2,35...5,35 разів, разом з тим згинальні моменти від п'яти до замку збільшуються від 2,4 до 11,3 разів, причому менше значення характерне для стадії розкриття штроси. Ці закономірності характеризують наукову новизну дисертаційної роботи.

За допомогою створених скінченно-елементних моделей вперше проведений порівняльний аналіз двох варіантів закріплення слабких ґрунтів (заморожування і цементації) з урахуванням стадійності спорудження кріплення похилого ходу, який довів зменшення вертикальних переміщень для випадку цементації, при якому вертикальні максимальні переміщення менше в 6,36 разів у першій стадії розробки та 5,67 разів у другій стадії на відміну від заморожування. Отримані закономірності також складають наукову новизну дисертаційної роботи.

В ході геодезичного моніторингу під час будівництва ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену були отримані результати маркшейдерських випробувань, що проаналізовані. В роботі наведена практична реалізація теоретичних побудов. Описані характерні результати проведення буровибухових робіт і застосування хімічного закріплення слабких ґрунтів шляхом цементації.

Ключові слова: похилий тунель, ескалаторний тунель метрополітену, Новоавстрійський метод спорудження тунелів, тимчасове кріплення,

цементация, заморожування ґрунтів, чисельний аналіз, закономірності напружено-деформованого стану.

Список публікацій аспірантки.

*Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати:*

1. Тютькін, О. Л. Порівняльний аналіз технологій спорудження ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену НАТМ [Текст] / Тютькін О. Л., Купрій В. П., Белікова С. І. // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2021. – № 20. – С. 79-85. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2021/245600> (фахове видання)

2. Тютькін, О. Л. Обґрунтування розрахункової стратегії дослідження конструкції похилого тунелю, що споруджується НАТМ [Текст] / Тютькін О. Л., Белікова С. І. // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2022. – № 21. – С. 97-103. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2022/258295> (фахове видання)

3. Белікова, С. І. Обґрунтування вибору розрахункової моделі ескалаторного тунелю в плоскій і просторовій постановках [Текст] / Белікова С. І., Тютькін О. Л. // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2023. – № 23. – С. 37-44. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2023/281127> (фахове видання)

4. Белікова, С. І. Обґрунтування технології спорудження ескалаторного тунелю на основі результатів натурних досліджень [Текст] / Белікова С. І., Тютькін О. Л. // Наука та прогрес транспорту. – 2023. – № 2 (102). – С. 115-123. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2023/288957> (фахове видання)

*Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:*

5. Купрій, В. П. Аналіз напружено-деформованого стану системи «Тимчасове кріплення калоти – ґрунтовий масив» під час проходки штроси [Текст] / Купрій В. П., Купрік С. І.\* // Матеріали 78 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Дніпро, 2018. – С. 218-219. (тези конференції)

6. Купрій, В. П. Аналіз напружено-деформованого стану тимчасового

кріплення під час проходки NATM [Текст] / Купрій В. П., Купрік С. І.\*, Кріпак Є. // Матеріали 79 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Дніпро, 2019. – С. 258-259. Електронна версія: С. 265-266. **(тези конференції)**

7. Купрік, С. І. Аналіз особливостей NATM для вирішення задачі спорудження ескалаторного тунелю метрополітену [Текст] / Купрік С. І.\*, Тютюкін О. Л. // Тези доповідей I Міжнародної науково-технічної конференції «Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт», м. Харків, 15 листопада 2019 р. – С. 19-21. **(тези конференції)**

8. Kuprii, V. Numerical analysis of changing the force factors in temporary lining at the tunnel construction by the NATM [Електронний ресурс] / Kuprii V., Petrenko V., Kuprik S.\*, Kripak Ye. // International Conference Essays Of Mining Science And Practice // E3S Web of Conferences 109, 00044 (2019), DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900044> **(тези конференції; видання індексується у наукометричній базі Scopus)**

9. Тютюкін, О. Л. Визначення силових факторів в оправі як первинний етап обґрунтування технології NATM [Текст] / Тютюкін О. Л., Купрій В. П., Белікова С. І. // Матеріали 81 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Дніпро, 2021. – С. 258-259. Електронна версія: С. 195-196. **(тези конференції)**

10. Radkevych, A. The comparative analysis of the stress-strain state of the support of the escalator tunnel constructed in weak soils by the NATM [Електронний ресурс] / Radkevych A., Tiutkin O., Kuprii V., Bielikova S. // III International Conference Essays of Mining Science and Practice // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 2022, Volume 970, 012002 <https://doi.org/10.1088/1755-1315/970/1/012002> **(тези конференції; видання індексується у наукометричній базі Scopus)**

**\*Примітка.** С. І. Купрік – дівоче прізвище С. І. Белікової.

Внесок авторки у наукові публікації, що написані у співавторстві: в публікаціях [8] і [10], що індексуються у наукометричній базі Scopus, С. І. Белікова (Купрік) була авторкою створення скінченно-елементних моделей ескалаторного тунелю і проводила чисельний аналіз; у фахових статтях [1-4] ставила науково-технічну задачу, аналізувала отримані результати, брала участь у формуванні висновків; в тезах конференцій [5-7] і [9] визначала мету і надавала матеріали для аналізу.

## ABSTRACT

*Sofia Bielikova* Regularities of the stress-strain state of multilayer lining of inclined tunnels constructed by the New Austrian tunneling method. – Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The dissertation on competition of a scientific degree of the doctor of philosophy on a specialty 192 – Building Industry and Civil Engineering. – Ukrainian State University of Science and Technologies, Dnipro, 2024.

The dissertation is dedicated to the development of a scientific idea of substantiating the stress-strain state of an inclined excavation, represented in the dissertation by an escalator tunnel of the metro, constructed by the New Austrian tunneling method. This idea is based on determining the regularities of stresses and deformations of multilayer lining, which is created when the types of temporary lining are changed and during the application of two different types of additional lining of soils – freezing and cementation. The relevance of the research is due to the need for the scientific substantiation of the parameters of inclined excavation (escalator tunnels) during the construction of metros.

Determining the regularities of the stress-strain state of an inclined excavation is performed by analyzing the results of the numerical analysis of the stages of the construction of the escalator tunnel with the use of various types of temporary linings in the process of freezing the soil or cementing the massif. The basis of the generalization is the regularities of the stress-strain state of the inclined tunnel structure, and search for them is the goal of the dissertation work.

To achieve it, the dissertation analyzed the state of research, considered the specifics of the construction of escalator tunnels of the metro in Ukraine and the world, as well as the features of analytical, experimental and numerical approaches to finding regularities of stresses and deformations of inclined excavations.

Based on the results of the critical analysis, the numerical approach was chosen as the most adequate for finding regularities of the stress-strain state. 2D finite-element models of the escalator tunnel were created for the conditions of the Dnipro

metro, each of which allowed varying the types of temporary lining (arches, anchors, shotcrete) and the properties of the surrounding massif.

On the basis of the created finite-element models, a numerical analysis of the inclined excavation fixed by various types of temporary lining was carried out. Based on the results of the analysis, for the first time the regularities of changes in displacements and force factors of temporary lining of an inclined excavation were obtained, which prove that the values of normal forces at all stages of its operation decrease from the heel to the lock by 2.35 ... 5.35 times, at the same time, bending moments from heel to lock increase from 2.4 to 11.3 times, and a smaller value is characteristic of the stage of opening of the strosse. These regularities characterize the scientific novelty of the dissertation work.

With the help of the created finite element models, a comparative analysis of two options for fixing weak soils (freezing and cementation) was carried out for the first time, taking into account the phasing of the construction of the inclined passage, which proved a decrease in vertical movements in the case of cementation, in which the vertical maximum movements are 6.36 times less in the first stage of development and 5.67 times in the second stage in contrast to freezing. The obtained regularities also constitute the scientific novelty of the dissertation work.

In the course of geodetic monitoring during the construction of the escalator tunnel of the Dnipro metro, the results of surveying tests were obtained and analyzed. The work presents the practical implementation of theoretical constructions. Characteristic results of drilling and blasting operations and the use of chemical stabilization of weak soils by cementation are described.

Keywords: inclined tunnel, metro escalator tunnel, New Austrian tunneling method, temporary lining, cementation, soil freezing, numerical analysis, patterns of stress-strain state.

## ЗМІСТ

ВСТУП .....	10
РОЗДІЛ 1 ОГЛЯД ПРОБЛЕМ ПРОЄКТУВАННЯ І СПОРУДЖЕННЯ ПОХИЛИХ ТУНЕЛІВ NATM.....	15
1.1 Порівняльний аналіз технологій спорудження ескалаторного тунелю.....	15
1.2 Обґрунтування розрахункової стратегії дослідження конструкції похилого тунелю, що споруджується NATM.....	26
1.3 Порівняльний аналіз класичної і нової технологій спорудження похилих ескалаторних тунелів.....	34
РОЗДІЛ 2 МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ БАГАТОШАРОВОГО КРІПЛЕННЯ ПОХИЛИХ ТУНЕЛІВ.....	40
2.1 Постановка задачі 2D і 3D моделювання ескалаторного тунелю.....	40
2.2 Порівняльний аналіз і практична реалізація 2D і 3D моделювання ескалаторного тунелю.....	42
2.3 Чисельний аналіз зміни силових факторів в тимчасовому кріпленні при спорудженні тунелю новоавстрійським способом.....	51
РОЗДІЛ 3 ЗАКОНОМІРНОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАГАТОШАРОВОЇ СИСТЕМИ «КРІПЛЕННЯ-МАСИВ».....	61
РОЗДІЛ 4 ПРАКТИЧНА РЕАЛІЗАЦІЯ ТЕОРЕТИЧНИХ ПОБУДОВ З УРАХУВАННЯМ МАРКШЕЙДЕРСЬКИХ ВИПРОБУВАНЬ .....	82
4.1 Обґрунтування струминної цементації (верхня частина ескалаторного тунелю) .....	82
4.2 Обґрунтування проходки в міцних породах (нижня частина ескалаторного тунелю) .....	90
ВИСНОВКИ.....	97
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	99

## ВСТУП

Під час спорудження підземних об'єктів і метрополітенів в Україні постійно відбувається імплементація нових технологій, що дозволяють коригувати або повністю змінити концепцію підземного будівництва. Відмічається стійкий інтерес та підвищується актуальність застосування таких методів створення інфраструктурних проєктів підземного простору як Новоавстрійський спосіб спорудження тунелів (NATM).

Ключовими особливостями філософії NATM є так звана «мобілізація» сили масиву навколо тунелю у максимально можливій мірі, яка досягається шляхом дозволу на контрольовану деформацію ґрунту. Новоавстрійський метод залучує масив у роботу і використовує його для міцності майбутньої підземної конструкції. Це сучасний і на сьогодні надзвичайно перспективний метод, де складний процес моніторингу дозволяє оптимізувати різні типи кріплення в залежності від типу ґрунтів, які зустрічаються у процесі проходки.

Та якщо гірничі тунелі і будуються в Україні за допомогою NATM, про що свідчить успішний досвід будівництва Нового Бескидського тунелю, то проходка перегінних тунелів та похилих ескалаторних ходів викликає у інженерів та будівельників складність вирішення питання про доречність застосування цього нового саме для українських реалій способу. Такі полемічні питання виникають під час будівництва Дніпровського метрополітену, яке велося (на даний термін будівництво законсервовано в зв'язку із повномасштабним вторгненням РФ в Україну) компанією Limak (Туреччина) на основі проєкту Yuksel Proje (Туреччина), який реалізує NATM в повній мірі, деякими шляхами гармонізуючи його положення до українських нормативів.

Активне зростання обсягів будівництва Дніпровського метрополітену потребує наукового обґрунтування концептуальних проєктних рішень. Похилий ескалаторний тунель на станції «Театральна» у Дніпрі споруджувався в умовах щільної міської забудови в інженерно-геологічних умовах представлених багат шаровим масивом. Верхні шари (супіски, суглинки, піски,

водонасичена гравелиста товща, глини) потребували додаткового штучного закріплення, а нижні шари, представлені міцними скельними породами (плагіограніт, граніт, діорит), – буровибухового методу проходки.

Відомо, що особливість NATM полягає у можливості комбінування видів тимчасового кріплення (набризк-бетон, армування сітками, анкери, випереджуваче кріплення тощо), що дає можливість застосовувати його у будь-яких інженерно-геологічних умовах, у ґрунтах різної міцності, у шаруватих, водонасичених масивах, споруджувати перегінні та похилі ескалаторні тунелі. Цей метод дає можливість «реагувати» на оточуючий масив і підвищити міцність виробки на конкретних ділянках. Ефективність застосування тимчасового кріплення залежить від оптимального вибору його параметрів, що можливо лише при правильному урахуванні усіх чинників, що впливають на несучу здатність конструкції.

Особливість Дніпровського метрополітену (верхній шар слабких порід, що покоїться на значному шарі міцного магматичного граніту) потребує впровадження нових рішень, наприклад, додаткового закріплення масиву під час спорудження верхньої частини ескалаторного тунелю. І якщо у випадках будівництва в ґрунтах середньої міцності достатніми заходами буде адекватний підбір комбінації тимчасових кріплень, то у разі будівництва в несприятливих умовах (слабкі ґрунти), окрім застосування комбінованого кріплення, необхідне штучне закріплення оточуючого масиву.

У реаліях українського досвіду можна виділити два методи закріплення масиву навколо виробки – заморожування і цементацію. Рішення щодо застосування того чи іншого виду закріплення оточуючого масиву, складеного слабкими ґрунтами, базується на якісному та кількісному аналізах напружено-деформованого стану (НДС) підземної споруди.

Науковою ідеєю дисертаційної роботи є контрольована зміна НДС похилої виробки (ескалаторний тунель), в якій застосовуються різні види кріплення, з можливістю комбінувати тимчасове кріплення металевими арками, анкерами або набризк-бетоном. Контрольована зміна розуміється як

можливість прогнозування зміни НДС при варіації видів багат шарового кріплення. Відповідно, сутністю контрольованої зміни є застосування закономірностей НДС при зміні властивостей системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив». Це дозволяє виконати підбір оптимальної комбінації тимчасового кріплення, типу і інтенсивності хімічного закріплення ґрунту в залежності від інженерно геологічних умов на конкретній ділянці проекту.

Дисертаційна робота виконана відповідно до тематики науково-дослідних робіт Українського державного університету науки і технологій, а саме держбюджетних науково-дослідних робіт (НДР) «Теоретико-практичні основи визначення напружено-деформованого стану в оправах підземних конструкцій метрополітенів» (номер державної реєстрації 0121U108031) та «Обґрунтування інноваційних технологій спорудження тунелів і метрополітенів» (номер державної реєстрації 0123U101271). Авторка була виконавицею робіт за вказаними НДР, результати дисертаційної роботи у вигляді результатів чисельного аналізу використані під час написання звіту обох НДР.

**Метою дисертаційної роботи** є отримання закономірностей напружено-деформованого стану багат шарового кріплення похилих тунелів, що споруджуються новоавстрійським способом.

Для досягнення поставленої мети у роботі сформульовані та вирішені такі **завдання дослідження:**

1. Провести порівняльний аналіз технологій спорудження ескалаторного тунелю і обґрунтувати розрахункову стратегію дослідження конструкції похилого тунелю, що споруджується NATM.

2. Розглянути особливості аналітичного, експериментального та чисельного підходів до пошуку закономірностей напружено-деформованого стану похилих виробок як багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив».

3. Створити скінченно-елементні моделі похилих виробок, що споруджуються під час будівництва Дніпровського метрополітену, кожна з

яких дозволить поетапне розкриття виробки і варіацію видів тимчасової оправи (металеві арки, анкери і набризк-бетон).

4. Провести моделювання системи «похила виробка – оправа – оточуючий масив» з можливістю імітації різних видів додаткового кріплення масиву (цементация і заморожування).

5. На основі результатів чисельного аналізу віднайти закономірності напружено-деформованого стану похилого ходу, закріпленого різними типами тимчасового кріплення.

6. Проаналізувати результати геодезичного моніторингу, отримані під час будівництва похилого ходу станції «Театральна» Дніпровського метрополітену, та навести основи практичної реалізації теоретичних побудов.

**Об'єктом дослідження** є похилий тунель, що споруджується новоавстрійським способом.

**Предметом дослідження** є закономірності напружено-деформованого стану багат шарового кріплення.

В якості основного **методу дослідження** був використаний метод скінченних елементів, реалізований в розрахунковому комплексі «ЛІРА».

#### **Наукова новизна отриманих результатів.**

1. Вперше отримано закономірності зміни переміщень та силових факторів тимчасового кріплення похилої виробки, які доводять, що величини нормальних сил на всіх стадіях його роботи зменшуються від п'яти до замку в 2,35...5,35 разів, разом з тим згинальні моменти від п'яти до замку збільшуються від 2,4 до 11,3 разів, причому менше значення характерне для стадії розкриття штроси.

2. Вперше проведений порівняльний аналіз двох варіантів закріплення слабких ґрунтів (заморожування і цементация) з урахуванням стадійності спорудження кріплення похилого ходу, який довів зменшення вертикальних переміщень для випадку цементация, при якому вертикальні максимальні переміщення менше в 6,36 разів у першій стадії розробки та 5,67 разів у другій стадії на відміну від заморожування.

**Практичне значення отриманих результатів** полягає в розробці положень чисельного розрахунку, які застосовують в ході рішення отримані закономірності і таким чином дозволяють контролювати напружено-деформований стан оправи похилої виробки шляхом підбору комбінації тимчасового кріплення та влаштування додаткового хімічного закріплення оточуючого масиву.

**Особистий внесок здобувача.** Наукові роботи аспірантки були опубліковані у співавторстві. В цих роботах авторкою були поставлені наукові завдання, проведений порівняльний аналіз та виконані чисельні розрахунки на основі розроблених скінченно-елементних моделей.

**Апробація матеріалів дисертації.** Матеріали дисертаційної роботи викладалися на таких наукових заходах: 78 Міжнародна науково-практична конференція «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», 17.05-18.05.2018 р., ДНУЗТ, 2018; I Міжнародна науково-технічна конференція «Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт», м. Харків, 15 листопада 2019 р.; I International Conference "Essays of Mining Science and Practice", June 25-27, 2019, Institute of Geotechnical Mechanics named by N. Poljakov of National Academy of Sciences of Ukraine, Dnipro, Ukraine; 79 Міжнародна науково-практична конференція «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», 16-17 травня 2019 р., ДНУЗТ, м. Дніпро; 81 Міжнародна науково-практична конференція «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», 22-23 квітня 2021 р., ДНУЗТ; III International Conference Essays of Mining Science and Practice, October 06-08, 2021, Institute of Geotechnical Mechanics named by N. Poljakov of National Academy of Sciences of Ukraine, Dnipro, Ukraine.

**Структура та обсяг дисертації.** Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів основної частини, висновків та списку використаних джерел. Загальний обсяг – 108 сторінок, з них 89 сторінок основного тексту, 34 рисунки на 33 сторінках, 2 таблиці на 2 сторінках, список використаних джерел з 95 назв на 10 сторінках.

# РОЗДІЛ 1

## ОГЛЯД ПРОБЛЕМ ПРОЄКТУВАННЯ І СПОРУДЖЕННЯ ПОХИЛИХ ТУНЕЛІВ NATM

### 1.1 Порівняльний аналіз технологій спорудження ескалаторного тунелю

Транспортна проблема, що пов'язана з ростом населення, призводить до активного розвитку громадського транспорту, а такі системи, як метрополітен і залізничний транспорт, дозволяють більш ефективно її вирішувати (Pshynko, Radkevych, Netesa, M., & Netesa, A., 2020). В Україні будівництво сучасних підземних об'єктів все частіше відбувається із залученням іноземного досвіду і активним застосуванням нових технологій, не характерним минулому досвіду. Це технології, які дають можливість коригувати або кардинально змінити минулу концепцію підземного будівництва (приведені нижче результати опубліковані в статті (Тютюкін, Купрій, & Белікова, 2021)).

Базуючись на останні великі проєкти з підземного будівництва на території України можна відмітити стійкий інтерес до Новоавстрійського способу будівництва тунелів (Rabcewicz, 1964a, 1964b, 1965; Rabcewicz, & Golser, 1973). До будівельного процесу метрополітену у м. Дніпро була залучена турецька компанія Limak саме через багатий досвід турецьких інженерів в області NATM (Arioglu, B., Yuksel, Kurtuldu, & Arioglu, 2002; Yertutanol, Akgün, & Soras, 2020). У Ізмірі будується найдовший у місті автодорожній тунель довжиною 2,5 км; споруджуються тунелі для швидкісних поїздів по напрямку Стамбул-Анкара та безліч інших проєктів по всій країні. При реалізації NATM в складних інженерно-геологічних умовах інженери застосовують різноманітні способи додаткового закріплення ґрунту, що дозволяє безперешкодно застосовувати метод у слабких ґрунтах.

Тунелі і метрополітени відіграють важливу роль в освоєнні міських територій та підземного простору міст, а оскільки більшість урбанізованих районів мегаполісів потребують розширення транспортної спроможності,

стають надважливими транспортними об'єктами. Під час вибору методу будівництва тунелів необхідно враховувати всі особливості міського підземного будівництва: щільну забудову, існуючі підземні конструкції, сейсмічну активність в промислових районах, складні геологічні і гідрогеологічні умови (Тют'якін, & Мірошник, 2020).

У пошуках універсального способу, який вирішував би всі ці проблеми, більшість країн, що будує підземні споруди, звернула свою увагу до Новоавстрійського методу спорудження тунелів (New Austrian Tunneling Method, NATM, NATM), визначаючи його як основний під час спорудження перегінних, станційних і похилих ескалаторних тунелів (Adme, 2006; Arz, & Semprich, 1993; El-Kilany, & El-Sayed, 2017; Heo, June, Kim, Byoung-II, Lee, Jeon-Dug, & Kim, Young-Geun, 2017; Aygar, 2020).

За декілька останніх десятиліть Новоавстрійський метод проходки тунелів (NATM) набирає популярності і активно застосовувався в Україні, доказом чого є вже збудований в Карпатах двошляховий залізничний Бескидський тунель, що наразі активно експлуатується (Petrenko, Tiutkin, & Proskurnia, 2016). Ця транспортна споруда, що споруджувалася, базуючись на розділі поперечного перерізу на дві частини (штросу і калоту), зарекомендувала NATM як технологію, що може стати в Україні провідною. Проте NATM, що своєю сутністю має монолітне бетонування та торкретування, нерідко скептично сприймається спеціалістами, які звикли до способу спорудження підземних споруд на основі збірної оправи з різного матеріалу (бетон, залізобетон або чавун).

На відміну від гірничих тунелів, які споруджуються Новоавстрійським методом в Україні, то перегінні тунелі та похилі ескалаторні тунелі може викликати комплекс питань у будівельників. Таким чином, для наочного окреслення проблеми необхідно порівняти переваги та недоліки збірного способу та NATM при спорудженні похилого тунелю.

Похилі ескалаторні тунелі і вестибюлі є головними спорудами, що зв'язують станції глибокого закладання з поверхнею або підвulichними

переходами. Розміщені в похилих тунелях ескалатори служать для спуску і підйому пасажирів, у вестибюлях розташовують касовий зал, контрольно-перепускні пункти і службові приміщення. Верхні майданчики ескалаторів знаходяться на рівні підлоги вестибюля, а нижні, як правило, на рівні станційних платформ. Зазвичай у похилому тунелі монтують три або чотири ескалатори. Поздовжню вісь похилого тунелю розташовують під кутом  $30^\circ$  до горизонту, а в плані майже завжди приймають співпадаючою з поздовжньою віссю станції.

Таким чином, основним проблемним питанням спорудження похилого (ескалаторного) ходу є багат шаровість оточуючого масиву, крізь який прокладається тунель. Причому слід відмітити, що в деяких гірничо-геологічних умовах, наприклад в м. Дніпрі, шаруватість є явно вираженою, а геологічні різниці мають різну міцність та деформаційну здатність. Вказане питання вирішується достатньо просто із застосуванням блоків або тубінгів, характеристики яких приймаються згідно з найгіршими інженерно-геологічними умовами. Обраний елемент (кільце з блоків або тубінгів) влаштовується від початку до кінця проходки, навіть у тих шарах порід, де це недоцільно або неефективно.

Таким чином, у минулому столітті були широко застосовані чавунні тубінги, які значно збільшували вартість проєкту і давали нераціонально завищений коефіцієнт запасу. Збірний спосіб відмічається простотою і поетапністю, він не потребує складного моніторингу та контролю за напружено-деформованим станом системи «кріплення – оточуючий масив». Також перевага способу полягає в тому, що у проєкті допустимі перерви, оскільки кільце влаштовується одразу після розробки і є цілісною конструкцією та навіть до первинного нагнітання за опрау сприймає усі навантаження.

NATM інтегрує принципи поведінки гірського масиву під навантаженням та контролює ефективність підземного будівництва (Müller, 1978, 1990; Murphy, & Deane, 1994). Метод спирається на вже існуючу міцність масиву, яка зберігається як основний компонент тунельної оправи. Виходячи з цього,

можна робити висновки про економічність даного методу, оскільки кріплення надається відповідно інженерно-геологічних умов на відміну від інших способів, де сегменти обираються згідно з найгіршим випадком навантажень.

Також до переваг NATM відноситься гнучке кріплення (частіш усього торкрет-бетонне тимчасове), що є активним, а не пасивним, тобто таким, що підлаштовується під напружено-деформований стан оточуючого масиву, створюючи з ним загальний стан. Тунель зміцнюється не більш потужною бетонною або залізобетонною оправою, а гнучким поєднанням анкерів із масивом, дротяної сітки та сталевих арок за конструктивною необхідністю. Ця необхідність базується на діаграмах та формулах, що широко застосовуються в світі, але не мають науково-нормативного обґрунтування в Україні. NATM властива адаптованість, цей спосіб здатний вирішувати локально виникаючі інженерно-геологічні умови, використовуючи необхідні комбінації тимчасових кріплень (шість типів кріплення за «філософією» NATM). Саме тому NATM доцільно застосовувати у багат шаровому масиві при проходці похилого тунелю.

Проте новоавстрійський метод потребує високого рівня координації та співпраці, щоб конкурувати з іншими методами будівництва, а також складну систему моніторингу. Кожна деформація під час проходки повинна бути виміряна, що є нагальною потребою будівництва та забезпечення в його процесі безпеки будівельників. NATM вимагає встановлення складних вимірювальних приладів, влаштованих в облицювання, ґрунт і свердловини та не допускає значних перерв виробництва. Навіть при пікових показниках NATM зазвичай працює повільніше, ніж інші методи, коли команда адаптується до мінливих умов.

Проте, незважаючи на недоліки, на базі сучасних технологій в області математичного моделювання та розвитку обладнання в цілому, NATM стає актуальною альтернативою існуючим способам спорудження тунелів, який можливо застосовувати у будь-яких інженерно-геологічних умовах, безперечно переважаючи інші методи з точки зору вартості та врахування напружено-

деформованого стану системи «кріплення – оточуючий масив».

Під час будівництва тунелю тимчасове кріплення застосовується для підтримки ґрунтового масиву після розробки і до встановлення постійного кріплення. Вибір типу тимчасового кріплення є важливим науковим і технічним завданням.

У сучасному тунелебудуванні застосовуються декілька основних типів тимчасового кріплення. Арочне кріплення – це рамне кріплення, що складається з окремих арок, встановлених перпендикулярно поздовжній осі гірничої виробки на деякій відстані одна від одної. Анкерне кріплення – з застосуванням анкерів різних груп і типів та набризк-бетон.

Застосування тимчасового кріплення є основним принципом Новоавстрійського способу будівництва тунелю (*NATM*). Принципова відмінність Новоавстрійського способу полягає в максимальному використанні несучої здатності навколишнього масиву порід і залученні його в роботу в якості захисної конструкції, що оберігає тунель від обвалення. Для цього приконтурний шар породи закріплюють тимчасовим кріпленням.

Для дослідження і аналізу напружено-деформованого стану в тимчасовому кріпленні було застосовано математичне моделювання в багатофункціональному комплексі «ЛІРА». Математичне моделювання дозволяє швидко і точно прорахувати можливі напруження і деформації, змінювати характеристики ґрунту і аналізувати отримані дані. Таким чином була створена модель «тимчасове кріплення калоти – ґрунтовий масив», у якій було продемонстровано декілька етапів: до і після проходки штроси.

Проаналізувавши зміни напружено-деформованого стану в арковому кріпленні, поступово додавалися інші типи тимчасового кріплення, для того, щоб досягти «ідеальної комбінації» кріплень, яка б зменшувала напруження у критичних зонах і була доцільною з економічної точки зору. Наочність при математичному моделюванні допомагає раціонально розташувати анкери, орієнтуючись на епюри, обрати товщину набризк-бетону та потрібний поперечний переріз арки. Після проведеної роботи було обрано комбіноване

тимчасове кріплення з арок та анкерів.

Можна робити висновки про перспективність методу скінченних елементів. Математичне моделювання можливо застосовувати для визначення необхідного тимчасового кріплення в тунелях, які проходять через різні шари ґрунтів. Змінюючи тимчасове кріплення в залежності від геологічних умов, можна значно зекономити.

При будівництві тунелів способами «Нижнього уступу» та «Новоавстрійським» після розробки калоти для утримання виробки використовується тимчасове кріплення, яке після розробки штроси доповнюється і підтримує всю виробку тунелю до бетонування постійної оправи. Від початку розробки калоти до моменту, коли постійна оправа включається в роботу, проходить багато часу, тому для утримання порід склепіння від обвалення використовується тимчасове кріплення різних видів в залежності від інженерно-геологічних умов та типу (розмірів) тунелю.

Метою роботи є визначення оптимальних параметрів конструкцій тимчасового кріплення виробок при будівництві тунелів способом «Нижнього уступу» та «Новоавстрійським». Тимчасове кріплення призначене для підтримки виробки на період від розробки ґрунтів у забої до установки постійного кріплення для забезпечення безпечних умов проведення робіт по спорудженню постійної оправи.

Таке кріплення гірничих виробок повинне задовольняти технічним, технологічним та економічним вимогам, перелік яких досить широкий, а віднесення їх за категоріями носить, в деякому розумінні, умовний характер. В зв'язку з цим аналіз стійкості порід, вибір механічної моделі масиву порід та встановлення механічної моделі взаємодії кріплення з масивом є необхідними передумовами до розрахунку кріплення підземних споруд. Засобом управління процесами деформування та руйнування порід, що оточують виробку, являється саме кріплення і елементи технологічних схем проведення та кріплення виробок, які впливають на характер взаємодії порід та конструкції.

Велика кількість різноманітних вимог свідчить про складність кріплення

як об'єкта проектування. Задовольнити усі вимоги до кріплення одночасно неможливо, зважаючи на їх взаємні суперечливості (наприклад, несуча здатність і вартість, міцність елемента кріплення і його маса тощо). Тому до цих пір проектування тимчасового кріплення, як і багатьох інших інженерних об'єктів, являє собою пошук компромісних рішень.

Результати досліджень показують, що величина гірського тиску, який виникає по контуру виробки, залежить від податливості кріплення. Наведені залежності значення гірського тиску від деформації кріплення показують, що виникають різні режими роботи і деформаційно-силові характеристики кріплення, які впливають на значення величини гірського тиску, що діє на постійну оправу, але не вивчене питання зміни напружено-деформованого стану системи «тимчасове кріплення калоти – ґрунтовий масив» під час проходки нижньої частини штроси – розширенні виробки, яке впливає на роботу тимчасового кріплення. Для підбору оптимального режиму роботи тимчасового кріплення необхідно враховувати порядок розробки ґрунту у штросі.

Висновком роботи є те, що врахування впливу зміни напружено-деформованого стану системи «тимчасове кріплення калоти – ґрунтовий масив» під час проходки нижньої частини штроси дозволяє зробити оптимальний підбір конструкції тимчасового кріплення, що забезпечує безпечні умови проведення робіт по спорудженню постійної оправи тунелю.

За допомогою детального порівняльного аналізу був обґрунтований доцільний і раціональний спосіб закріплення слабкого масиву при спорудженні NATM для ескалаторних тунелів Дніпровського метрополітену.

Технологія випереджаючого кріплення або Forepoling Umbrella System (FUS) сприяє зменшенню деформацій, викликаних підземними роботами в масиві, і підвищенню стійкості тунелю та оточуючого ґрунту або породи (Lesa, & Clough, 1992; Le, & Taylor, 2016). Система складається із сталевих труб, які влаштовуються у зоні склепіння обвалення у вигляді парасольки, направленої у напрямку проходки для забезпечення додаткової опори і зменшення

деформацій руху. Однією з визначних переваг способу є негайне утворення підтримки після встановлення металеві труби, що дозволяє починати проходку з мінімальним часом очікування.

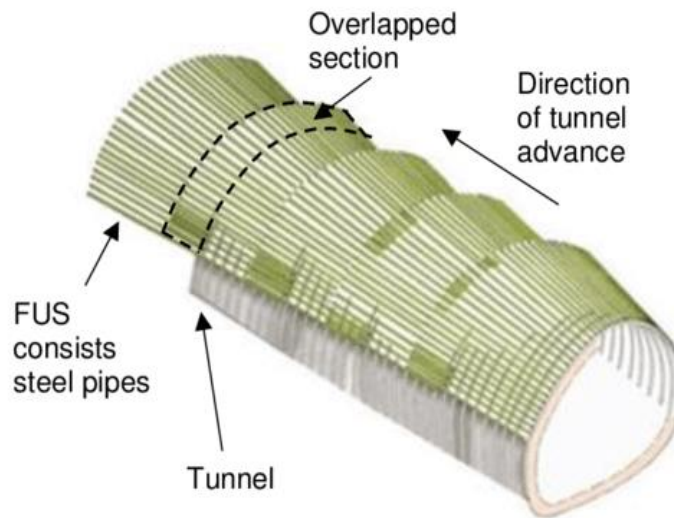


Рисунок 1.1 – Схема Forepoling Umbrella System (FUS)  
(рисунок з роботи Le, & Taylor, 2016)

Зазвичай сталеві труби мають діаметр від 70 до 200 мм з товщиною стінки від 4 до 8 мм. Довжина труб досягає 18 м. Зазвичай FUS встановлюється під кутом введення ( $\beta$ ), який становить  $5\dots7^\circ$ , та кутом заповнення ( $\alpha$ )  $60\dots75^\circ$ . Мінімальний крок між секціями FUS варіюється від 3 до 6 м, а відстань між сталевими трубами складає 300...600 мм від центра до центру. Значення параметрів визначається в залежності від геометрії тунелю і характеристик ґрунту для забезпечення достатньої підтримки масиву. Напруження у ґрунті на місці (*in-situ stress*) є ключовим фактором визначення деформаційної поведінки ґрунту, за допомогою якого виконується моделювання масиву для визначення значень параметрів системи FUS (Leiria, & Oyanguren, 1980; Le, & Taylor, 2016).

Artificial ground freezing (AGF) – метод штучного заморожування ґрунту широко застосовується в водонасичених зернистих ґрунтах. В породних масивах, представлених піщаними ґрунтами, деякими авторами цей метод вважається безальтернативним (Qixiang, Yan, Wang, Wu, Chuan, Zhang, Shuqi, Ma, & Yuanping, Li, 2019; Mauro, Normino, Cavuoto, Marotta, & Massarotti, 2020).

AGF активно застосовується при проходці шахтних стовбурів, станційних і перегінних тунелів метрополітенів, дозволяючи значно покращити фізико-механічні властивості масиву (Pimentel, Papakonstantinou, & Anagnostou, 2011, 2012; Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Miroshnyk, & Alkhdour, 2018; Qixiang, Yan, Wang, Wu, Chuan, Zhang, Shuqi, Ma, & Yuanping, Li, 2019).

Низькотемпературний холодоагент (*refrigerant*), який поглинає тепло в навколишньому ґрунті, циркулює у встановлених морозильних трубах (ін'єкторах) всередині масиву, що оточує тунель. Товщина водоносного горизонту навколо труб замерзає, утворюючи зону замерзання з високою міцністю (Mauro, Normino, Cavuoto, Marotta, & Massarotti, 2020).



Рисунок 1.2 – Метод штучного заморожування, тунель в Швеції  
(фото з <http://mmmhydropower.blogspot.com/>)

Такі маніпуляції з водонасиченими ґрунтами утворюють льодоґрунтове огороження, яке виступає водонепроникним тимчасовим кріпленням і забезпечує умови для прохідницьких робіт. В процесі проведення заморожування збільшуються міцнісні (міцність ґрунту на стиск) і деформаційні (модуль пружності) характеристики ґрунту (Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Miroshnyk, & Alkhdour, 2018). Процес, як правило, поділяється на дві різні фази: перша «фаза замерзання», яка закінчується, коли ґрунт досягає проектної температури, необхідної для початку прохідницьких робіт, і «фаза

обслуговування», яка характеризується поглинанням тепла для того, щоб підтримувати постійну температуру під час робіт. В останні роки ця технологія широко використовувалась при спорудженні метро в Китаї.

Хімічне закріплення (цементация) – це метод посилення стійкості ґрунту, при якому тріщини і пори ґрунту заповнюються спеціальним розчином, витискаючи з них воду (Pi-Jae, Shin, Jun-Ho, Kang, & Young-Ho, Suh, 2005; Pichler, Lackner, Martak, & Mang, 2004). Такий розчин складається з цементу і особливих добавок і пластифікаторів для швидкого застигання.

Розчин подається під тиском вертикально над забоєм, створюючи «армований» масив з підвищеними показниками міцності. Після реалізації цього методу проходка відбувається під захистом аркоподібного зцементованого ґрунту, який захищає тунель від обвалу.



Рисунок 1.3 – Цементация масиву, Vadlaheidi road tunnel, Ісландія  
(фото з Pi-Jae, Shin, Jun-Ho, Kang, & Young-Ho, Suh, 2005)

Цементация є первинною стадією, без якої проходка виробок великого перерізу, наприклад ескалаторних тунелів в слабких ґрунтах неможлива. Таке покращення ґрунту збільшує когезію ґрунту і значно впливає на механічні характеристики масиву. При таких умовах зменшуються і зусилля, необхідні для проходки тунелю. Додаючи цементуючі матеріали до слабозв'язних і незв'язних ґрунтів можна зменшити навантаження в конструкції тунелю,

причому така тенденція спостерігається як у статичних, так і в динамічних випадках (Azadi, & Kalhor, 2014).

Для досягнення поставленої мети слід провести порівняльний аналіз технологій спорудження ескалаторного тунелю на прикладі Дніпровського метрополітену. Оптиміальне застосування Forepoling Umbrella System потребує виконання досліджень і моделювання. В залежності від механічних властивостей ґрунту, необхідно корегувати довжину труб, кут і крок їх розташування. Отже, якщо тунель проходить під нахилом  $30^\circ$  в шаруватих ґрунтах, ці показники доцільно змінювати для кожного шару. Застосування цього методу в цілому значно впливає на вартість проєкту.

Artificial ground freezing є складним процесом через його багатофазну природу. AGF може призвести до просідання ґрунту та деформації шарів, завдаючи шкоду міським спорудам і загрожують безпеці проєкту через необґрунтоване заморожування або відтаювання. Необхідно проводити дослідження з використанням лабораторних випробувань, теоретичного аналізу, чисельного моделювання. Найкращий спосіб перевірити безпеку AGF – поєднати два і більше методів оцінки для досягнення надійних висновків. Також необхідно проводити постійний моніторинг на місцях, щоб практично реалізувати заморожування. Така багатофазна підготовка і складний контроль впливає на вартість цього методу закріплення ґрунту.

Хоча метод хімічного закріплення (цементациї) практично застосовується значно менше, ніж способи, що представлені вище, проте це перспективна нова технологія. Її вплив на механічні властивості ґрунту у дослідженнях демонструє високі показники, а покращені характеристики дозволяють зменшити зусилля при проходці і забезпечити певний рівень гідроізоляції майбутнього тунелю.

Для масиву, представленого шарами слабких ґрунтів, у якому споруджуються похилий ескалаторний тунель Дніпровського метрополітену саме цементацию можна вважати найбільш доцільною. Це пов'язано з тим, що водопритоки жодним чином не впливають на вибір способу додаткового кріплення. Хоча заморожування можна назвати альтернативним способом, але

цементация має значні переваги. Заморожування характеризується тим, що процес відтаювання масиву призводить до деформованого стану суглинистих ґрунтів. Також необхідно зазначити, що процес заморожування має тимчасовий характер, на відміну від цементації, яка створює навколо підземної конструкції додатковий шар ґрунту із підвищеними міцнісними характеристиками.

На основі результатів порівняльного аналізу трьох технологій спорудження ескалаторного тунелю NATM доведено, що застосування цементації не тільки підвищує міцність породи під час проходки, але й надалі, в процесі експлуатації, слугує додатковим елементом багатошарової системи «підкріпленний ґрунтовий масив – тимчасове кріплення – постійна оправа». В ході досліджень проведено обґрунтування цементації як найбільш раціональної та ефективної технології зміцнення оточуючого слабкого масиву при спорудженні Дніпровського метрополітену.

Підземне будівництво взагалі та тунелебудування зокрема принципово відрізняються від будь-якої іншої форми наземного будівництва. В промисловому та цивільному будівництві або під час спорудження мостів будівельні матеріали мають визначені та перевірені лабораторно властивості, тоді як оточуючий тунель ґрунтовий масив є невід'ємною частиною загальної системи та відіграє вирішальну роль у її стабільності, вимагаючи дослідження властивостей та визначаючи тип конструкції і спосіб спорудження (Chapman, Metje, & Stärk, 2010).

Проектування і прийняття рішень щодо конструкції і технології будівництва тунелю, зокрема, такого особливого як похилий (ескалаторний), спирається на наукові судження та досвід, оскільки існує низка невідомих, що потребують комплексного та системного інженерного оцінювання (Тютюкін, Мірошник, & Гелетюк, 2021).

## **1.2 Обґрунтування розрахункової стратегії дослідження конструкції похилого тунелю, що споруджується NATM**

Спираючись на сучасні тенденції тунелебудування та успішний досвід

спорудження NATM (New Austrian Tunnelling Method, Новоавстрійський метод спорудження тунелів), його визначають і пропонують як універсальний та раціональний (Karakuş, & Fowell, 2004).

Проте необхідно зазначити, що з ростом популярності філософії NATM, за останні 40 років її активного застосування зареєстровано більше 30 випадків обвалів і руйнувань (Environment Agency, 2014). Ці аварії призвели до серйозних наслідків, пошкоджень громадських будівель та інфраструктури і потягнули за собою критику загальних технологічних рішень, питань про доцільність застосування і конфліктів навколо цього методу. Проаналізувавши ці випадки можна виділити основні причини обвалів і руйнувань (Hagenhofer, 1990; Heijboer, Hoonaard, & Linde, 2004): 1) непередбачувані геологічні причини; 2) помилки планування та проектування; 3) розрахункові помилки; 4) будівельні помилки; 5) помилки управління і контролю (приведені нижче результати опубліковані в статті (Тютькін, & Белікова, 2022)).

В цілому, на зростання кількості зареєстрованих інцидентів впливають такі фактори, як надмірна впевненість у методі, залучення спеціалістів, малознайомих з технологією, та потреба застосовувати NATM у все більш складних умовах, наприклад, під час спорудження похилих ескалаторних тунелів у метрополітенах глибокого закладення, що перетинають шари ґрунтів різної міцності (Тютькін, Купрій, & Белікова, 2021).

Таким чином, важливими вимогами є розуміння концепції NATM, моніторинг і оптимізація процесів та правильне виконання усіх необхідних обчислень на етапі проектування (Kovári, 1994; Pierpaolo, 2009). Існує три основні стратегії розрахунку – аналітична, експериментальна і чисельна. Спираючись на минулий досвід інженерів, що реалізовували проекти за технологією NATM, можна виділити певну переважаючу стратегію, проте необхідно проаналізувати доцільність кожної з них для такої складної і багатопрофільної задачі як спорудження похилого тунелю.

На основі аналізу розрахункових стратегій (аналітична, експериментальна, чисельна) та їх методологічних особливостей, було

проведено обґрунтування найбільш доцільної для дослідження конструкції похилого тунелю, що споруджується NATM.

**Аналітичні методи.** Неможливо врахувати всі впливи, параметри і граничні умови, які залежать від геології і етапів будівництва у розрахунку. Тому були розроблені аналітичні моделі, що спрощують реальність до такої міри, що основні параметри можуть враховуватись у розрахунках таким чином, щоб прийти до доцільних і адекватних результатів (Chapman, Metje, & Stärk, 2010).

Наприклад, у **пружинно-балковому методі** оправа тунелю ідеалізована і являє собою пружне кільце, в якому пружність ґрунту досягається за рахунок постановки радіально і тангенціально розташованих пружин, що імітують пасивний тиск. Важливими параметрами для такого розрахунку є модуль пружності і коефіцієнт бічного тиску (Barla, G., & Barla, M., 2000). Оскільки оточуючий масив представлений лише пружинами, аналіз не може надати жодної інформації про можливе розповсюдження напружень і деформацій ґрунту (рис. 1.4).

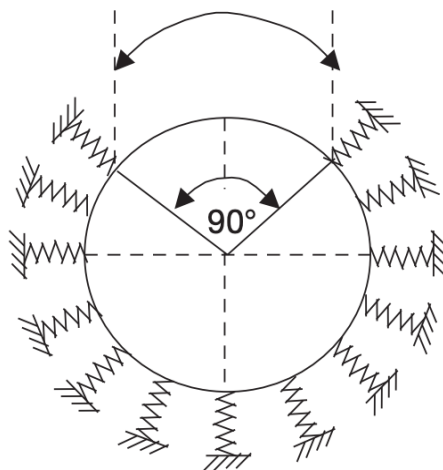


Рисунок 1.4 – Схема пружинно-балкового методу  
(рисунок з роботи Chapman, Metje, & Stärk, 2010)

У **методі суцільного середовища** масив, у якому споруджується тунель, ідеалізований як континуум, тобто в ґрунті немає розривів. Метод передбачає, що масив являє собою нескінченно велику тонку ділянку (*slice*; виконання

умови плоскої деформації) з отвором у центрі і дозволяє інтерпретувати деформації ґрунтового середовища (рис. 1.5).

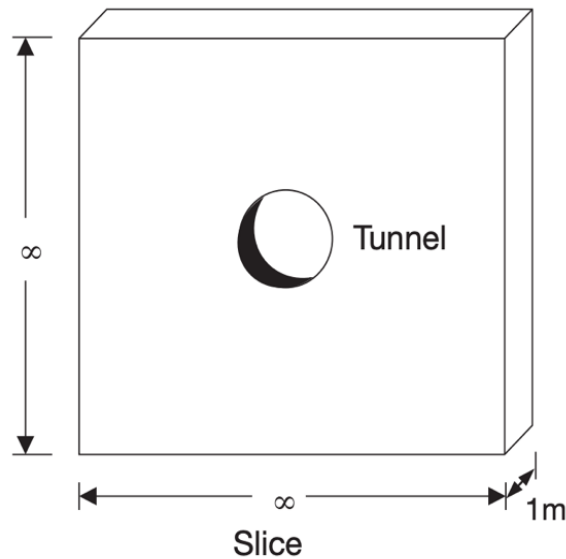


Рисунок 1.5 – Схема методу суцільного середовища  
(рисунок з роботи Chapman, Metje, & Stärk, 2010)

У методі опору кріплення передбачається, що оправа тунелю обмежує деформації ґрунту і забезпечує внутрішній тиск (опір) проти масиву. За опір приймають тиск всередині тунелю, який залежить від деформацій, а обмеження деформацій ґрунту є основним критерієм застосування цього методу (рис. 1.6).

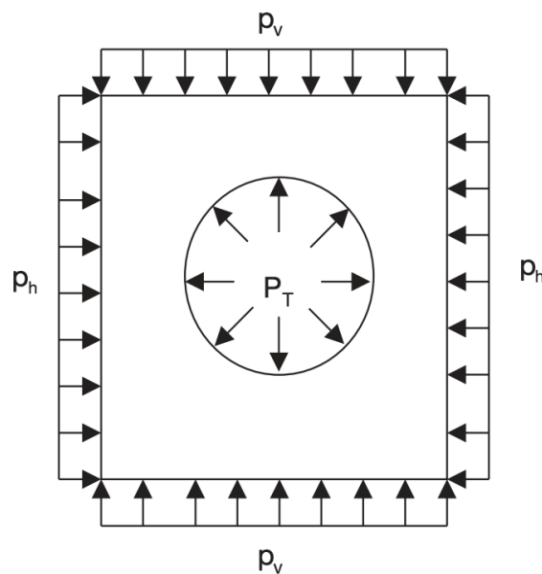


Рисунок 1.6 – Схема методу опору кріплення  
(рисунок з роботи Chapman, Metje, & Stärk, 2010)

**Експериментальні методи.** Хоча на сьогоднішній день експериментальні методи застосовуються значно менше з появою сучасних програмних комплексів і розвитком математичного моделювання, проте є певні конкретні умови і задачі, для яких вони є актуальними.

Наприклад, така експериментальна процедура як відцентрове випробування забезпечує основу для кількісної оцінки того, як спосіб спорудження впливає на наземні будівлі, на деформації ґрунту і просідання будинків (Ritter, Giardina, DeJong, & Mair, 2018). Метод передбачає створення моделі у масштабі і проведення серії випробувань у геотехнічній центрифугі (рис. 1.7.).

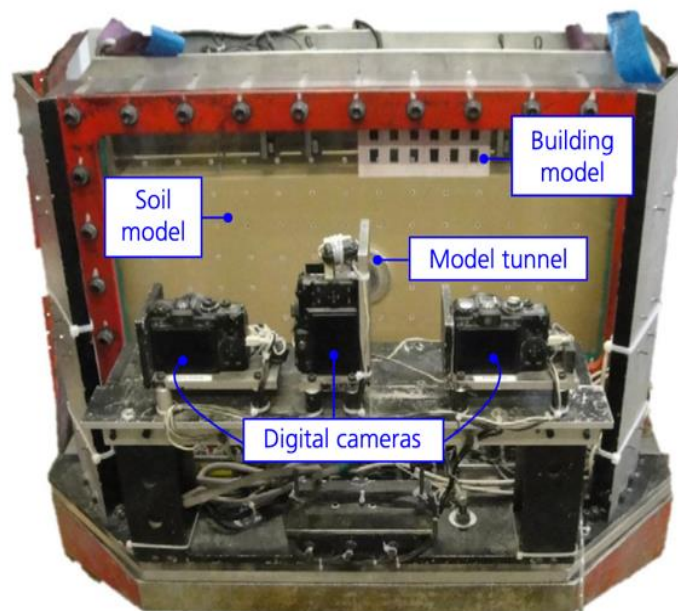


Рисунок 1.7 – Схема моделі в центрифугі  
(світлина з роботи Ritter, Giardina, DeJong, & Mair, 2018)

Фізичне моделювання може також передбачати створення моделі і прикладення навантаження горизонтальними і вертикальними домкратами з метою імітувати реальну ситуацію і передбачити поведінку кріплення (Hebin, Zheng, Pengfei, Li, Guowei, Ma, & Qianbing, Zhang, 2022).

**Чисельні методи.** В результаті збільшення обчислювальної потужності та доступності широкого вибору комерційних обчислювальних програм значно збільшилося використання числових моделей (Петренко, Гузченко, & Тютюкін,

2006; Петренко, Тютюкін, & Гребінь, 2006; Петренко, Тютюкін, & Петренко, 2006; Тютюкін, 2020) (рис. 1.8.).

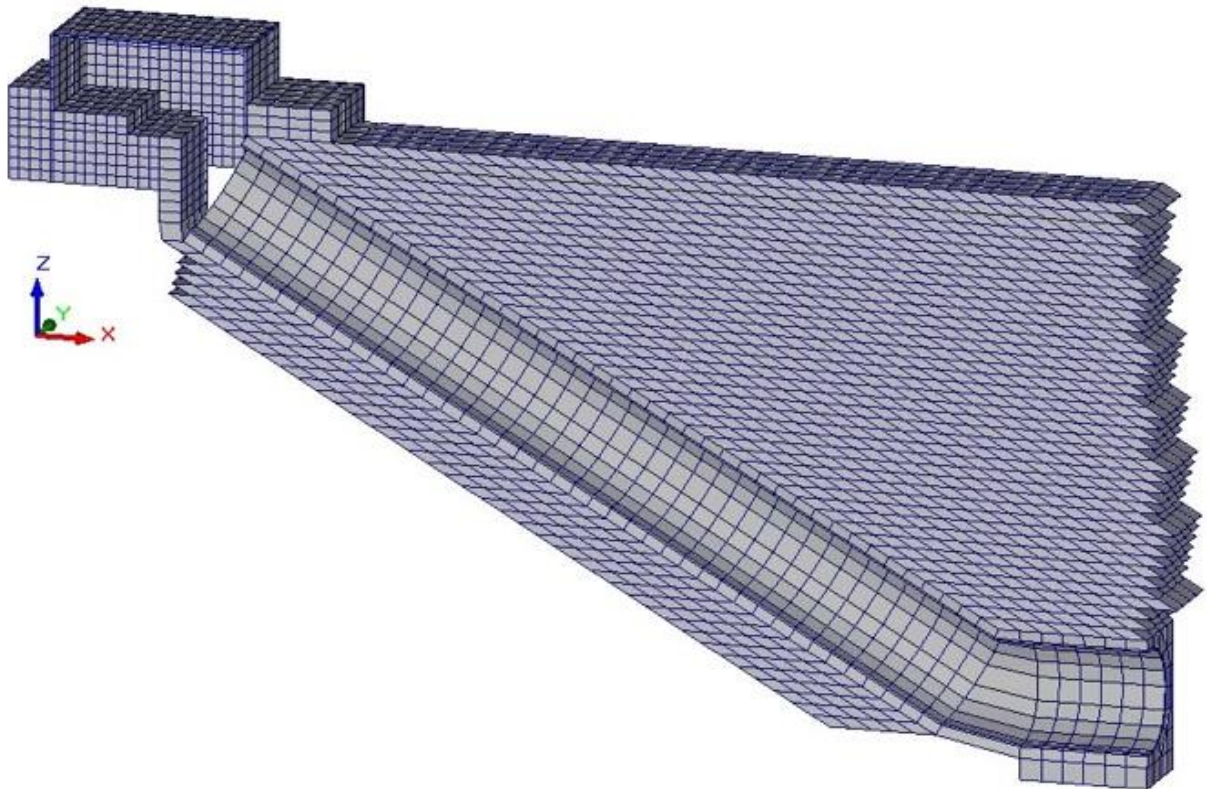


Рисунок 1.8 – Скінченно-елементна модель ескалаторного тунелю  
(рисунок з роботи Тютюкін, 2020)

Чисельні методи можна розділити на різні типи в залежності від способу обчислення прийнятого в пакеті програми. Для моделювання континуума (грунту) найпоширенішим чисельним методом аналізу проєктів тунелів є метод скінченних елементів (El-Kilany, & El-Sayed, 2017; Нео, June, Kim, Вyoung-II, Lee, Jea-Dug, & Kim, Young-Geun, 2017). Для імітування розривів (скельних ґрунтів) застосовують методи дискретних елементів і граничних елементів.

Метод сходження-обмеження (*convergence-confinement*) широко використовується для підземних несучих конструкцій на попередньому етапі проєктування. На основі аналізу напружень і деформацій навколо тунелю метод дає уявлення про взаємодію між кріпленням і масивом за допомогою плоскої моделі і дозволяє отримати числові результати.

Метод прогресивного пом'якшення (*progressive softening*) був розроблений спеціально для NATM, він передбачає зниження жорсткості ґрунту на певний крок. Метод контролю втрати об'єму (*volume loss control*) дає можливість оцінити втрати об'ємів при зменшенні тиску опору кріплення.

**Аналітичні методи.** Не викликає сумнівів, що **пружинно-балковий метод** – це простий і швидкий метод розрахунку, який можна використовувати для визначення необхідної товщини оправи, проте він має обмежений потенціал для інтерпретації щодо реальної ситуації через велику кількість спрощень (Тютюкін, 2020).

Припущення **методу суцільного середовища** часто є несприятливими для використання у тунелях глибокого закладення, оскільки зі збільшенням глибини лінійно зростає навантаження на оправу і відповідно збільшується її товщина (Chapman, Metje, & Stärk, 2010). У поєднанні з пружним розрахунком це призводить до потенційно нереальної товщини кріплення. Такий консервативний підхід не передбачає розрахунку висоти склепіння обвалення, визначення його розмірів засновується на досвіді, інженерних судженнях і основних характеристиках. Спрощення у методі, в якому ґрунт представлений як континуум, не відповідає реальності, в якій масив є тріщинуватим, багатошаровим або неоднорідним (Cheng, Ni, & Shen, 2017; Barla, G., & Barla, M., 2000; Тютюкін, 2020).

Модель **методу опору кріплення** можна застосовувати для тунелів глибокого закладення у скельних ґрунтах, проте він має значні недоліки: по-перше, неможливість встановити кількісну межу критичної деформації; по-друге, навіть якщо завдяки досвіду роботи у схожих геологічних умовах у подібних методах підземного будівництва критична деформація визначається – існує багато факторів, що впливають на розвиток деформації: вони є нелінійними і залежать від часу, наприклад, при застосуванні набризк-бетону; по-третє, опір кріплення не розраховується, а приймається як внутрішній тиск у системі, в якій немає внутрішніх сил, таким чином виникає проблема у визначенні товщини і типу оправи (Chapman, Metje, & Stärk, 2010; Тютюкін,

2020).

**Експериментальні методи.** Фізичне моделювання застосовується для визначення поведінки процесів, яким неможливо надати характеристики і достовірно змоделювати у програмних комплексах. У випадках дослідження сейсмічного впливу, розповсюдження вогню і диму при пожежі, роботи вентиляції перевага надається експериментальним методам оцінки.

**Чисельні методи.** Безсумнівно, що математичне моделювання прийшло на зміну недосконалим аналітичним методам, компенсуючи їх недоліки та маючи такі переваги:

- 1) відображення максимально реалістичної поведінки ґрунту;
- 2) робота зі складними геологічними та гідравлічними умовами;
- 3) моделювання проміжних і довгострокових умов роботи;
- 4) можливість моделювання постійного і тимчасового кріплення;
- 5) облік суміжних служб і споруд.

Потрібно зазначити, що чисельний аналіз – це не панацея і до нього слід ставитись як до будь-якого іншого інженерного інструмента. Працездатні результати математичного моделювання залежать від досвіду користувача, інженерних суджень, припущень і завдання правильних характеристик моделі.

Однак, проаналізувавши особливості розрахункових стратегій для конструкції похилого тунелю, що споруджується NATM, слід відмітити, що чисельна є найбільш ефективною.

На основі результатів порівняльного аналізу розрахункових стратегій (аналітична, експериментальна, чисельна) доведено, що чисельний аналіз позбавлений низки суттєвих недоліків (уведення додаткових спрощень в аналітичних методах та трудомістке відображення реальної ситуації в експериментальних моделях), а відмічені переваги (особливо відображення реалістичної поведінки ґрунту) є переважаючими.

В ході досліджень проведено обґрунтування чисельної розрахункової стратегії дослідження конструкції похилого тунелю, що споруджується NATM, як найбільш раціональної в практичному плані.

Визначено, що аналітична та експериментальна стратегії мають особливі переваги, але відмічені значною трудомісткістю під час проведення дослідження. Аналітичні методи дослідження не можуть в повному обсязі відобразити складну багат шарову конструкцію похилого тунелю, що споруджується NATM. Експериментальні методи позначені високим рівнем складності втілення.

На основі порівняльного аналізу виявлено, що чисельний аналіз є єдиною розрахунковою стратегією, яка характеризується помірними витратами праці дослідників та високим рівнем точності результатів розрахунку.

### **1.3 Порівняльний аналіз класичної і нової технологій спорудження похилих ескалаторних тунелів**

Аналіз будівельних технологій, притаманних підземному будівництву, що широко застосовувалися раніше і вважалися майже безальтернативними, свідчить про їхню стагнацію (приведені нижче результати опубліковані в статті (Белікова, & Тютюкін, 2023b)). Під цим мається на увазі навіть не неможливість застосування альтернативних технологій, а небажання їхнього впровадження. Відпрацьована і достатньо ефективна технологія визначалася магістральною, широкий досвід застосування характеризував її уявну раціональність, після чого технологія входила в класичні підручники і вивчалася в закладах вищої освіти. Таким чином, коло замикалося, і нові фахівці вже не могли вийти з «потенційної ями» теорії, хоча на практиці бачили недоліки класичних технологій і намагалися виправити їх зсередини (Купрік, & Тютюкін, 2019).

Як приклади такого аналізу можна навести три найбільш характерні випадки:

1) окреслення області застосування пілонної станції лише слабкими ґрунтами (піски, супіски, суглинки, глини). Натомість потенціал пілонної станції як майже універсальної конструкції був доведений її застосуванням в міцних скельних породах (гірничий масив з плагіограніту, Дніпровський метрополітен);

2) тяжіння до штольневої системи спорудження гірничих тунелів та

розкриття перерізу невеликими частинами в породах середньої міцності. Досвід будівництва Бескидського тунелю із розділенням перерізу на калоту і штросу в рамках «філософії» Новоавстрійського методу спорудження тунелів (NATM) довів, що в Україні цей метод є дуже ефективним;

3) максимальне застосування збірних конструкцій і зменшення монолітного бетонування.

Небажання розвивати нові технології спорудження підземних об'єктів мало об'єктивне підґрунтя: деякі методи тунельного будівництва не могли бути реалізованими по причині відсутності якісних способів кріплення, високопродуктивних тунелепрохідницьких агрегатів та бетононасосів, нового типу риштувань. Саме тому достатньо складний в практичній реалізації NATM, в ході будівництва якого створюється багатошарова конструкція з тимчасового кріплення та постійної оправи, майже не розглядався як робочий варіант спорудження. І відповідно, оскільки його розвиток був відсутній, то в класичних підручниках його опис займав декілька сторінок, а вся стратегія методу зводилася до звичайного торкрет-бетонування.

Однак розвиток технологій підземного будівництва в Україні навіть під час воєнної агресії російської федерації дозволяє піддати ревізії вже існуючі методи спорудження і обґрунтувати нові та альтернативні, що є ефективними.

Метою роботи є обґрунтування нової для України технології спорудження ескалаторного тунелю на основі результатів натурних досліджень, виконаних в рамках маркшейдерських вимірювань під час будівництва похилого ходу Дніпровського метрополітену.

Існуючий досвід тунелебудування в Україні, зокрема спорудження похилих ескалаторних тунелів, спирався на класичну і консервативну методику, характерну для умов минулого та новітнього досвіду.

Хоча пропонувалися різні методи проходки таких тунелів, але здебільшого магістральна технологія базувалася на розробці похилої виробки зверху вниз з попередньою підготовкою масиву за допомогою штучного заморожування ґрунту. Такий метод у сучасних реаліях можна піддати критиці за використання

заморожування, оскільки подібні маніпуляції з масивом призводять до незворотних змін структури ґрунту (Colombo, Lunardi, Cavagna, Cassani, & Manassero, 2008), а такий ризик недопустимий в умовах щільної міської забудови.

Також недоліком заморожування можна назвати підвищену вартість на відміну від інших методів закріплення ґрунту, наприклад, хімічного. Так, позитивним наслідком цементації є створення закріпленого масиву, що залишається на довгий термін і забезпечуватиме конструкції додаткову підтримку навіть після будівництва в процесі експлуатації.

Відмовитись від використання методів додаткового закріплення масиву можна завдяки спеціальним щитовим агрегатам для похилого розташування (рис. 1.9) (Kolymbas, 2005).

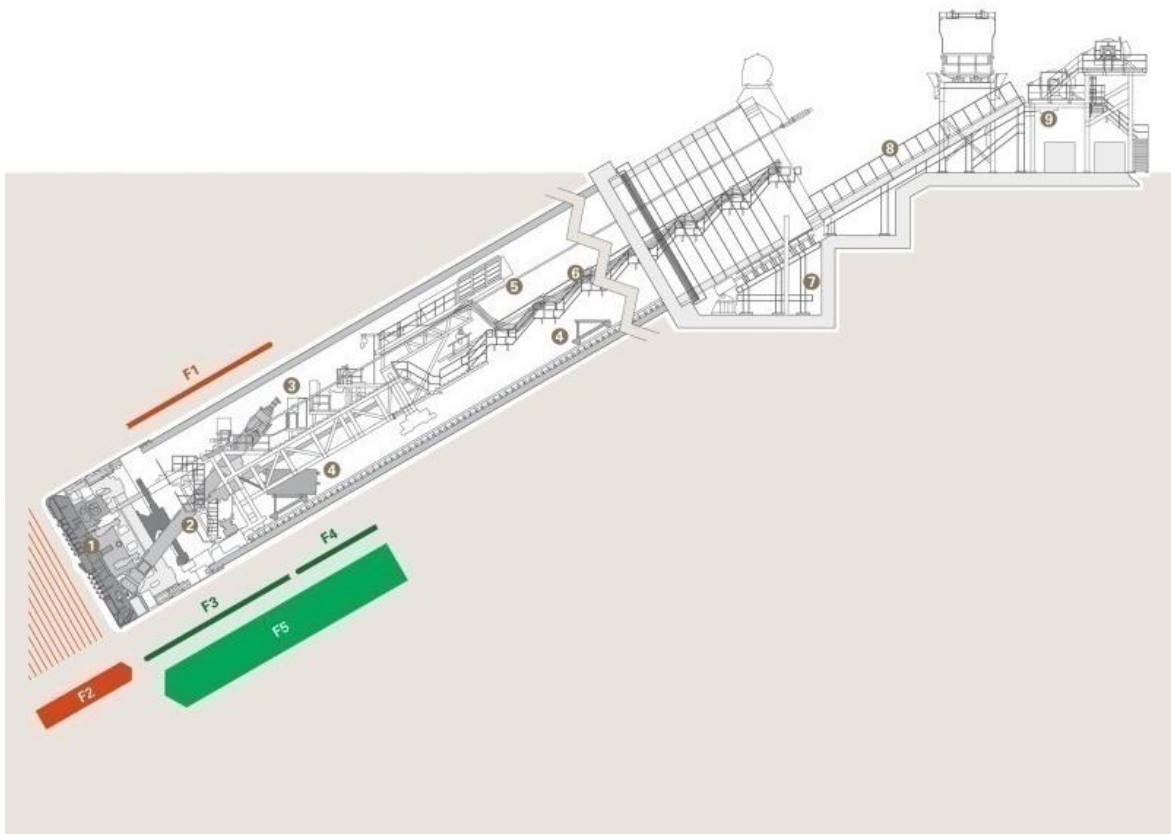


Рисунок 1.9 – Схематичне представлення системи та компонентів агрегату, а також активних сил: F1 – тяговий трос; F2 – тиск води та ґрунту; F3 – щит; F4 – резервна система; F5 – штовхальні домкрати (з роботи Kolymbas, 2005)

Вони запроєктовані на основі геологічних параметрів спеціально для такої

інженерної задачі. Така система проходки тунелів дозволяє створювати виробки великого діаметру (більше 8,5 м) під нахилом  $30^\circ$ , що в свою чергу ускладнює питання вивантаження ґрунту і матеріалів, оскільки такі системи як конвеєрні стрічки, сендвіч-конвеєри чи скіпи не можуть нормально функціонувати в умовах такого крутого схилу, притаманному ескалаторному тунелю. В щитових агрегатах та комплексах подібної конструкції обов'язково встановлюється система з лебідками, в яких, крім робочих і аварійних гальм, наявний захист від обриву троса. Також, за допомогою артикуляційних гідроциліндрів, що змінюють напрям проходки, можна зменшити тенденцію до неконтрольованого занурення комплексу і досягти необхідної стабілізації щита за допомогою додаткових систем.

Відносно новий для України, але вже реалізований в Дніпрі спосіб будівництва ескалаторного тунелю знизу вгору за допомогою NATM, успішно застосовується в метрополітенах інших країн (рис. 1.11.) (McNamara, Roberts, Morrison, & Holmes, 2008; Sillerico Mayta, Suarez Diaz, Vivier, Marchand, & Ahmad, 2018).

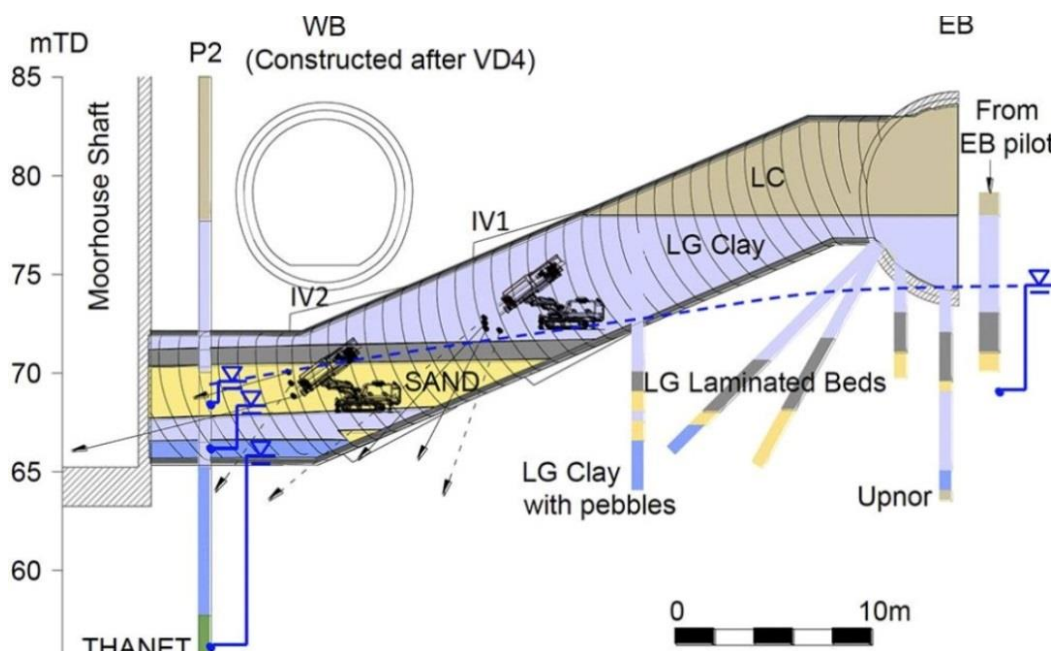


Рисунок 1.10 – Переріз похилого вентиляційного тунелю, що демонструє інженерно-геологічний розріз породного масиву і процес будівництва (рисунок з роботи McNamara, Roberts, Morrison, & Holmes, 2008)  
Переваги NATM дозволяють будувати виробки будь-якого орієнтування в

підземному просторі, а в тандемі з додатковим закріпленням ґрунту – у будь-яких геологічних умовах, проте є випадки, коли спорудження похилих проходок знизу вгору є найбільш раціональним.

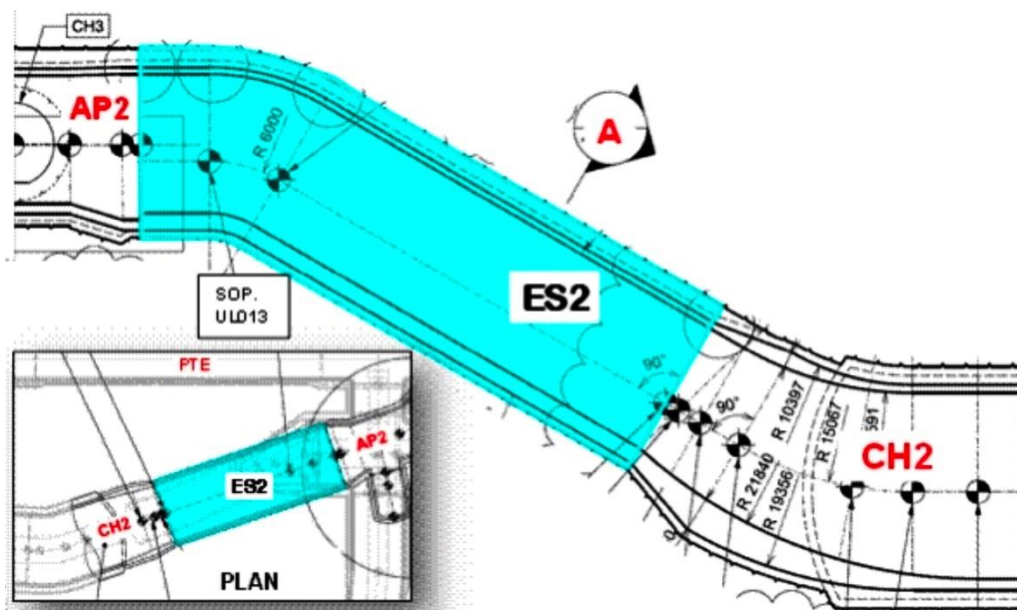
Відомо, що NATM – це не тільки метод будівництва, це і «філософія» (Brown, 1990; Barton, & Grimstad, 1994), яка полягає у тому, щоб для зміцнення конструкції тунелю максимально повно використати міцність і деформаційну здатність навколишнього масиву. Іншими словами, геологічні умови є керівним фактором процесом спорудження. Невід’ємною частиною методу є постійний моніторинг поведінки масиву, що передбачає коригування процесу буріння та зміни типу оправи в залежності від результатів поточного контролю.

Основною відмінною рисою методу є застосування тимчасового і постійного кріплення. Тимчасове кріплення влаштовується одразу під час розробки і може бути представлене у вигляді торкрет-бетону, армуючої сітки, арок, анкерів і будь-якої комбінації цих кріплень. Постійним кріпленням зазвичай служить монолітний бетон, укладений по захищеній сіткою та цементною стяжкою гідроізоляційній мембрані.

Наприклад, група з кількох похилих ескалаторних тунелів у Великій Британії, збудовані за принципами NATM (рис. 1.12., а). Напрямо розробки пов’язаний з обмеженням доступу існуючими комунікаціями і системами, також метою такої послідовності є зменшення поверхневих осідань, а з «філософією» NATM комбінація тимчасового і постійного кріплення забезпечила міцність і надійність конструкцій.

Основним завданням безпеки під час розробки знизу вгору постає безпека для людей і обладнання від обвалення ґрунту, тому їх необхідно розташувати над віссю тунелю, близько до склепіння. Так, у Лондонському метро застосували екскаватор (Morrison, McNamara, & Roberts, 2004), закріплений до склепіння за допомогою бічних ланцюгів і фаркопів, які в свою чергу були закріплені на горизонтальних анкерах (рис. 1.12., б).

а)



б)

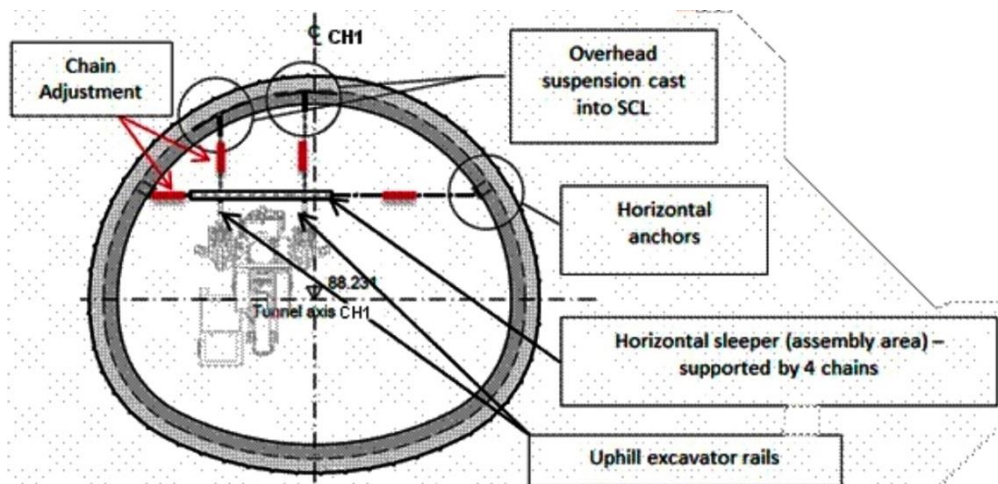


Рисунок 1.11 – Переріз і план одного з групи похилих тунелів (а) схема закріплення екскаватора (б) (рисунки з Morrison, McNamara, & Roberts, 2004)

В якості тимчасового (первинного) кріплення була використана система торкрет-бетонування, постійним кріпленням послужила система армування із застосуванням монолітного бетонування (Dasari, Rawlings, & Bolton, 1996). Такий підхід був успішний як з точки зору безпеки, оскільки не було зареєстровано жодних інцидентів або аварій, так і з точки зору якості, оскільки можливий надійний захист гідроізоляційного шару, що знаходиться між тимчасовим кріпленням та постійною оправою.

## РОЗДІЛ 2

### МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ БАГАТОШАРОВОГО КРІПЛЕННЯ ПОХИЛИХ ТУНЕЛІВ

#### 2.1 Постановка задачі 2D і 3D моделювання ескалаторного тунелю

Сьогодні процес спорудження такого складного інженерного об'єкта як тунель, особливо похилий ескалаторний, може лише частково базуватися на минулому досвіді. На сьогодні розроблено десятки технологій спорудження тунелів, кожна з яких базується на окремому підході до підземної споруди та оточуючого її масиву, які переосмислюють взаємодію між ними. Разом з тим, наукове обґрунтування нових технологій обов'язково повинно включати в себе розробку математичних моделей для прогнозування поведінки масиву, а також подальшого висування вимог до конструкції й матеріалу оправи, а також технології будівництва тунелю (приведені нижче результати опубліковані в статті (Белікова, & Тютюкін, 2023а)).

До ери математичного моделювання дослідники з усього світу активно застосовували експериментальні методи досліджень для вивчення реакції ґрунту на прохідницькі роботи. Ці техніки були пов'язані із дослідження мініатюрних тунелебурильних машин, які імітують процес розробки та встановлення оправи в центрифугі. Випробування лабораторних моделей, що проводяться під дією сили тяжіння або у центрифугі дозволяли досліджувати найбільш важливі фактори, які впливають на поведінку тунелю. Деякі науковці вважають, що експериментальне моделювання і досі є важливим для різних явищ, пов'язаних з тунелебудуванням і є необхідним етапом перед проведенням математичного результату. Проте науковці все рідше звертаються до експериментальних методів, через їх високу вартість та неможливість врахування усіх параметрів геотехнічної задачі.

Проходка тунелів – без сумнівів, є задачею у просторовій (тривимірній, 3D) постановці, тому навіть інтуїтивно врахування просторового фактору повинно привести до більш точних прогнозів напружено-деформованого стану

(НДС) системи. Однак, існуючі дослідження, що порівнюють різні постановки, не стали однозначно переконливими у цьому відношенні. Причиною зниження адекватності отриманих рішень в 3D-постановці є необхідність застосування додаткових припущень щодо послідовності прохідницьких робіт, процесу монтажу оправи, поведінки тунельних конструкції у часі (зокрема, для торкрет-бетону у випадку Новоавстрійського способу спорудження тунелів – NATM).

Не викликає сумнівів, що сучасні комерційні пакети програмного забезпечення (NASTRAN, Cosmos, PLAXIS 3D, Phase2 тощо) дають можливість змодельовати умови, максимально наближені до реальності, проте налаштування 3D-моделі для проблеми спорудження тунелів може стати нелегкою задачею (De Farias, Moraes Jr., & De Assis, 2004). Це означає, що двовимірні (2D) моделі все ще дуже поширені, хоча їх прийняття для розрахунку і прогнозування роботи тунелю одразу означає, що така конструкція потребує низки припущень. Зокрема, слід враховувати факт, що ефект тривимірного нерівнокомпонентного стиску, який настільки важливий для поведінки ґрунту, не може бути змодельованим. Однак, деякі автори вважають, що втрата третьої компоненти і перетворення просторового стиску в плоский несуттєво впливає на деформування систем (Masin, 2009; Do, & Dias, 2017). Крім того, доступно багато методів для врахування 3D-ефектів в 2D-моделюванні тунелів NATM (Karakus, 2007), що робить важливим порівняння результатів плоскої і просторової постановки в математичному моделюванні.

В певних умовах 3D-моделі в прогнозуванні поведінки ґрунту можуть бути більш точними і реалістичними. Хоча основним недоліком 3D-моделей є тривалий час обчислення через кількість компонентів, необхідних для коректної дискретизації, проте деякі науковці наполягають саме на 3D-моделюванні у розв'язанні будь-якої геомеханічної задачі.

В той же час, прогнозуючи поведінку системи «кріплення – масив» у задачах спорудження тунелів, інженери продовжують надавати перевагу 2D-програмам у створенні горизонтальних і вертикальних розрізів. Або вони використовують так звану 2,5D-модель – особливу математичну модель, в якій

властивості кожного шару зберігаються постійними (Masin, 2009), а повноцінні 3D-програми застосовують для моделювання об'ємних чи протяжних підземних споруд.

Таким чином, дискусія про вибір постановки математичного моделювання має відбуватися для кожної конкретної ситуації, зокрема для похилого тунелю, який перетинає декілька шарів ґрунту і має особливе положення в масиві.

У роботі був виконаний аналіз аналітичних і чисельних методів математичного моделювання ескалаторного тунелю, які враховують його просторову поведінку, а також взаємодію оправи з оточуючим масивом. Для цього слід виявити основні характеристики та відмінності методів, які базуються на плоскій або просторовій постановці, що дозволить обґрунтувати вибір розрахункової моделі.

Загальновідомо, що деформації, спричинені проходкою тунелів, залежать від інженерно-геологічних умов, глибини закладання, діаметру тунелю, його матеріалу та конструкції і методу спорудження. Для оцінки потенційних деформацій, що виникнуть в процесі експлуатації тунелю, широко використовувалися емпіричні процедури. Під час їх застосування у комбінації з відповідним судженням (гіпотезою методу), заснованим на аналогічному минулому досвіді, ці процедури можуть дати адекватні результати. І все ж такі розрахунки мають певні важливі обмеження за рахунок їх налаштування на універсальність та через обмеженість інформації, яку вони надають щодо розподілу НДС.

## **2.2 Порівняльний аналіз і практична реалізація 2D і 3D моделювання ескалаторного тунелю**

Розглянемо найбільш поширені аналітичні методи моделювання процесу будівництва тунелю у 2D, що базуються на аналітичних передумовах, розглянутих вище.

«Метод зазору» («*Gap method*»). Теоретично обґрунтований метод

прогнозування просадок на різних глибинах був запропонований Rowe, & Kack, (1983) й Lee & Rowe (1990a, 1990b). Важливим аспектом цього підходу є введення параметру, який називається «зазор» (*Gap*), представлений як теоретична відстань між породним масивом та оправою. Цей параметр враховує втрати ґрунту як функцію міцності та поведінки деформації в пружному та пластичному стані. Було виявлено, що цей метод надає дані, які розумно узгоджуються з польовими вимірюваннями в кількох добре задокументованих випадках (Lee, 1989; Lee, Rowe, & Lo, 1992), за умови, що параметр «Gap» вибрано правильно.

В загальному випадку параметр «зазор» являє собою вертикальне зміщення над склепінням тунелю та є мірою втрати ґрунту внаслідок проходки тунелю у м'яких породах. Цей параметр є функцією тривимірної пружнопластичної деформації (рис. 2.1).

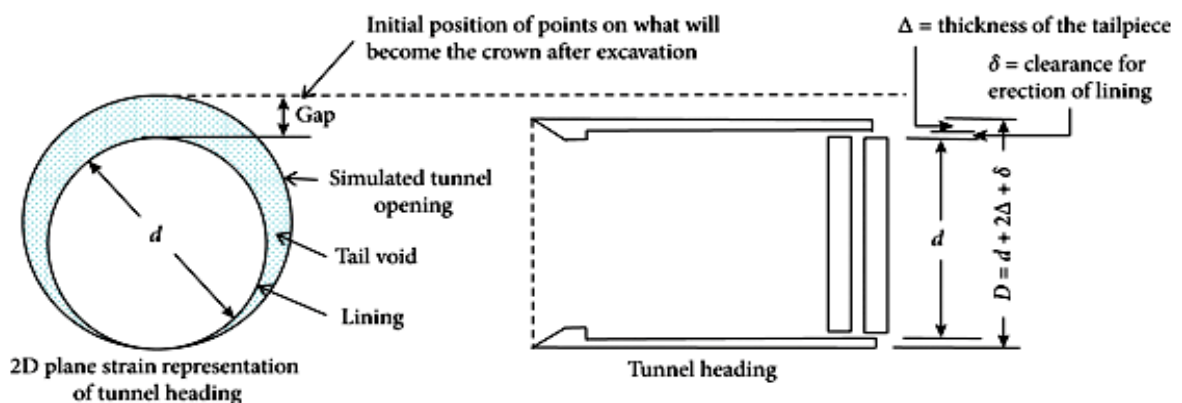


Рисунок 2.1 – Схема «Методу зазору»  
(рисунок з роботи Lee, Rowe, & Lo, 1992)

Згодом його можна використовувати для прогнозування результуючих деформацій ґрунту в плоскій постановці методу скінченних елементів або емпіричних кореляцій інших чисельних методів.

Після досягнення заданого значення «зазору» встановлюється оправа. Залежно від її жорсткості, можуть виникнути подальші деформації та, відповідно, втрата об'єму. Тому може статися, що оправа встановлена до того,

як буде досягнуто встановлену втрату об'єму для врахування цього додаткового значення.

Під час налаштування моделі також важливо використовувати відповідні граничні умови, як для умов дальнього поля (наприклад обмеження, застосовані на краях зони сітки), так і для умов ближнього поля, пов'язаних, наприклад, з оправою. Зазвичай у простому 2D-аналізі плоскої деформації обмеження руху в умовах дальнього поля полягають у тому, що основа сітки обмежена вертикально і горизонтально, а краї обмежені горизонтально, але не вертикально.

«Метод контролю втрати об'єму» («*Volume loss control method*») принципово подібний до «Методу зазору», але в ньому вказується очікувана втрата об'єму в кінці будівництва (рис. 2.2). Це важливо, якщо втрату об'єму можна оцінити з розумним ступенем достовірності, а також може бути застосоване для зворотного аналізу спорудження тунелю (Hunar Farid, 2013). У цьому методі опорний тиск на межі тунелю поступово зменшується і втрату об'єму можна контролювати.

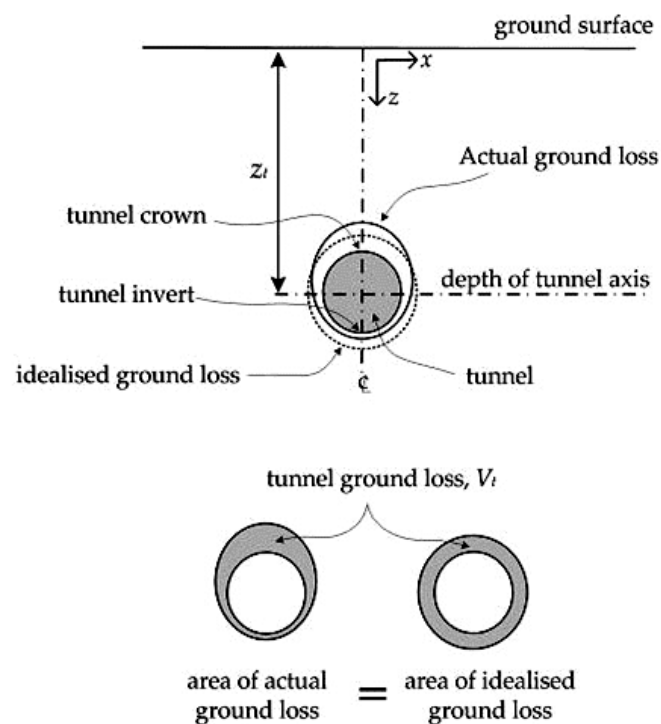


Рисунок 2.2 – Схема «Методу обмеження переміщення»

(рисунок з роботи Hunar Farid, 2013)

«Метод обмеження переміщення» («*Convergence-confinement method*») є одним із методів раціонального підходу проектування та використовує обчислення аналітичного типу. Він заснований на аналізі НДС, який відбувається в масиві навколо виробки (Carranza-Torres, & Fairhurst, 2000).

Цей метод базується на визначенні співвідношення внутрішнього тиску (радіального напруження) і радіального зміщення (в абсолютних значеннях) ( $p=|u|$ ) на межі виробки кругового окреслення. Ця залежність називається кривою обмеження переміщення (рис. 2.3).

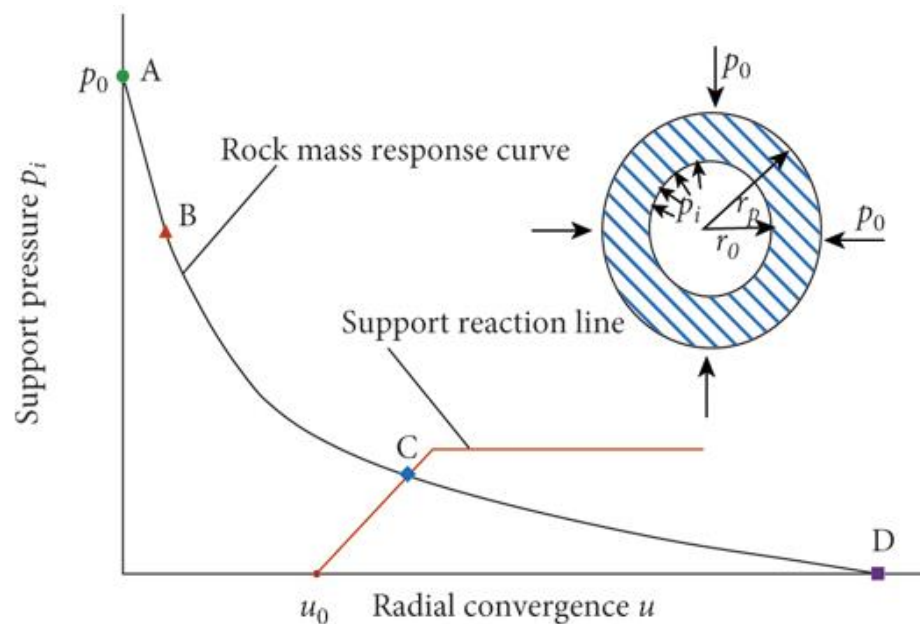


Рисунок 2.3 – Схема «Методу обмеження переміщення»

(фрагмент рисунку з роботи Hongbo, Zhao, Shaojun, Li, & Bingrui Chen, 2021)

Для внутрішнього тиску, що дорівнює  $p_0$  (напруження, що викликані власною вагою масиву), початкове напруження та деформаційний стан навколо виробки не змінюються, тому радіальне зміщення стінки дорівнює нулю. Зі зменшенням внутрішнього тиску  $p$  починає проявлятися радіальне зміщення стінки. Спочатку воно зростає лінійно, а у певній точці тенденція може мати криволінійний тип.

Аналіз чисельних методів свідчить, що обидві постановки у створенні математичних моделей є майже рівнозначними. В роботах (Kuprii, Petrenko, Kuprik, & Kripak, 2019; Radkevych, Tiutkin, Kuprii, & Bielikova, 2022) успішно

застосовано 2D-постановку для створення чисельної моделі ескалаторного тунелю. В скінченно-елементній моделі відображене багат шарове кріплення. Перший шар – набризк-бетон змінною товщиною, другий шар – арка у вигляді двотавру. Отримані дані НДС дозволили прогнозувати подальшу роботу ескалаторного тунелю (Radkevych, Tiutkin, Kuprii, & Bielikova, 2022).

Чисельний розрахунок двох варіантів закріплення слабких ґрунтів надав результати для порівняльного аналізу НДС. Його результатом є висновок про більшу ефективність цементації при закріпленні слабких ґрунтів масиву, в якому споруджується ескалаторний тунель за допомогою NATM.

Проте, авторами проводився чисельний аналіз ескалаторного тунелю і в 3D-постановці, результати якого детально викладені в роботі (Тютюкін, 2020). Аналіз чисельного експерименту на основі 3D-моделей показує, що тривимірна структура змушує приймати інтерпретаційні рішення, які не враховані в поперечному перерізі, тобто у двовимірній моделі. Побудова 3D-моделі вимагає складного зворотного зв'язку між інтерпретацією даних і моделлю (рис. 2.4).

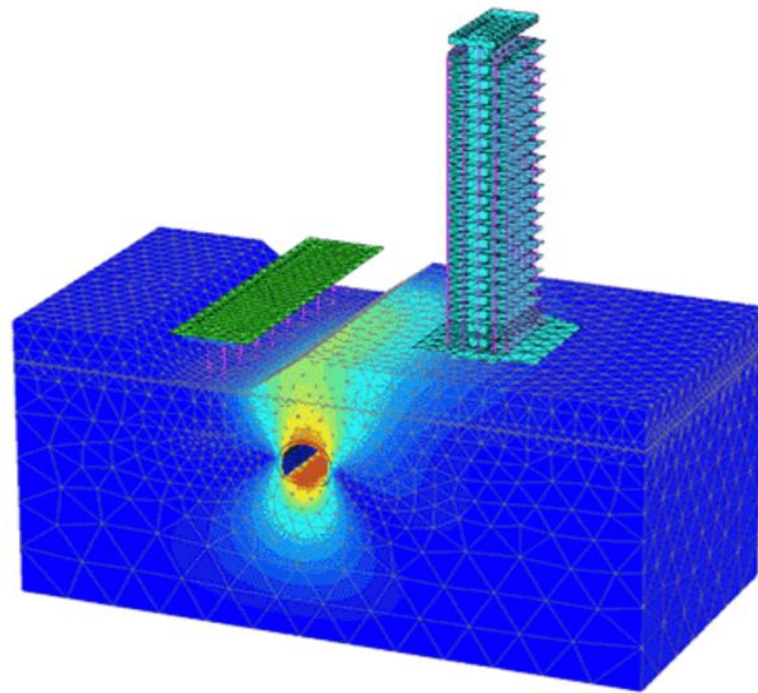


Рисунок 2.4 – Схема PLAXIS 3D  
(фрагмент рисунку з роботи Kolymbas, 2005)

Проте, у кращому випадку будь-яка модель 3D-модель є спрощеним поглядом на дійсність в залежності від вибору представлення, визначеного масштабом дослідження, гіпотезами про особливості описуваних геологічних об'єктів і можливостями програмного комплексу, обраного для виконання такої задачі. Наприклад, PLAXIS 3D є дуже популярною геомеханічною програмою, у якій комплексну геометрію ґрунту і структури можна визначити в двох режимах, які спеціально призначені для моделювання масиву і конструкції.

PLAXIS 3D – це програмне забезпечення, на основі скінченних елементів, яке зазвичай використовується для тривимірного моделювання, аналізу деформацій і стійкості конструкцій в геотехнічній інженерії. Комплекс має вбудовані функції для пошуку рішень для різних випадків складних геотехнічних конструкцій і будівельних процесів з використанням надійних і теоретично обґрунтованих обчислювальних процедур. Комплексну геометрію і структуру ґрунту можна визначати у двох різних режимах, що є однією з переваг програмного комплексу PLAXIS 3D. Ці режими розроблені для моделювання ґрунту і конструкцій у масиві. У цьому програмному комплексі незалежні суцільні моделі можуть автоматично перетинатися та бути сітчастими.

Початковою метою комплексу був розвиток простого використання двовимірного коду скінченних елементів для аналізу поведінки слабких ґрунтів. У подальшому PLAXIS було розширено, щоб охопити більшість областей геотехнічної інженерії. Програмне забезпечення, засноване на методі скінченних елементів, призначений для 2-вимірного і 3-вимірного геотехнічного аналізу деформації і стійкості ґрунтових конструкцій і їх взаємодії з підземними об'єктами, а також поведінки ґрунтових вод та теплових потоків у геоінженерії. Програма активно застосовується при розрахунках таких робіт як проєктування фундаментів, земляних робіт, насипи, тунелебудування. Зручність PLAXIS полягає в автоматичному створенні моделі масиву (Do, Dias, Pierpaolo, & Djeran-Maigre, 2013).

Проте тривимірне моделювання у цьому програмному комплексі зможе

краще імітувати реальні умови ґрунту та конструкції підземного об'єкту. Була створена нова версія – PLAXIS-GiD, яка дозволила розраховувати набагато об'ємні і складніші системи. Наприклад пару тунелів, які будуються у безпосередній близькості від пальового фундаменту мостових опор – такий проєкт був реалізований у щільній міській забудові Сингапуру. Тривимірний аналіз враховує нелінійну жорсткість ґрунту від найменших деформацій. Метод релаксації напруги був використаний для моделювання проходки тунелю у південному напрямку і тунелю у північному напрямку за умов стаціонарного розрахунку. Елементи сполучення задаються по периметру палі пальового фундаменту мостових опор – а програма прогнозує рухи ґрунту та осьові сили палі, спричинені розробкою тунелів. Отже PLAXIS-GiD може моделювати складну поведінку ґрунту і взаємодії зі сторонніми об'єктами.

Режим поетапних побудов дає можливість реалістичного моделювання будівництва та земляних робіт, активацію і деактивацію ґрунтових об'ємних кластерів і структурних об'єктів, застосування навантаження, зміни рівня ґрунтових вод тощо. Таким чином, PLAXIS 3D пропонує гнучку та сумісну геометрію, реалістичну симуляцію процесів будівництва, міцне та надійне ядро розрахунків, а також всебічний і детальний постпроцесерінг, що робить його вдалим рішенням для геомеханічного проєктування і аналізу.

Для з'ясування впливу просторового фактору розроблені скінченно-елементні моделі ескалаторного тунелю в плоскій і просторовій постановках (рис. 2.5), причому 2D-модель товщиною 1 м повторювала умови 3D-моделі в її середній частині. Для водночас однакових і прогнозованих умов чисельного експерименту в скінченно-елементних моделях комплексу SCAD прийнято однакову оправу з чавунних тюрбінгів товщиною  $h=0,15$  м, а також оточуючий масив, складений важкою глиною міцністю за проф. М. М. Протод'яконовим  $f=1,1$ , питомою вагою  $\gamma=18$  кН/м<sup>3</sup> та модулем пружності  $E=35$  МПа. Не викликає сумнівів, що такий однорідний масив, складений одним видом ґрунту, є гіпотетичною ситуацією, але саме вона, а не врахування багатьох шарів реального ґрунтового масиву, як, наприклад, в умовах Дніпровського

метрополітену дозволяє коректно порівнювати параметри НДС.

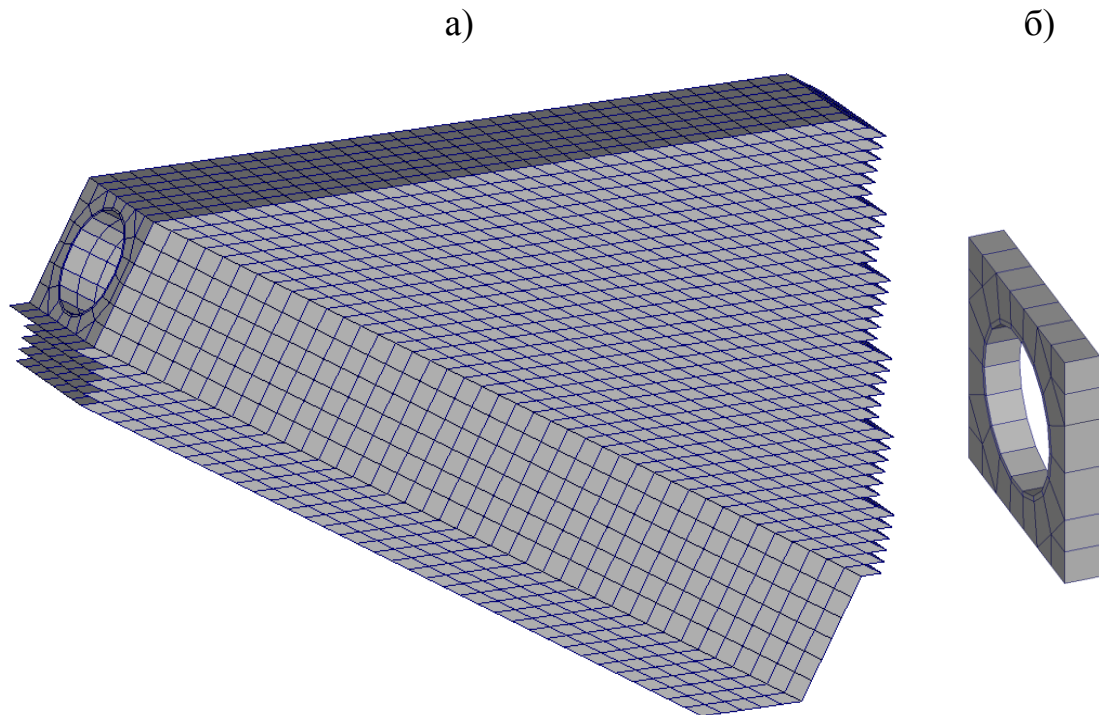
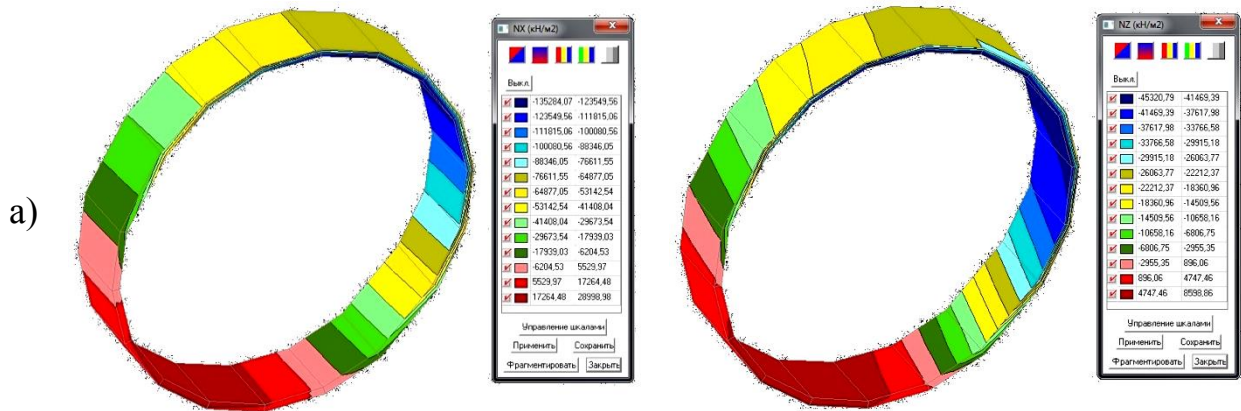


Рисунок 2.5 – Просторова (а) і плоска (б) скінченно-елементні моделі ескалаторного тунелю

Також для можливості коректного порівняння умови плоскої моделі (рис. 2.5, б) були скориговані таким чином, щоб навантаження на неї складало таке ж саме значення, як і в просторовій (рис. 2.5, а). Для цього було розраховане нормативне значення вертикального тиску в районі кільця № 20 просторової моделі, а потім прикладене в комплексі SCAD на верхню площину плоскої моделі під кутом  $30^\circ$  у вигляді розподіленого навантаження.

Параметри просторової моделі: вузлів – 10904, елементів – 8747 (задача середньої розмірності); в плоскій моделі вузлів і елементів значно менше (відповідно 96 та 64). Плоска модель, досліджувана в цій статті, кардинально відрізнялася від моделі в роботі Radkevych, Tiutkin, Kuprii, & Bielikova, 2022, оскільки все ж не була чисто плоскою, а мала товщину 1 м. Як свідчить аналіз, навіть наявність такої квазіплоскої моделі дозволяє опосередковано врахувати просторовий фактор і отримати НДС, напружена компонента якого розглядається і порівнюється нижче (рис. 2.6).

## Нормальні горизонтальні напруження



## Нормальні вертикальні напруження

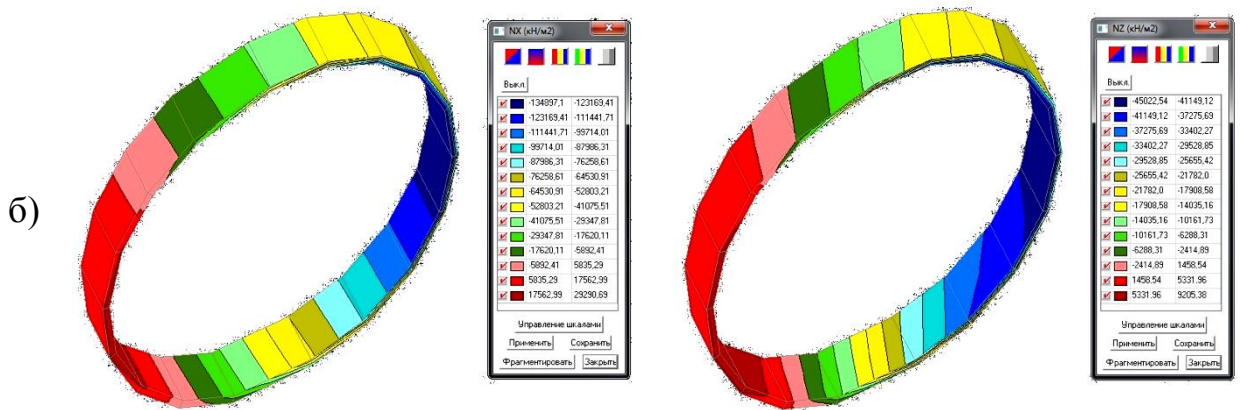


Рисунок 2.6 – Напружений стан просторової (а) і плоскої (б) скінченно-елементних моделей ескалаторного тунелю

Порівняльний аналіз напруженого стану скінченно-елементних моделей в просторовій та плоскій постановках свідчить, що максимальні від'ємні горизонтальні нормальні напруження в 2D-моделі на відміну від 3D-моделі відрізняється на 0,3 % (-135,3 МПа і -134,9 МПа відповідно), а максимальні від'ємні вертикальні нормальні напруження – на 0,67 % (-45,3 МПа і -45,0 МПа). Максимальні позитивні горизонтальні нормальні напруження в 2D-моделі на відміну від 3D-моделі відрізняється на 3,2 % (28,4 МПа і 29,3 МПа відповідно), а максимальні від'ємні вертикальні нормальні напруження відповідно на 7,2 % (85,9 МПа і 92,1 МПа).

Таким чином, можна свідчити про достатню схожість напруженого стану скінченно-елементних моделей в просторовій та плоскій постановках,

відмінність між якими за рахунок третьої нормальної компоненти напружень є незначною. Тобто, застосування плоскої постановки при відповідно розробленій моделі є обґрунтованим методологічним кроком.

На основі результатів проведеного обґрунтування вибору розрахункової моделі ескалаторного тунелю доведено, що застосування 2D-моделей є адекватним системі взаємодії ескалаторного тунелю з оточуючим масивом. Таке твердження засвідчене майже ідентичним розподілом напружень і деформацій в скінченно-елементних моделях в плоскій і просторовій постановках (відмінність складає максимум 3,2...7,2 %).

В ході досліджень доведено, що плоска скінченно-елементна модель ескалаторного тунелю є адекватною поставленій задачі за умови її застосування в декількох характерних перерізах ескалаторного тунелю, тобто створення низки 2D-моделей (мінімально – трьох: на початку, посередині і в нижній частині), що дозволяють врахувати її положення по довжині похилого тунелю, що розраховується.

Як показує існуючий досвід проектування тунелів NATM, методики 2D моделювання впевнено виконують задачі прогнозування і на сьогоднішній день залишаються переважаючими над технологіями 3D моделювання. Розрахунок такої системи як похилий тунель, також може відбуватися завдяки 2D моделюванню і демонструвати адекватні результати під час створення такої моделі у різних масивах та порівняння отриманих даних. Проте, 3D програмні комплекси активно розвиваються і стають в нагоді при роботі з шаруватими і неоднорідними масивами, концентруючись саме на імітації поведінки ґрунту і даючи при цьому ширшу картину його взаємодії. Тому для нестандартних ситуацій, на окремих ділянках ескалаторного тунелю доцільно звернутися до додаткових методів математичного моделювання.

### **2.3 Чисельний аналіз зміни силових факторів в тимчасовому кріпленні при спорудженні тунелю новоавстрійським способом**

Останнім часом було розроблено багато тунельних проєктів,

передбачають розробку тунелю-близнюка в безпосередній близькості один від одного (Kobayashi, Kawata, Suganuma, Takasaki, & Ohtusaka, 1994; Ng, Lee, & Tang, 2004; Azadi, & Kalhor, 2014; Hebin, Pengfei, Guowei, & Qianbing, 2022). Зазвичай такі об'єкти представляють собою існуючий тунель, який експлуатується та новий тунель, який будується поруч при необхідності розширити пропускну спроможність лінії. Тому дуже важливо розібратися в механізмі взаємодії між двома тунелями в процесі будівництва. Очевидно, що взаємодія між двома підземними об'єктами є складним комплексним процесом, що залежить від багатьох факторів, таких як геометрія тунелів, параметри оправи, характеристики ґрунту та методи будівництва. Таким чином математичне моделювання стає необхідною задачею для прогнозування поведінки існуючого тунелю і дозволяє виключити аварійні ситуації, деформації і руйнування (приведені нижче результати опубліковані в статті (Kuprii, Petrenko, Kuprik, & Kripak, 2019)).

При будівництві тунелів новоавстрійським способом виникає ситуація, коли верхня частина перерізу (калота) довгий час закріплена тимчасовим кріпленням, при цьому паралельно виконуються роботи по проходці нижньої частини перерізу (штроби).

Зміна площі перерізу та постановка додаткового кріплення (стійки арок, що підтримують калоту, арматурне кріплення лоткової частини, анкери, торкрет-бетон) кардинально змінюють напружено-деформований стан системи «тимчасове кріплення – оточуючий масив» і силові фактори в тимчасовому кріпленні (Тютюкін, Купрій, & Белікова, 2021). Математичне моделювання серії моделей, що імітують постадійну роботу, дає можливість проаналізувати зміну в них масиву (Булат, & Виноградов, 2002; Петренко, Тютюкін, Гребінь, 2006; Тютюкін, 2020).

Розрахунковий комплекс ЛІРА – це багатофункціональний інструмент, який дозволяє проектувати і розраховувати будівельні конструкції різного призначення. Різні модулі (процесори), які можна підключити дають можливість виконувати підбір і перевірку сталевих, залізобетонних

конструкцій, моделювати ґрунт, розраховувати поведінку конструкції.

Комплекс має обширну бібліотеку скінченних елементів, що дозволяє моделювати деталі будь-якої інженерної конструкції і навіть масив, з його шарами ґрунтів різних характеристик. А велика база сортamentів дозволить імітувати елементи тимчасового і постійного кріплення у ситуації з NATM. Також можливість прослідковувати поведінку конструкції в період монтажу зможе продемонструвати постадійність розробки проходки (колоти і штроси) з фіксованим результатом після першої стадії.

Розрахунковий комплекс ЛИРА (номер ліцензії №1д/2063) реалізує метод скінченних елементів в варіаційній постановці. Загальний вигляд рівняння потенційної енергії деформації тіла та потенціалу зовнішніх сил встановлюється з аналізу рівнянь. Вони отримуються способом вираження потенційної енергії деформації  $U$  як функції від переміщень (за допомогою рівняння Коші):

$$U(u, v, w) = G \iiint_V \left\{ \begin{aligned} & \frac{1-\mu}{1-2\mu} \left[ \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right] + \\ & \frac{2\mu}{1-2\mu} \left[ \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial x} \right] + \\ & \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \right] \end{aligned} \right\} dV, \quad (2.1)$$

де  $u, v, w$  – переміщення вершин елементів;  $\mu$  – коефіцієнт Пуассона;  $G$  – модуль здвигу;  $V$  – об'єм елемента.

Тоді потенціал зовнішніх сил виражається рівнянням:

$$U(Q, P) = \iiint_V (Q_x u + Q_y v + Q_z w) dV - \iint_{\Omega} (P_x u + P_y v + P_z w) d\Omega, \quad (2.2)$$

де  $Q_x, Q_y, Q_z, P_x, P_y, P_z$  – проекції на вісі  $x, y, z$  об'ємних  $V$  та

поверхневих  $\Omega$  сил відповідно.

Вираз потенціальної енергії деформації тіла можна записати у матричній формі наступним чином:

$$U(u, v, w) = \frac{1}{2} \{U\}^T [K] \{U\}, \quad (2.3)$$

де  $[K]$  – матриця жорсткості;  $\{U\}^T$ ,  $\{U\}$  – транспонований і нетранспонований вектор переміщень вершин елементів відповідно.

Ґрунт в комплексі ЛІРА заданий універсальним скінченним елементом СЕ 30, призначеним для рішення плоскої задачі теорії пружності. Матеріал однорідний по товщині елементу, ізотропний, лінійно пружний.

За допомогою багатофункціонального програмного комплексу ЛІРА розроблено ряд моделей «тимчасове кріплення – оточуючий масив», які імітують поетапну роботу із розробки породи та встановлення тимчасового кріплення (рис. 2.7-2.8).

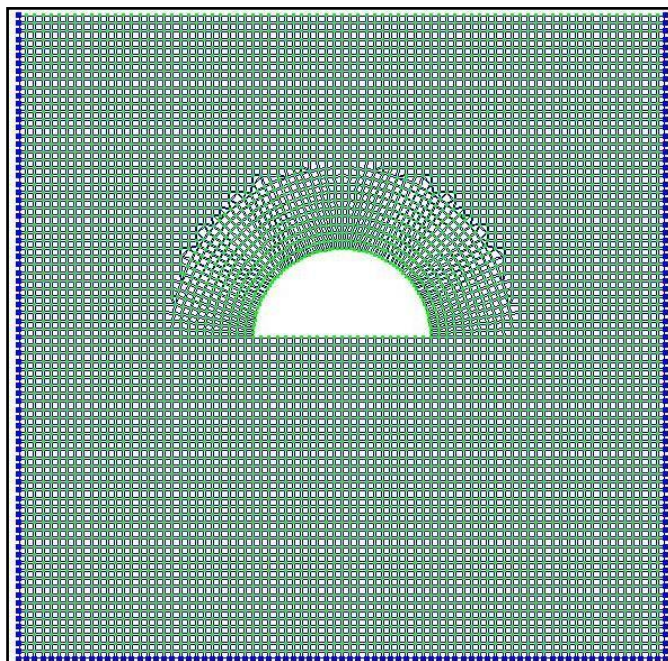
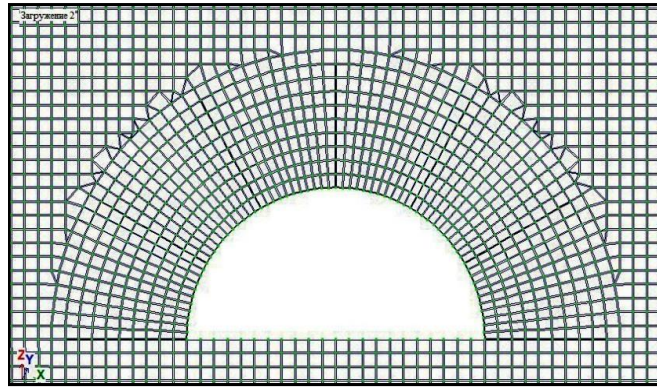
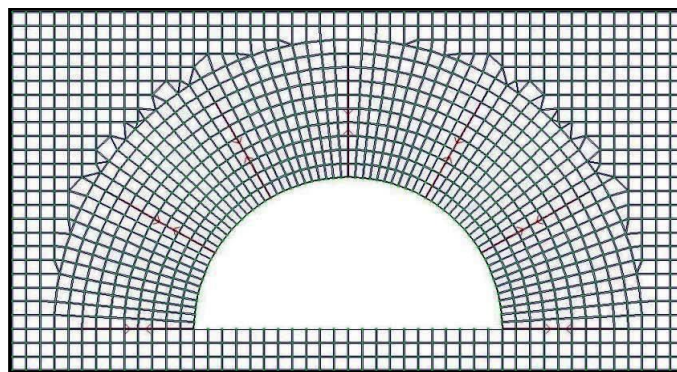


Рисунок 2.7 – Початкова скінченно-елементна модель «тимчасове кріплення – оточуючий масив»

а)



б)



в)

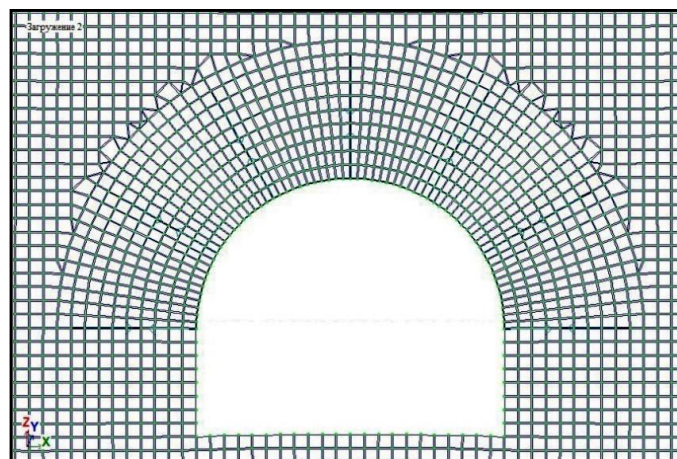


Рисунок 2.8 – Фрагменти скінченно-елементних моделей

«тимчасове кріплення – оточуючий масив»:

- а) «Встановлення елементів тимчасового кріплення в калоті» (без натягу анкера); б) «Встановлення елементів тимчасового кріплення в калоті» (з натягом анкера); в) «Розкриття штроси»

Для підвищення точності розрахунку та наближення його до реальних умов взаємодії в системі «тимчасове кріплення – оточуючий масив», навколо виробки створюється породний масив розмірами  $40 \times 40$  метрів, дискретизований на скінченні елементи  $0,5 \times 0,5$  м, тип елементів «пластина», що дозволяє моделювати роботу скельного ґрунту. Деформаційні властивості та питома вага породи наступні: модуль пружності –  $210000 \text{ кН/м}^2$ ; коефіцієнт Пуассона –  $0,2$ ; питома вага –  $22 \text{ кН/м}^2$ . Також задається тимчасове кріплення – арка у вигляді двотавру з паралельними гранями полук типу Б (двотавр 20Б1). На другій і третій стадіях застосовується анкер діаметром 20 мм, довжиною 4 м з максимальним зусиллям на розрив 8 т (прийнято натяг із зусиллям 1 т).

Для більшої точності дискретизації скінченно-елементних моделей застосовується інструмент «створення та триангуляція контурів», а у зоні склепіння, яка має округлу форму, – інструмент «поверхні кручення». В якості навантаження виступає навантаження від власної ваги.

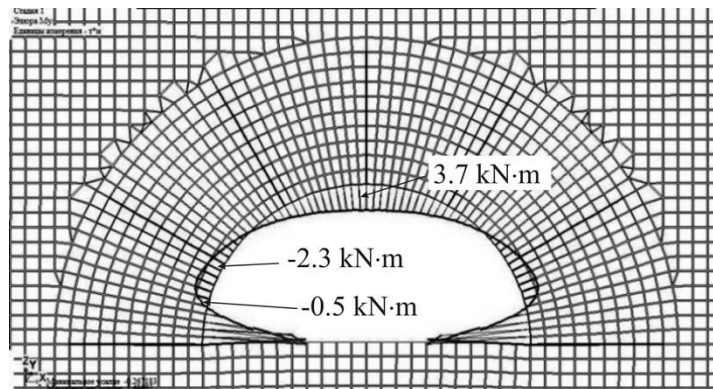
Тимчасове кріплення виробок при будівництві тунелів новоавстрійським способом частіш усього комбіноване і складається із арок, анкерів та шару торкрет-бетону (в різних комбінаціях). Воно повинне задовольняти технічним, технологічним та економічним вимогам, перелік яких досить широкий, а віднесення їх за категоріями носить, в деякому розумінні, умовний характер. Задовольнити усі вимоги до кріплення одночасно неможливо, зважаючи на їх взаємні суперечливості (наприклад, несуча здатність і вартість, міцність елементу і його маса тощо).

Ефективне і адекватне застосування тимчасового кріплення залежить від оптимального підбору параметрів, з урахуванням усіх чинників, які можуть повпливати на несучу здатність конструкції. Метою проведеного у дослідженні чисельного аналізу силових факторів – нормальних сил і згинальних моментів з урахуванням зміни напружено-деформованого стану системи «кріплення-масив» при розробці колоти і штроси окремо.

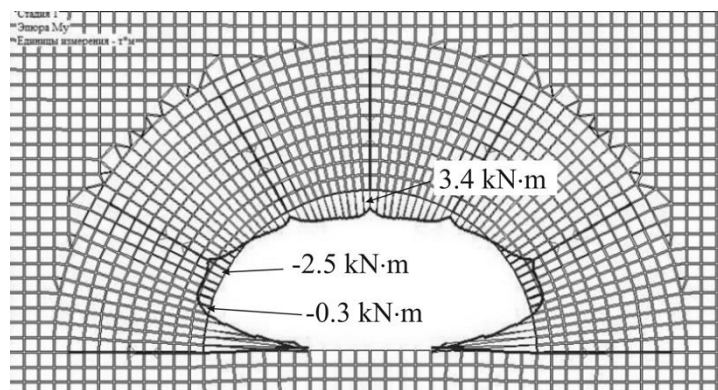
На рисунках 2.9 і 2.10 зображені силові фактори в тимчасовому кріпленні (арка із анкерами) в залежності від стадій спорудження тунелю

новоавстрійським способом.

а)



б)



в)

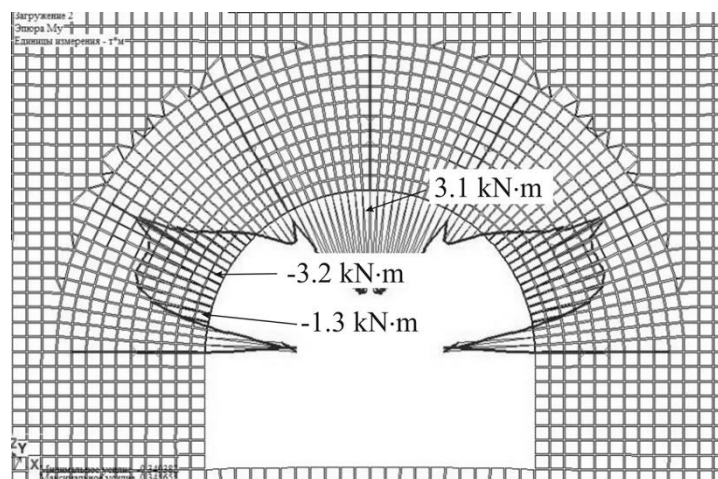
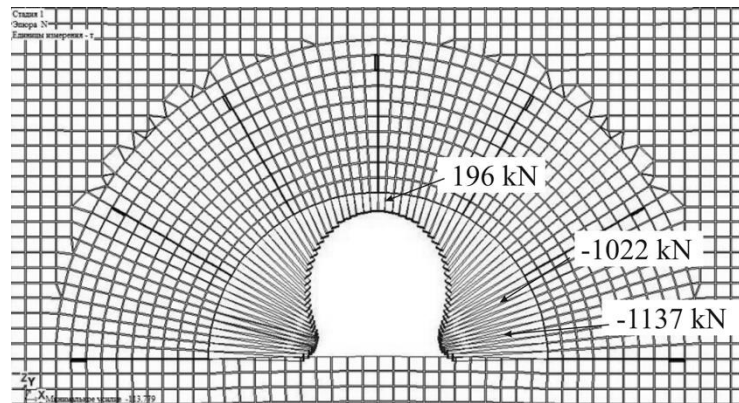
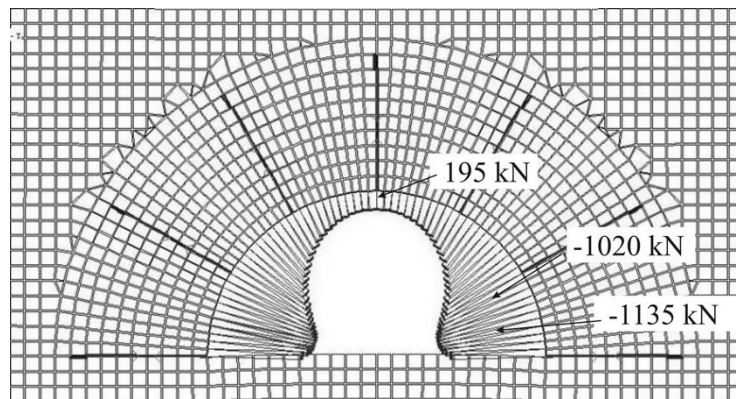


Рисунок 2.9 – Епюри згинальних моментів в залежності від стадії спорудження тунелю: а) «Встановлення елементів тимчасового кріплення в калоті» (без натягу анкера); б) «Встановлення елементів тимчасового кріплення в калоті» (з натягом анкера); в) «Розкриття штроси».

а)



б)



в)

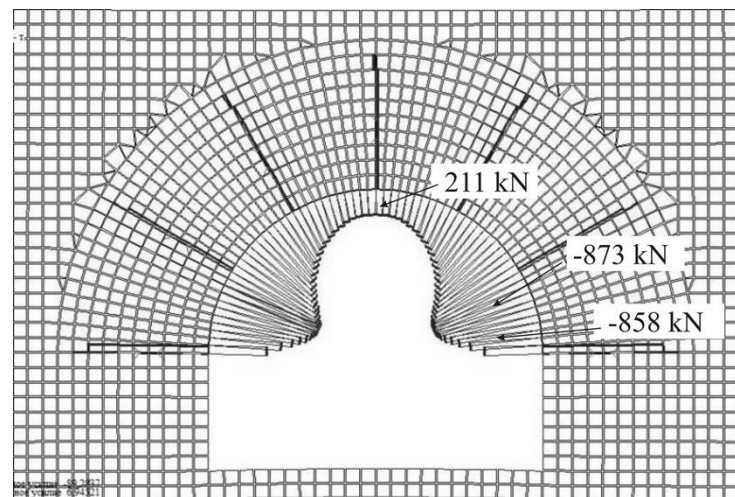


Рисунок 2.10 – Епюри нормальних сил в залежності від стадії спорудження тунелю: а) «Встановлення елементів тимчасового кріплення в калоті» (без натягу анкера); б) «Встановлення елементів тимчасового кріплення в калоті» (з натягом анкера); в) «Розкриття штроси»

В таблиці 2.1 наведені значення силових факторів в характерних точках тимчасового кріплення, положення яких представлено на рис. 2.11.

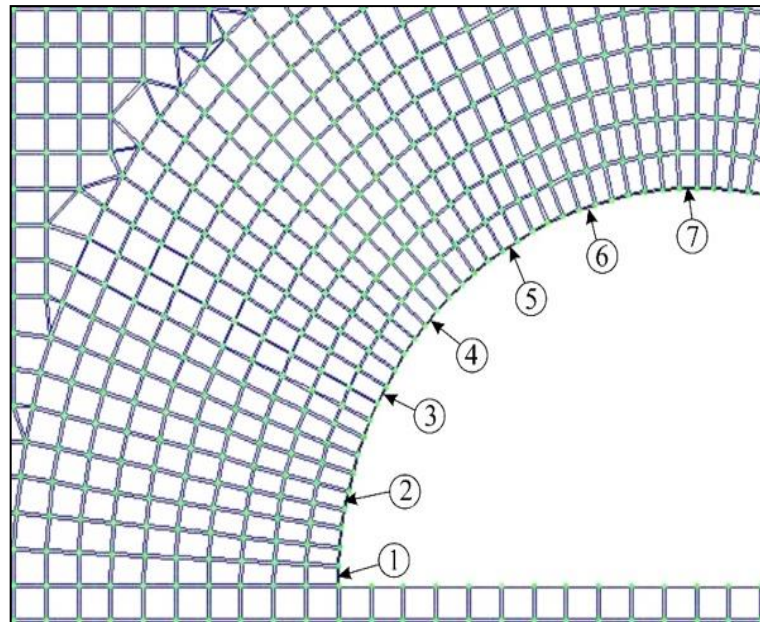


Рисунок 2.11 – Схема положення характерних точок тимчасового кріплення

Таблиця 2.1 – Силові фактори в тимчасовому кріпленні (арка)

Характерні точки тимчасового кріплення	Згинальні моменти, кН·м			Нормальні сили, кН		
	Стадія 1	Стадія 2	Стадія 3	Стадія 1	Стадія 2	Стадія 3
Точка 1 (п'ята)	0	0	0	-1026	-1026	-499
Точка 2	-0,5	-0,3	-1,3	-1137	-1135	-858
Точка 3	-2,3	-2,5	-3,2	-1022	-1020	-873
Точка 4	-0,53	0,1	-0,2	-792	-737	-677
Точка 5	1,6	1,4	0,9	-491	-489	-473
Точка 6	2,9	3,2	2,9	-296	-291	-299
Точка 7 (замок)	3,7	3,4	3,1	-196	-195	-211

Як слідує з аналізу результатів проведених досліджень, комбіноване тимчасове кріплення при спорудженні тунелю новоавстрійським методом має важливі переваги, оскільки в визначеній мірі застосовує взаємодію в системі «кріплення – масив». Це підтверджується значеннями силових факторів, що

наведені в табл. 2.1.

Проведені дослідження дозволили зробити наступні висновки. Перед усе, величини нормальних сил на всіх трьох стадіях роботи тимчасового кріплення калоти та розкриття штроси зменшуються від п'яти до замку в 2,35...5,35 разів залежно від стадії спорудження. При цьому менша величина характерна для третьої стадії спорудження, тобто при розкритті штроси.

Разом з тим, згинальні моменти в точках кріплення від п'яти до замку збільшуються від 2,4 до 11,3 разів, причому менше значення характерне також для третьої стадії спорудження (розкриття штроси). Таким чином, застосування оптимального комбінованого кріплення дозволяє ефективно вирішувати задачу впровадження Новоавстрійського методу в Україні.

### РОЗДІЛ 3

## ЗАКОНОМІРНОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАГАТОШАРОВОЇ СИСТЕМИ «КРІПЛЕННЯ-МАСИВ»

Розвиток технології NATM в останні роки активно відбувається в Україні (Купрій, & Купрік, 2018; Купрій, Купрік, & Кріпак, 2019). В Карпатах у породах середньої міцності (міцність за М. М. Протодьяконовим  $f=3...4,5$ ) побудований залізничний двошляховий Бескидський тунель. У місті Дніпро до повномасштабного вторгнення РФ проходило будівництво підземних об'єктів метрополітену: трьох станцій, перегінних та похилих ескалаторних тунелів, що споруджуються NATM турецькою компанією Limak (приведені нижче результати опубліковані в статті (Radkevych, Tiutkin, Kuprii, & Bielikova, 2022)).

Особливості інженерно-геологічних умов у зоні будівництва полягають у тому, що масив характеризується значною неоднорідністю. Дільниця ескалаторного тунелю, розташована у міцних породах, не потребує додаткового захисту, в таких умовах мінімальне тимчасове кріплення здатне сприймати усі навантаження. Проте у слабких і водонасичених верхніх шарах ґрунту проходка потребує застосування додаткових методів закріплення навколишнього масиву.

У відмічених випадках застосовуються такі спеціальні способи як штучне заморожування ґрунту (Harris, 1995; Chai, Shen, Zhu, & Zhang, 2004; Наß, & Schäfers, 2005; Itoh, Lee, Yoo, & Lee, 2005), хімічне закріплення (цементация) (Brill, Burke, & Ringen, 2003; Arroyo, Gens, Croce, & Modoni, 2012; Flora, Modoni, Lirer, & Croce, 2013; Atangana, Shen, Modoni, & Arulrajah, 2018), застосування тимчасового кріплення у вигляді екранів типу Umbrella (Wittke, Pierau, & Erichsen 2016; Тютькін, Купрій, & Белікова, 2021). Для складних інженерно-геологічних умов кожен з цих методів довів свою ефективність. Наприклад, при значних водопритоках більш ефективним є метод заморожування, в дуже слабких ґрунтах (міцність за М. М. Протодьяконовим  $f < 0,6$ ) – екрани типу Umbrella, а цементация зарекомендувала себе як більш універсальний спосіб для широкого спектру інженерно-геологічних умов.

Метою роботи є порівняльний аналіз НДС кріплення ескалаторного тунелю, що споруджується у слабких ґрунтах NATM (Sauer, 1990; Zhang, Shi, Wang, & Li, 2018; Zhu, 2021), на результатах якого базується визначення найбільш ефективного способу закріплення масиву в умовах Дніпровського метрополітену.

Цементація і штучне заморожування є двома найпоширенішими методами, які використовуються для зменшення водопроникності ґрунту. Штучне заморожування передбачає циркуляцію охолодженого теплоносія через труби підземного заморожування, до тих пір, поки температура не опуститься нижче точки замерзання. В межах кожної морозильної труби встановлюється трубка меншого діаметру, що забезпечує циркуляцію охолоджуючої рідини вниз, яка потім витікає на поверхню через кільце більшої труби.

Штучне заморожування ґрунтів дозволяє змінити міцнісні характеристики слабого масиву. Низькотемпературний холодоагент, який поглинає тепло від навколишнього ґрунту, циркулює встановлених трубах заморожування в масиві, що оточує тунель. Водонесичені ґрунти навколо труб замерзають, утворюючи зону замерзання з високою міцністю. Внаслідок цього процесу ґрунт стає також менш пластичним і схильним до деформацій, оскільки вода у порах замерзає і розширюється, а заморожений масив можна використовувати як тимчасовий метод підтримки.

В основному ця методика застосовувалась станцій метро і ескалаторних тунелів. Штучне заморожування є складним процесом саме через його багатофазну природу, також цей спосіб може привести до осідання ґрунту і деформації шарів масиву. Це у свою чергу може завдати шкоди міським спорудам і загрожувати безпеці проєкту через необґрунтоване заморожування або розморожування. Це вже призводило до реальної катастрофи у шанхайському метробудівному проєкті – обвалу тунелю і нахилу будівель на поверхні. Таким чином для адекватного застосування цього методу необхідно проводити детальний теоретичний аналіз, лабораторні дослідження, математичне моделювання і моніторинг на місці.

Температура ґрунту є ще одним важливим фактором теоретичного аналізу штучного заморожування. Очевидно, що лабораторні тести заморожування, теоретичний аналіз і чисельне моделювання не можуть повною мірою передбачити поведінку масиву. Тому детальний моніторинг відіграє важливу роль у запровадженні проєкту. Існуючі теорії зчеплення та тести не можуть дати результат точного розподілу перехідного температурного поля замерзання, водне поле і поле напруження. Це пов'язано з наступними причинами:

1) гідротермальний механізм процесу замерзання ще не повністю доведено і не існує загальноприйнятої гідро-термомеханічної моделі;

2) спосіб штучного заморожування має безліч різноманітних схем розміщення труб і методів будівництва. Це призводить до складності прогнозування швидкості поширення, середньої температури і товщини мерзлої зони;

3) ефект заморожування змінюється з параметрами ґрунту, температурою, вологістю, навантаженням, часом і іншими факторами.

Теоретичний аналіз, чисельний аналіз, лабораторні дослідження та польовий моніторинг мають свої переваги і недоліки. Заморожування – це поєднання двох або більше методів для отримання надійних і достовірних висновків. Спосіб штучного заморожування вважається економічно вигідним при великому будівництві об'єктів, які потребують довгострокового утримання.

Використання мерзлого ґрунту для проходки тунелю стало одною з основних технологій, коли існує проблема з водонасиченим масивом і нестабільним масивом. Вперше технологія була застосована для ґрунту і гірських порід в шахтній і гірничій промисловості. Пізніше метод почали активно застосовувати і у метробудуванні.

Після промерзання ґрунтові води стають міцним і непроникним матеріалом, настільки міцним, щоб забезпечити стійкість масиву під час робіт. До переваг методу заморожування можна віднести стабільний і ефективний метод контролю ґрунтових вод і зміцнення ґрунту, проте однозначно цей метод

характеризується високими бюджетами реалізації. Також інженери практики повинні чітко знати скільки часу необхідно для досягнення мінімальної товщини крижаної стіни. Це можна зробити за допомогою теоретичного і чисельного аналізу, минулого досвіду, так як кількість, відстань, глибина і розмір морозильної труби є унікальним для кожного місця, а теоретичний аналіз і минулий досвід при цьому мають обмеження.

Отже числовий аналіз разом із калібруванням параметрів бажано виконувати для отримання точного прогнозу для раціонального розходу фінансових ресурсів на реалізацію такого дорогого методу як заморожування.

Спосіб штучного заморожування дозволяє значно покращити його фізико-механічні властивості. Такі маніпуляції з водонасиченими ґрунтами утворюють льодогрунтове огороження, яке виступає водонепроникним тимчасовим кріпленням і забезпечує умови для прохідницьких робіт. В процесі проведення заморожування збільшуються міцнісні (міцність ґрунту на стиск) і деформаційні (модуль пружності) характеристики ґрунту. Значним недоліком штучного заморожування є невелика тривалість закріплення породного масиву, яка потребує значних матеріальних та грошових витрат.

Технологія цементації була започаткована у Великобританії та поступово розвивалася відповідно до потреб розширення об'ємів, спрощення впровадження, економічної раціональності і кращих механічних властивостей.

Цементація викликає значний дослідний інтерес у сфері геотехнічної інженерії через універсальність методу. Його можна застосовувати при для широкого спектру задач, включаючи армування фундаменту, будівництво водонепроникних бар'єрів і плит, запобігання короткочасним і довгостроковим рухам ґрунту. Метод полягає у створенні на місці жорстких елементів за допомогою струменя рідини з високою кінетичною енергією для армування масиву та змішування ґрунту з цементним розчином. Найбільш раннє застосування цього методу було реалізовано у Великобританії як спеціалізована технологія у нафтовій промисловості. А у в один період розвитку технології у складі розчину були присутні хімікати, від яких з огляду на проблеми екології

було повністю замінено на чистий цементний, або піщано-цементний розчин.

Оскільки технологія струминного цементування поступово набирала популярність, у поєднанні з технологічними проривами, з'являлися нові варіанти. Відносно точкове застосування цементації розширювалося на роботу з широким спектром ґрунтів і різноманітні задачі. Запроєктовані і очікувані властивості ґрунту досягалися завдяки ґрунтоцементним колонам, а характеристики запланованої цементації обиралися на базі типу ґрунту.

Однак різна комбінація умов і реалізації цементації демонструють різні ефекти і характеристики в залежності від умов у яких вони реалізуються. Наприклад досліджується форма і розповсюдження ґрунтоцементних колон в ґрунтах різних типів і міцності, поведінка заливного елемента цементного розчину при взаємодії з тонкими шарами зцементованих порід. Також досліджувались додаткові ефекти пов'язані з послідовністю побудови і змінними, які впливають на результати ін'єктування. А також невизначеності пов'язані з мінливістю міцності вилитих і процесі цементації тіл. Отже є місце для переоцінки і розуміння параметрів, які лежать в основі продуктивності системи цементації.

Дійсно, для деяких об'єктів важливо точно визначити найбільш підходящу технологію цементування, яка має бути виконана для заданої задачі і інженерно-геологічних умов. Крім того, визначення об'ємів, які необхідно впровадити є ще одною перешкодою для життєздатності цементації.

А краще розуміння вищезазначених параметрів у свою чергу насправді мають вирішальне значення для зовнішнього вигляду цементних об'єктів – в особливості діаметру колон, утворених в результаті цементування та їх механічні властивості. Крім того остаточна геометрія і характеристики цементних елементів є важливими не тільки для визначення їх впливу на масив, а й певною мірою, для зниження витрат на будівництво. Більше того метод цементації як спосіб хімічного закріплення ґрунтів вважається універсальним і вигідним, проте його економічне використання може бути неефективним через недостатню обізнаність щодо систем цементування та недоліки реалізації.

Необхідно точно розрахувати місця розташування і кількість ґрунтоцементних колон у масиві, який необхідно закріпити, для того щоб підвищити рентабельність цементування і ефективність на практиці.

Процес струминної цементації передбачає руйнування ґрунту струменем рідини, що подається високою швидкістю із сопла малого діаметру, встановленого на моніторі. В процесі роботи зруйнований ґрунт перемішується з рідиною (зазвичай це цементний розчин), утворюючи суміш, яка після застигання утворює ґрунтоцементну колону. Однак для ефективного впровадження цієї технології необхідно ретельно і уважно влаштувати обладнання та методично контролювати процес.

На практиці заливні елементи виконуються вертикально або під будь-яким нахилом, включаючи горизонтальне розташування при вирішенні проблем будівництва тунелів. Як для вертикального, так і для горизонтального цементування необхідне обладнання, що включає бурильні інструменти і пристрої для струминної подачі цементного розчину.

Для різних задач буріння у системі цементування може використовуватись одна або декілька внутрішніх труб, які з'єднані з бурильним інструментом, як під час стандартних бурових робіт. Буріння є обов'язковим етапом у процесі цементації, в процесі якого виконується проходка свердловини у будь-яких інженерно-геологічних умовах. Безпосередньо струминна система в основному стосується монітора, на якому встановлені форсунки невеликого діаметру (в залежності від варіанту цементації). Цільове призначення насадки – перетворення цементного розчину, який знаходиться у трубі в потік рідини високого тиску.

Процес ефективної цементації – це чіткий методологічний процес:

- 1) спочатку створюється свердловина на задану проектну глибину;
- 2) подача цементного розчину у свердловину під тиском;
- 3) процедура закінчується повним видаленням бурового стовпа зі свердловини.

В залежності від типу рідини і методу подачі техніку цементування

можна класифікувати на три основні категорії: 1) монофлюїдна система; 2) біфлюїдна система; 3) трифлюїдна система (Croce, & Flora, 2000; Croce, Modoni, & Russo, 2004; Arroyo, Gens, Croce, & Modoni, 2012).

Монофлюїдна система представляє собою подачу розчину під тиском у свердловину для перемішування з ґрунтом. В даному випадку істотна частина енергії струменю розсіюється через тертя у масиві, який піддається дії струменю. Ця система часто використовується для стабілізації існуючої підземної конструкції. Наприклад, при будівництві нового тунелю біля існуючого, для закріплення масиву навколо другого з метою мінімізувати вплив на конструкцію і зменшити деформації. Завдяки своїй простоті монофлюїдна система довела свою ефективність для герметизації вертикальних швів, також вона може бути дуже ефективна у крупнозернистих породах.

Біфлюїдна система відрізняється застосуванням стисненого повітря, який огортає потік рідини на високій швидкості. Повітря значно посилює ефект струминної цементації і підвищує ефективність цементації – утворюючи при цьому більш сформоване цементне тіло. Дана система частіше застосовується для масової стабілізації ґрунтів, реконструкції дамб, горизонтального ущільнення дня. Технологія дає можливість створювати об'єкти вищої якості і зі зниженою ціною, в порівнянні з минулим методом. У трифлюїдній системі ґрунт розмивається за допомогою водяного струменю, окутаного потоком стисненого повітря, а розчин, у свою чергу, подається з окремого сопла, розташованого під першим. Цей спосіб дозволяє створювати об'єкти значно більшого діаметру, проте технологія має набагато більшу кількість відходів, які потребують утилізації.

Елементи зцементованого ґрунту (вилиті тіла) різної форми та розмірів зазвичай досягаються за допомогою цих систем: 1) з повним обертотом монітора, з утворенням тіла квазіциліндричної форми; 2) з частковим обертанням монітора, з утворенням тіл трикутної форми; 3) без повороту монітору, з утворенням лінійних об'єктів різної товщини.

У відповідних ситуаціях і для різних умов характеристики цементованих

об'єктів загалом відповідають поставленим задачам. І все ж необхідно враховувати ряд параметрів процесів цементації.

Техніка струминного цементування має перевагу в тому, що вона універсальна, оскільки її можна використовувати у будь-яких ґрунтах. А продуктивність і ефективність цього методу закріплення ґрунтів залежить від якості виливних об'єктів – їх геометричної форми, однорідності змішування, міцності утвореного тіла. Таким чином адекватним результатом цементації можна вважати досягнення попередньо запланованої конструкції виливних тіл (Ochmański, Modoni, & Vzówka, 2015a, 2015b; Ribeiro, & Cardoso, 2017).

Діаметром ґрунтоцементної колони можна вважати максимальну відстань, досягнену ерозивною дією розчину, який ін'єктується у ґрунт. Таким чином діаметр в основному регулюється параметрами цементації (рідина, яка вводиться; тиск рідини; швидкість потоку; швидкість введення монітору; кількість, форма і розмір сопел). З іншого боку на параметри впливає здатність ґрунту до деформації під дією струменів цементного розчину і відіграють важливу роль у створенні ґрунтоцементних колон. Наприклад типові зв'язні ґрунти менш піддаються деформаціям від потоку високошвидкісного потоку рідини, ніж безкогезійні ґрунти. Тобто різні ґрунти демонструють різні характеристики ерозійності помітні через різні діаметри утворених колон.

Наприклад монофлюїдна система має тенденцію бути найбільш ефективною для пісків, ніж для будь-якого іншого типу ґрунтів. З цього випливає те, що діаметр колони струминного цементування можна контролювати шляхом регулювання потужності вприскування щодо типу ґрунтів. Однак на практиці контролювати потужність струменю цементації видається важким завданням, враховуючи складність процесу будівництва. Отже польові випробування, як правило, необхідні для налаштування параметрів ін'єктування. Характеристики ґрунту також впливають на однорідність суміші. Але враховуючи складність механізму перемішування, який здійснюється у ґрунті під час процесу цементації (наприклад інфільтрація введеного розчину через пори), рівномірність розповсюдження розчину у

масиві базується лише на візуальних спостереженнях. Цементовані елементи відносно більш однорідні в глинистих ґрунтах, які забезпечують рівномірне змішування з цементним розчином.

Характеристики міцності і деформативності цементованих елементів відіграють вирішальну роль у проектуванні конструкцій струминного цементування, оскільки вони визначають їх експлуатаційні характеристики. Насправді поведінку цементних тіл можна порівняти з бетоном, так як для обох напружено-деформований стан характеризується нелінійністю.

Коректне моделювання процесів, пов'язаних із цементацією має вирішальне значення, оскільки воно забезпечити надійне прогнозування їх впливу на створення ґрунтоцементних колон і зміни у масиві навколо них. Для здійснення цих задач зазвичай використовуються два підходи – аналітичні та чисельні. Аналітичний метод спрямований на прогнозування результатів цементації, в основному діаметру майбутньої колони.

Цементация активно застосовується у тунелебудуванні – будівництво у шаруватих масивах може призвести до раптових обвалів. Тому такий простий спосіб кріплення, який можна застосувати у будь-якому напрямку буде доречним для забезпечення цілісності виробки. Цементацию можна використовувати для кріплення верхніх шарів слабких ґрунтів на поверхні під час проходки ескалаторного тунелю, також як випереджаюче кріплення над перегінним тунелем, що споруджується.

Також спосіб ефективний для запобігання надмірного просідання підземної конструкції у слабких делікатних породах. Це актуально для існуючих тунелів, які знаходяться на межі шарів, які рухаються внаслідок вимивання. У цьому випадку можна виконати вертикальну цементацію під тунелем. Тобто однією з переваг цементації полягає у здатності підсилувати ґрунт під час, або після спорудження конструкції.

Розрідження сипучих ґрунтів викликає серйозне занепокоєння в будівництві підземних споруд, особливу у районах з високою сейсмічною активністю. Тому що в результаті сейсмічного навантаження або під час

сейсмічної події рух пухких гранул осадових порід можуть призвести до зміщення ґрунту і локального осідання споруджуваних споруд (станцій метро, тунелів, труб). Для того, щоб зменшити вразливість цих конструкцій до цих геотехнічних небезпек необхідно вжити адекватні превентивні заходи. До цих заходів також можна віднести цементацію, яка здатна покращити характеристики ґрунту і збільшити опір на зсув (Chowdhury, 2010; Arya, Wiraga, & Suryanegara, 2017).

Цементація стає в нагоді навіть при реконструкції у випадках аварійного чи навіть частково зруйнованого тунелю, при цьому випробування ефективності цементації виконується безпосередньо на місці. Таким чином в межах проблемного геологічного профілю в слабких шаруватих ґрунтах використовується техніка цементних паль – циліндричних елементів. Діаметри утворених тіл будуть залежати від масиву, я яких вони влаштовані – наприклад діаметри отримані у шарі мулистих глинистих ґрунтів будуть більші за ті, що отримані міцних глинах. Це узгоджується із твердженням, згідно з яким діаметр цементних стовпів залежить від сприйнятливості ґрунту до струменів рідини.

Розроблена в Італії технологія еліптичного струминного цементування ґрунтується на чергуванні повільному та швидкому обертанні монітору для виготовлення колон еліптичної форми. Така технологія доречна у рамках дренажних проєктів в межах щільної урбанізованої території. З загальної точки зору та у порівнянні з традиційними методами струминної цементації під високим тиском, еліптична технологія цементації є більш гнучкою і підходить для створення кріплення певної форми. Тому ця техніка рекомендована для підвищення продуктивності, зменшення матеріальних відходів і навіть вартості будівництва.

Метод подвійної струминної цементації подолав нагальні проблеми стандартної технології – серед них рівномірність змішування ґрунтоцементних колон, труднощі у горизонтальному виконанні цементації та повільне застигання. Крім того ця техніка продемонструвала цінну здатність реалізації горизонтальних і вертикальних стовпів із забезпеченням задовільних ефектів.

Можна істотно підвищити ефективність двоструминного методу з точки зору контролю і якості будівництва, а також економічної раціональності, якщо параметри, які лежать в основі цієї техніки добре зрозумілі. В ході експериментальних досліджень визначаються оптимальні конструкційні параметри двоструминного методу – а саме вміст цементу, тип цементу і відсоткове відношення води.

На основі польового впровадження горизонтальної двофлюїдної системи струминного цементування було виявлено, що ретельно змішані у певних пропорціях звичайний портландцемент і так зване «рідке скло» дають певні ефекти під час цементації. На практиці концентрація рідкого скла у розчині зазвичай коливається від 10 до 70 % в залежності від типу ґрунту і очікуваного результату. І для того щоб надійно імітувати різні польові умови були прийняті такі концентрації – 1:1, 2:1, 4:1. Зразки досліджувались на стиск через 7, 14 і 28 днів твердіння. А матеріали використані для експерименту включали звичайний портландцемент, рідке скло, мулиста глина і вода.

Основною метою цього підходу було дослідити вплив вмісту цементу, типу цементу, співвідношення цементно-водяного скла на міцність на стиск. Міцність на стиск розглядається як основний механічний показник елементів, вилитих струминним розчином і використовується для кількісної характеристики матеріалу. Результати випробування порівнювались зі результатами випробувань на стиск зразків виконаних з низькоякісного бетону. Аналіз продемонстрував, що міцність армованого ґрунту закономірно зростає зі збільшенням вмісту цементу у розчині. У такому випадку навіть після 28 днів випробувань міцність зразку продовжувала зростати. Було відмічено, що при низькому вмісті цементу у розчині (5 %) швидкість затвердіння не змінилася значною мірою.

Щодо впливу концентрації рідкого скла у розчині можна відмітити зменшення міцності на стиск зі збільшенням його концентрації. Міцність зростала поступово зі збільшенням вмісту рідкого скла, поки не досягає свого піку. Проте міцність на стиск істотно знижується зі збільшенням

водоцементного відношення разом із зростанням кількості води у розчині. Таким чином водоцементне відношення можна вважати основним фактором, який впливає на міцність армованого ґрунту. Також дослідження продемонструвало, що випробування зразків з цементу високої якості показали значно кращі результати ніж у зразків з бетону низької якості. Тому різновиди цементу також можна вважати одним з основних факторів, що впливають на міцність армованого ґрунту.

На підставі описаного вище дослідження виявляється, що концентрація рідкого скла, водоцементного коефіцієнту і сорту цементу є головними факторами, які впливають на результати випробувань міцності на стиск цементованого елемента. Одна дія деяких факторів більш виражена – наприклад вміст цементу кардинально впливає на міцність. Крім того було помічено, що чим менше водоцементне відношення, тим вищі міцність зразка на стиск. Тому неадекватне збільшення вмісту води може нашкодити економічності двоструминного методу цементації з точки зору якості. Зокрема, непропорційне водоцементне співвідношення може привести до поганого змішування заливного елемента, а збільшення вмісту цементу призводить до підвищення легкоукладальності суміші.

Хоча вплив кількості рідкого скла у розчині не впливає на результат у такій значній мірі, проте було помічено, що надмірне використання рідкого скла може вплинути на збільшення вологості ґрунту і таким чином впливає на результати випробувань на стиск. А застосування якісного портландцементу впливає на економічну доцільність при реалізації двоструминної цементації.

Загалом технологія цементації стає більш інноваційною та ефективною разом із розвитком нових систем струминної цементації. Проте вибір конкретної системи (монофлюїдна, біфлюїдна, трифлюїдна) зазвичай враховує кілька критеріїв – механічні і геометричні характеристики, економічні критерії і простота реалізації. Характерно, що найбільш істотна відмінність між розглянутими вище методами цементації це діаметри утвореного стовпа у кожному випадку у подібних геологічних умовах. А при однакових

енергетичних затратах радіус колон, виконаних біфлюїдною технікою був приблизно вдвічі більший ніж радіус, отриманий за допомогою монофлюїдної системи. З економічної точки зору монофлюїдну систему можна вважати доцільнішою, проте інші системи можуть забезпечити значно більшу геометрію вилитих тіл, що значно пришвидшує будівництво. В свою чергу трифлюїдна система забезпечує найвищу якість у складних геологічних умовах.

З іншого боку, навіть якщо технологія цементування постійно покращується, подальший розвиток має концентруватися на трьох фундаментальних проблемах: 1) технологія – покращення функціональності може позитивно вплинути на надійність обладнання, зокрема розвиток і оптимізацію монітора; 2) середовище – адекватний і повний аналіз масиву, в якому проводиться цементация зможе привести до найкращої реалізації; 3) моделювання – спрогнозує поведінку розчину у різних ґрунтах.

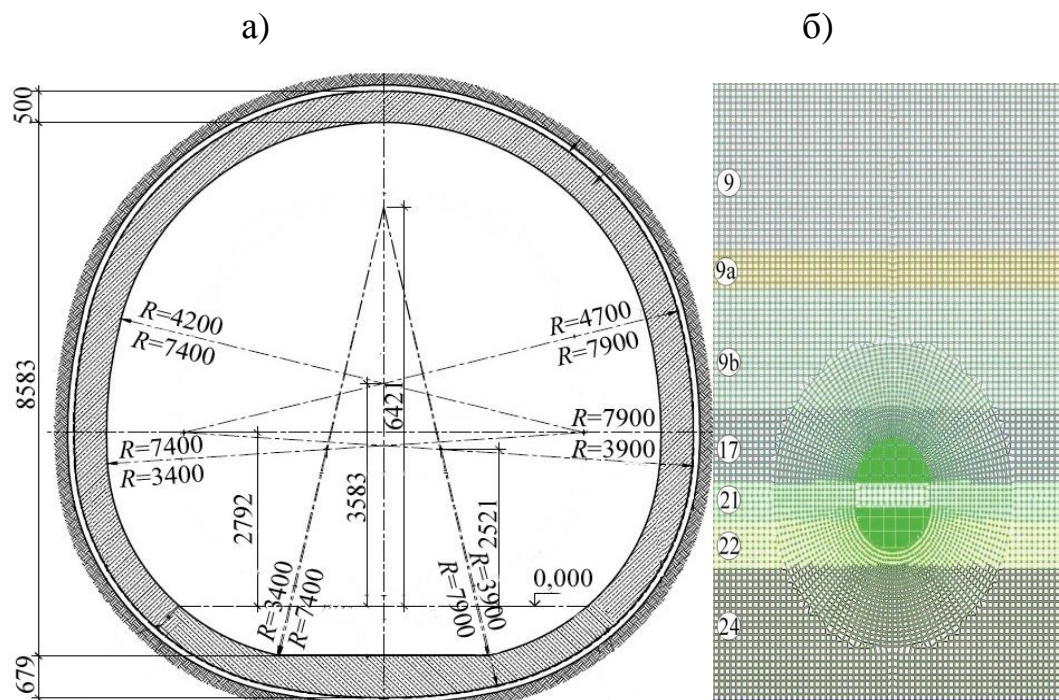


Рисунок 3.1 – Геометрія ескалаторного тунелю:

- 1) поперечний переріз;
- 2) скінченно-елементна модель із вказівкою шарів ґрунту

Метод цементация ґрунтів базується на створенні ґрунтоцементної суміші з підвищеними показниками міцності. Цементация є первинною стадією, без

якої проходка виробок великого перерізу, наприклад, ескалаторних тунелів в слабких ґрунтах, неможлива. Для з'ясування ефективності обох способів проведення робіт із застосуванням NATM була розроблена скінченно-елементна модель, в якій були відображені геометричні особливості ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену та шаруватого масиву, в якому він споруджується (рис. 3.1). Скінченно-елементна модель реалізована в розрахунковому комплексі ЛИРА (номер ліцензії №1d/2063), ґрунт заданий універсальним скінченним елементом СЕ 30, призначеним для рішення плоскої задачі теорії пружності, і має властивості шарів реального ґрунтового масиву, наведені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Властивості шарів ґрунтового масиву

Номер та вид ґрунту	Питома вага $\gamma$ , $\text{kN/m}^3$	Питоме зчеплення $C$ , $\text{kPa}$	Кут внутрішнього тертя $\varphi$ , градуси	Модуль пружності $E$ , $\text{kPa}$
9 – супіски лесові	17	7	25	12 000
9а – супіски лесові	18	5	26	15 000
9б – суглинки лесові	18	9	26	22 000
17 – глини червонобурі	23	75	15	25 000
19 – піски мілкі	20	6	34	38 000
21 – дисперсна зона кори вивітрювання	18	45	34	20 000
24 – плагіограніт	26	365	52	1330000

В скінченно-елементній моделі відображене багатошарове кріплення із його реальними властивостями. Перший шар – набризк-бетон змінною товщиною, другий шар – арка у вигляді двотавру з паралельними гранями полук типу Б (двотавр 20Б1). Третім шаром є закріплений породний масив слабого ґрунту, причому розглянуті два варіанти: 1 варіант – заморожування, 2

варіант – цементация. Відповідно, змінені деформаційні характеристики у варіантах: цементация ґрунту, модуль пружності  $E=600$  МПа, заморожування, модуль пружності  $E=120$  МПа. Після варіації деформаційних характеристик двох варіантів закріплення слабких ґрунтів проводився чисельний розрахунок, результати якого піддавалися порівняльному аналізу із метою з'ясування, яка із технологій закріплення більше впливає на НДС.

На рисунках 3.2-3.3 наведені вертикальні переміщення  $z$  (мм) в скінченно-елементних моделях в залежності від способу закріплення оточуючого слабого масиву.

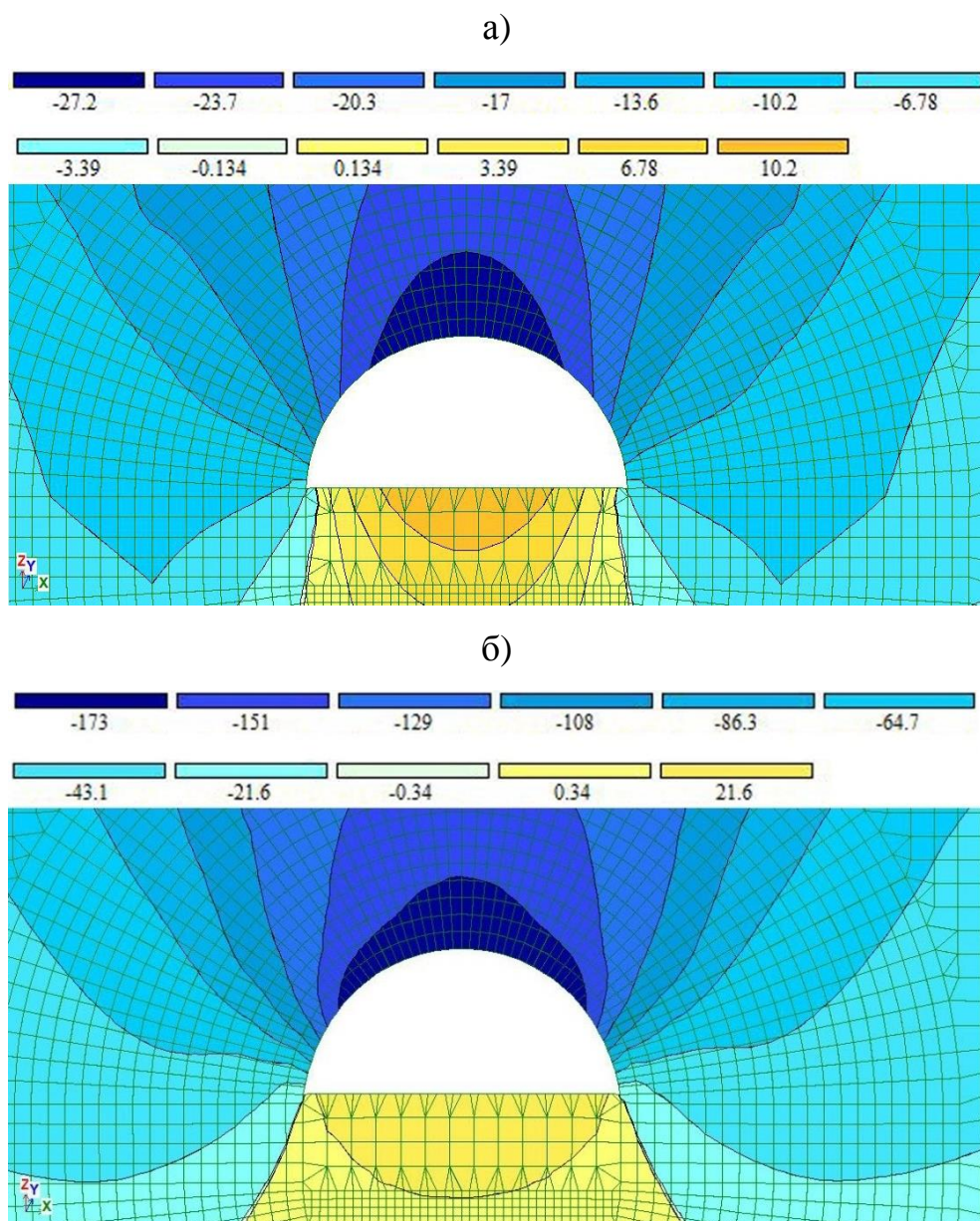


Рисунок 3.2 – Ізолінії та ізополя вертикальних переміщень  $z$  (мм) моделі, що відображує Стадію 1 (розкриття калоти): а) цементация; б) заморожування

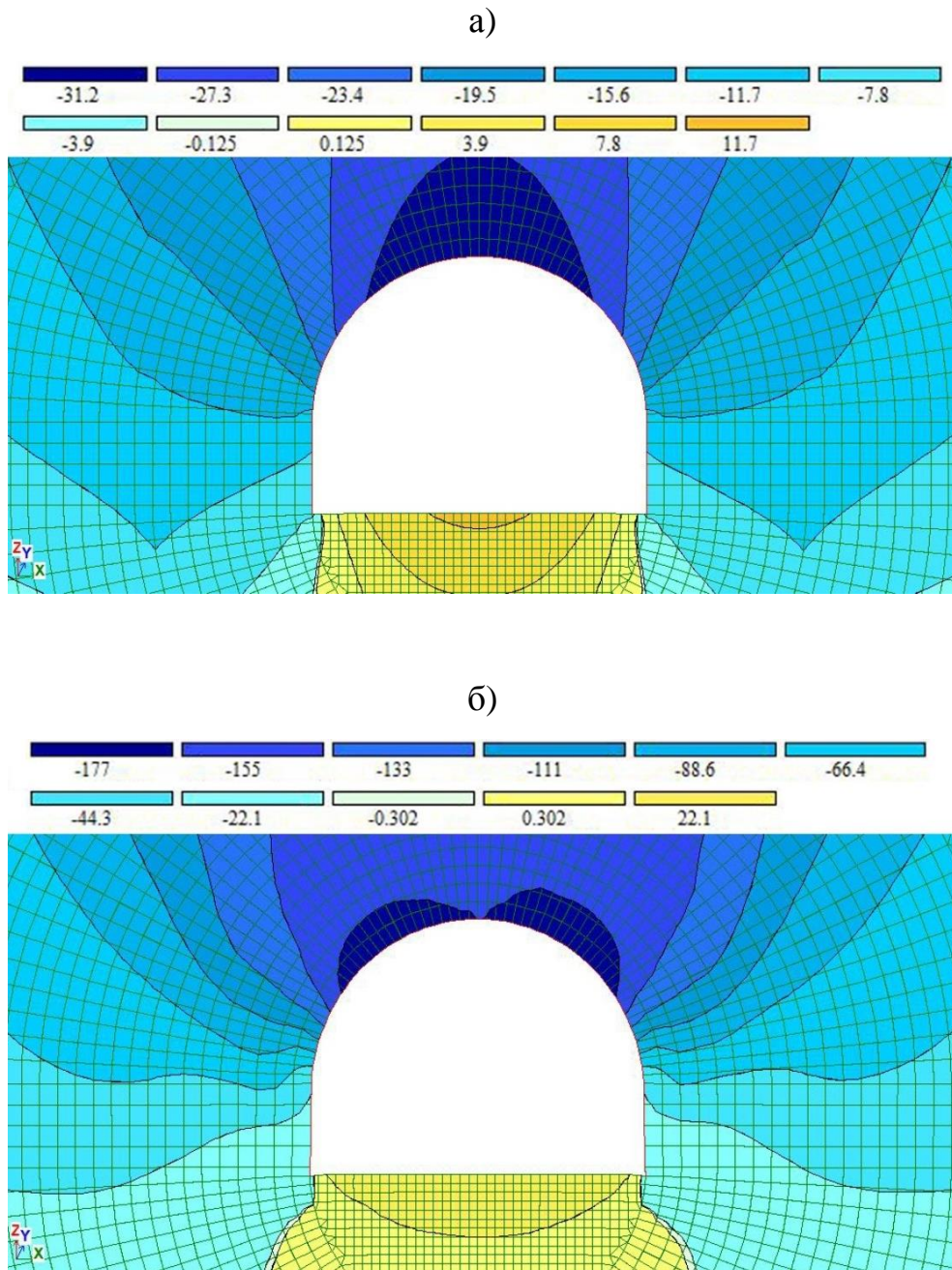


Рисунок 3.3 – Ізолінії та ізополя вертикальних переміщень  $z$  (мм) моделі, що відображує Стадію 2 (розкриття штроси): а) цементація; б) заморожування

Окрім того, що розглядаються два варіанти закріплення, в скінченно-елементній моделі відображено технологічну особливість спорудження тунелю, а саме розкриття виробки по частинам. Створення виробки має дві стадії: на першій (Стадія 1) розроблюється ґрунт верхньої частини (калотта), проводиться тимчасове кріплення, на другій (Стадія 2) допрацьовується переріз і

розроблюється нижня частина (штрота), після чого тимчасове кріплення замикається.

Якісний аналіз двох варіантів закріплення надає змогу зробити висновок, що обидва зменшують вертикальні переміщення  $z$  (мм) моделі для двох стадій спорудження, причому їх розподіл є достатньо схожим. Але слід відмітити, що у випадку заморожування на першій стадії (рис. 3.2, а) зона максимальних вертикальних переміщень значно більша за своєю площею, що може стати причиною локального вивалу. Розрахунок незакріпленого масиву виявив повне обрушення покрівлі у випадку незакріпленого заморожуванням або цементациєю масиву, а якісний аналіз доводить що на першій стадії цементация більш активно зменшує переміщення масиву, ніж заморожування.

Аналіз другої стадії свідчить про появу неоднорідного поля переміщень для випадку заморожування (рис. 3.3, б), що також негативно характеризує цей метод підсилення слабкого оточуючого масиву. Якісний аналіз варіанту цементациі для двох стадій (рис. 3.2, а та рис. 3.3, а) доводить, що в цьому випадку відбувається лише збільшення зони активного деформування, що є логічним у випадку збільшення площі поперечного перерізу при відкритті штроти.

Після якісного аналізу деформованого стану проведено подібний аналіз напруженого. На рисунках 3.4-3.5 наведені вертикальні напруження в скінченно-елементних моделях в залежності від способу закріплення оточуючого слабкого масиву. На першій стадії варіант цементациі демонструє більшу однорідність напруженого стану (рис. 3.4, а), але на другій стадії у варіанті заморожування вертикальні напруження більш однорідні (рис. 3.5, б).

Кількісний аналіз максимальних вертикальних переміщень  $z$  (мм) вертикальних напружень (кПа) від способу закріплення оточуючого слабкого масиву ефективно проводити за допомогою закономірностей зростання цього параметру. Цементация на відміну від заморожування демонструє беззаперечну ефективність зниження деформованого стану, оскільки в обох стадіях вертикальні максимальні переміщення менше в 6,36 разів (Стадія 1) та 5,67

разів (Стадія 2) (рис. 3.5).

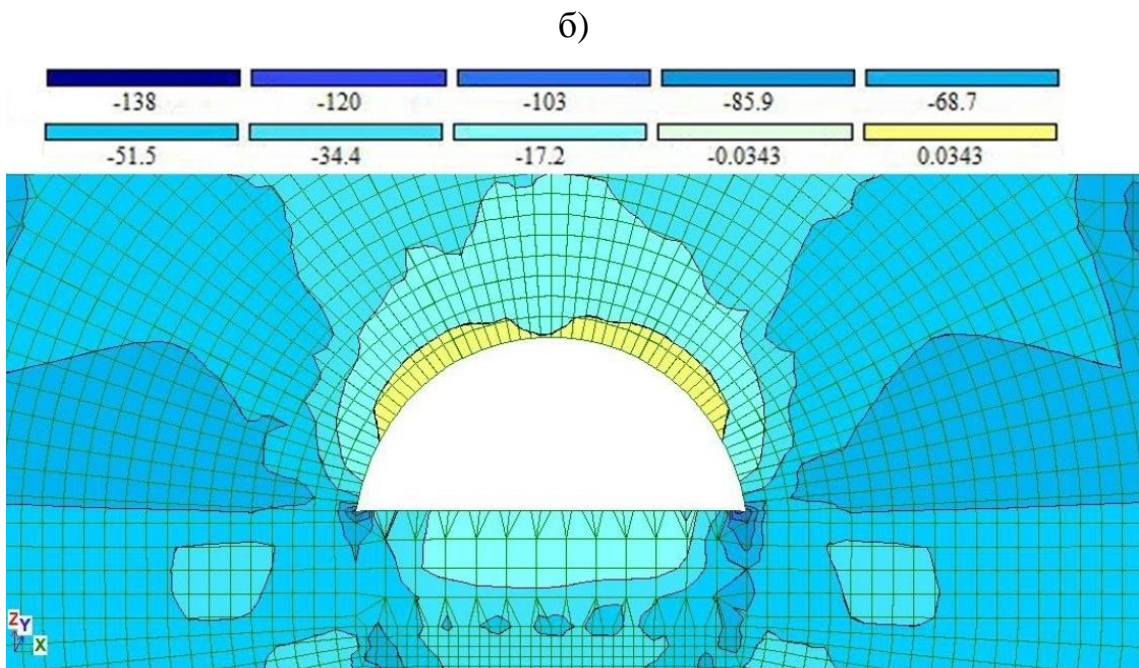
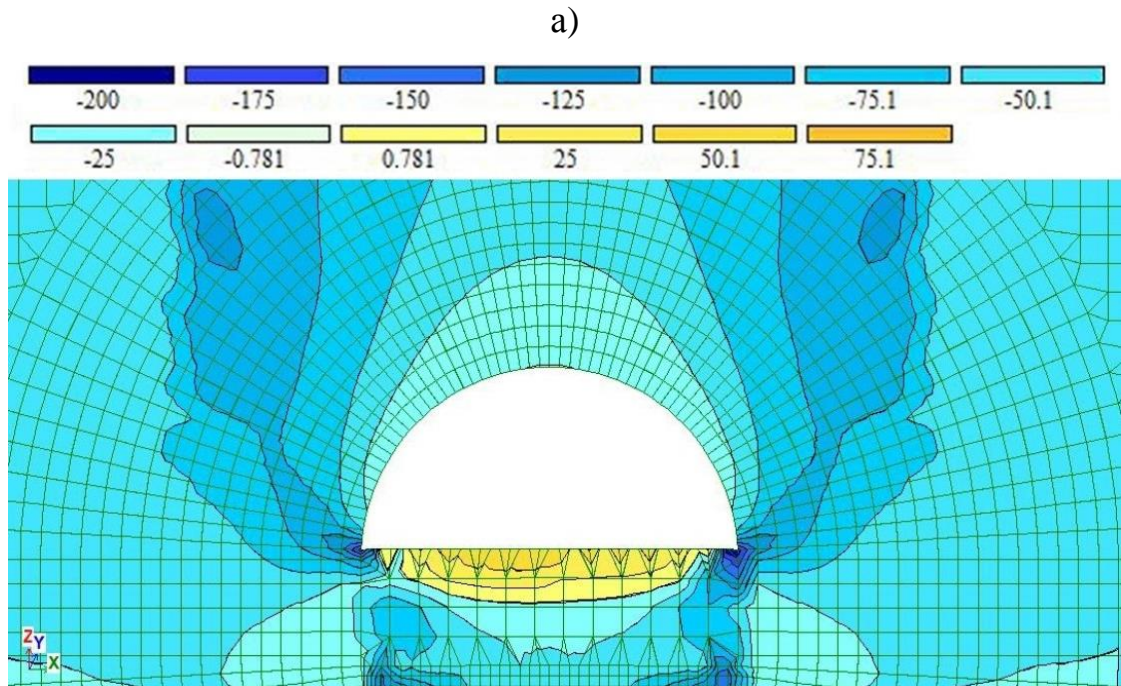


Рисунок 3.4 – Ізолінії та ізополя вертикальних напружень  $N_z$  (кПа) моделі, що відображує Стадію 1 (розкриття калоти): 1) цементация; 2) заморожування

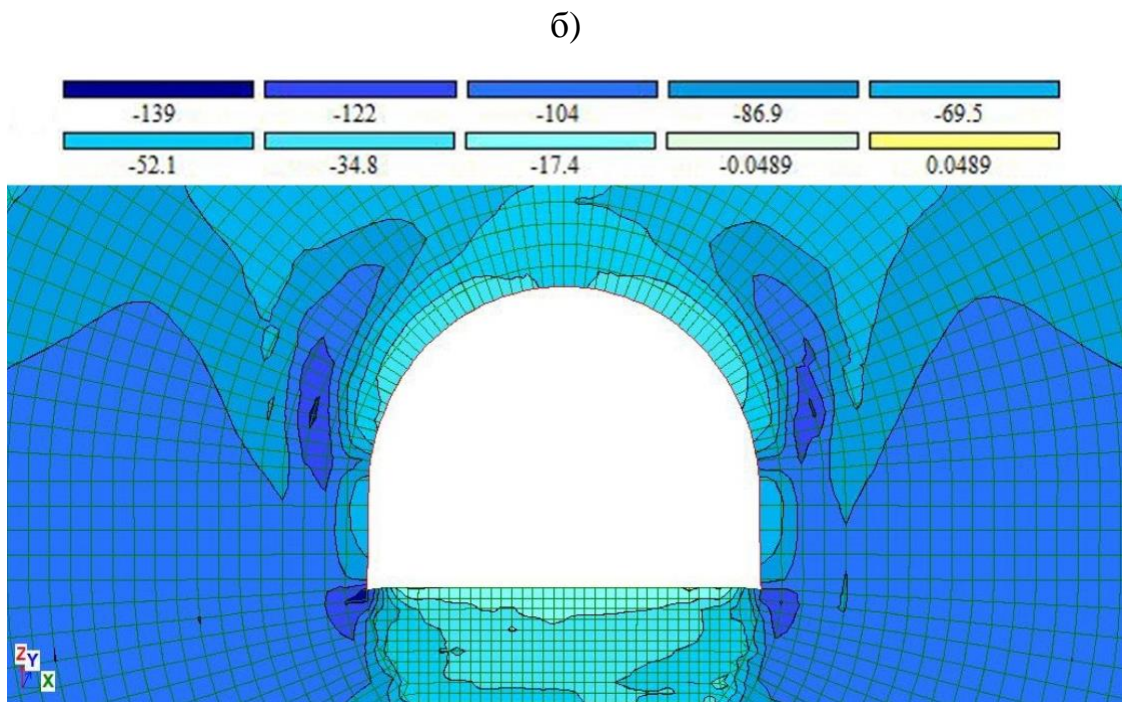
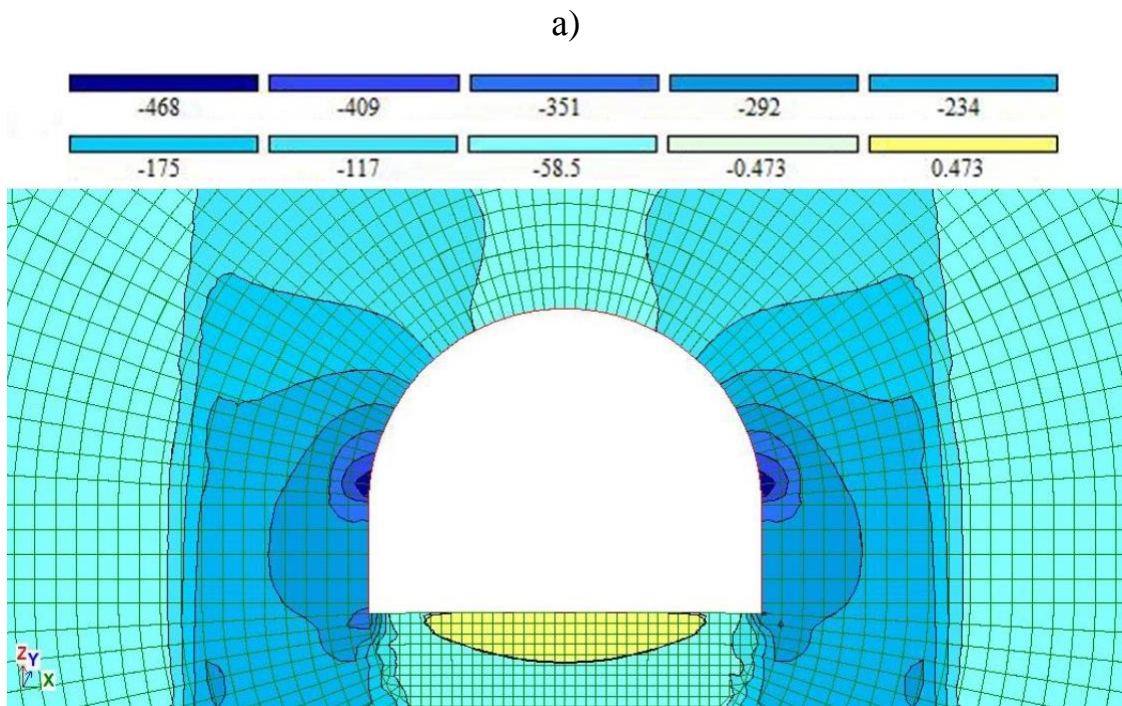


Рисунок 3.5 – Ізолінії та ізополя вертикальних напружень (кПа) моделі, що відображує Стадію 2 (розкриття штриси): а) цементация; б) заморожування

Однак заморожування, на відміну від цементация, демонструє активне зменшення максимальних вертикальних напружень, які зменшуються в 1,45 разів (Стадія 1) та 3,37 разів (Стадія 2) (рис. 3.5). Проте рівень максимальних напружень для другої стадії у варіанті цементация, що складав -409...-468 кПа,

приблизно в 2,0...2,5 рази менший, ніж межа міцності закріпленої породи на стиск, що свідчить про достатній запас міцності (рис. 3.6-3.7).

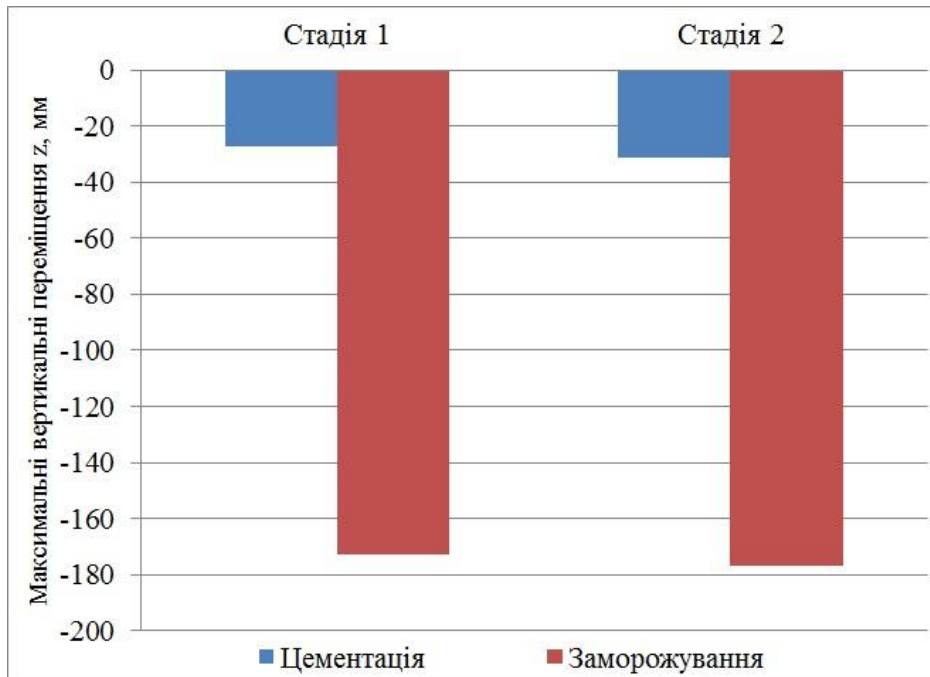


Рисунок 3.6 – Закономірність максимальних вертикальних переміщень  $z$  (мм) від способу закріплення оточуючого слабкого масиву

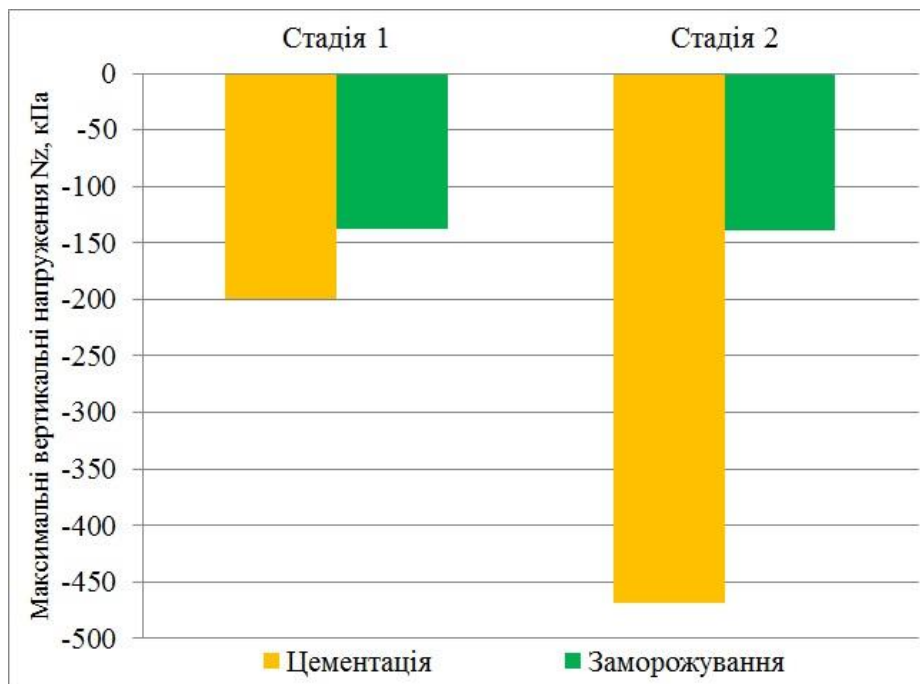


Рисунок 3.7 – Закономірність максимальних вертикальних напружень (кПа) від способу закріплення оточуючого слабкого масиву

Слід також підкреслити, що шар слабого оточуючого масиву, закріпленого цементациєю, залишиться в якості додаткового кріплення протягом усього терміну експлуатації цієї підземного споруди. Шар замороженої породи після будівництва ескалаторного тунелю протягом деякого часу зникне, а міцність слабого ґрунту залишиться на рівні до закріплення. Це надає змогу зробити висновок про більш обґрунтоване застосування цементациї при будівництві ескалаторного тунелю в слабкому масиві за допомогою NATM.

Спираючись на кількісний і якісний аналіз напружено-деформованого стану підземної конструкції можна надавати перевагу тому чи іншому методу закріплення масиву, представленого слабкими ґрунтами. У задачі похилого ескалаторного тунелю був проведений чисельний розрахунок двох варіантів закріплення слабого масиву з урахуванням стадійності кріплення конструкції.

У випадку цементациї якісний аналіз доводить про більшу однорідність вертикальних переміщень та напружень. Кількісний аналіз доводить, що для цементациї вертикальні максимальні переміщення менше в 6,36 разів (Стадія 1) та 5,67 разів (Стадія 2). Завдяки отриманим результатам можна зробити висновок про більшу ефективність цементациї при закріпленні слабких ґрунтів масиву, у якому виконується проходка похилого ескалаторного ходу за технологією NATM.

## РОЗДІЛ 4

### ПРАКТИЧНА РЕАЛІЗАЦІЯ ТЕОРЕТИЧНИХ ПОБУДОВ З УРАХУВАННЯМ МАРКШЕЙДЕРСЬКИХ ВИПРОБУВАНЬ

#### 4.1 Обґрунтування струминної цементації (верхня частина ескалаторного тунелю)

Розроблені авторкою теоретичні положення, в тому числі і закономірності напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю, були практично реалізовані під час будівництва Дніпровського метрополітену. Будівельний майданчик зони спорудження вестибюля і похилого ходу станції «Театральна» знаходиться у Центральному районі міста Дніпро. Будівництво проходило в умовах щільної міської забудови (як вже було відмічено, будівництво Дніпровського метрополітену тимчасово припинене з початку повномасштабного вторгнення російської федерації в Україну), з обох боків обмеженою проспектом Дмитра Яворницького. Майданчик має високий рівень транспортної і пішохідної доступності зі спокійним рельєфом і відмітками денної поверхні у межах 55...58 м Балтійської системи висот.

Клімат м. Дніпро характеризується засушливим літом, затяжною осінню і короткою зимою із частими відлигами. Характерними особливостями клімату є: 1) значні коливання температур протягом року, сезону; 2) зливовий характер літніх дощів; 3) часті відлиги взимку і нестабільний сніговий покрив; 4) значний дефіцит вологи.

Всього у інженерно-геологічних дослідженнях вздовж ділянки траси було, що розглядається, описано такі шари ґрунтів:

- 1) насипний ґрунт – асфальт, бетон з щебенисто-шлаковою підготовкою, суглинок чорний, суглинок жовто-бурий твердої консистенції з уламками цегли;
- 2) супіски, суглинки, глини жовті, жовто-бурі, сірі, зеленувато-сірі зі прошарками піску пилюватого;
- 3) піски дрібні, кварцові, сірі, світло-сірі, світло-жовті, щільні, з

лінзами різнозернистого піску і супісків, насичений водою;

4) гравелиста товща, водонасичена – піски різнозернисті, з включенням гальки, гравію кристалічних порід вмістом до 20...40 %, з прошарками глинистого матеріалу;

5) глини червоно-бурі, тверді, з жовнами карбонатів;

6) уламкова зона кори вивітрювання скельних порід – дресв'яно-щебенисті ґрунти з піщано-глинистим наповнювачем до 30...40 %;

7) уламкова зона кори вивітрювання скельних порід, щебенисто-глибові ґрунти з піщано-глинистим наповнювачем до 10...40 %, неоднорідні;

8) скельні породи – плагіограніт, граніт, діорит, пегматит сірого кольору, гнейс, з інтрузіями амфіболів, лейкократового граніту, граніту рожевого, мілко- і середньозернисті, рідше крупнозернисті, нерівномірно тріщинуваті із кварцовими жилами.

Згідно зі інженерно-геологічним дослідженням, через шаруватість і неоднорідність масиву до досягнення шару міцних скельних порід, можна зробити висновок про складність інженерної задачі. Хоча NATM надає можливості споруджувати тунелі у ґрунтах різної міцності, проте в умовах слабких або шаруватих ґрунтів необхідно звертатись до додаткових заходів закріплення ґрунтового масиву.

Існує декілька найпоширеніших способів посилення ґрунту, як було проаналізовано вище. Ними є випереджаюче кріплення, заморожування ґрунту і хімічне закріплення. Застосовують і інші, менш популярні способи закріплення ґрунтів (наприклад, спосіб ущільнення ґрунту в якості радіального підкріплення), проте вони актуальні лише для специфічних умов і конкретних випадків, не наявних в м. Дніпрі.

Для такого шаруватого та слабкого оточуючого масиву, який вміщує в себе ескалаторні тунелі Дніпровського метрополітену у його верхній частині, саме цементация є найбільш раціональною. Це обґрунтовується тим, що водоприитоки при спорудженні ескалаторного тунелю не є визначальними для обрання способу. Так, заморожування розглядалося як альтернативний, але не

виграшний варіант (див. Розділ 3). Його застосування, окрім відмічених вище недоліків, характеризується також тим, що після його впровадження процес відтаювання призводить масив із суглинистих ґрунтів в більш деформований стан. Окрім цього, заморожування – процес тимчасовий, а цементация створює навколо підземного об'єкту додатковий шар ґрунту або породи із підвищеними міцнісними та зниженими деформаційними характеристиками.

Застосування FUS (*Forepoling Umbrella System*) для Дніпровського метрополітену планувалося для зон тектонічних розломів та каолінізації, однак такі умови для верхньої частини ескалаторного тунелю нехарактерні. Однак, за потреби, деякі ділянки похилого ходу (до 10 м), що характеризуються особливо слабкими породами, можуть бути підкріплені декількома трубами, не створюючи суцільну «парасольку». При цьому, комплексне кріплення «цементация – сталеві труби» буде мати ще більшу міцність та буде запобігати деформаціям ескалаторного тунелю.

Таким чином, у проєкті будівництва ескалаторного тунелю станції Театральна Дніпровського метрополітену був реалізований комплекс робіт по закріпленню ґрунту струминною цементацией.

Проєктом передбачене виконання робіт із застосуванням технології однокомпонентної системи (цементний розчин). Дана технологія передбачає створення масиву ґрунтоцементних колон діаметром 800 мм. Міцність товщі закріплених ґрунтів змінюється в інтервалі 5...28 м. Закріплення ґрунтів виконується для покращення їх функціонально-механічних характеристик, зниження водопритоків, для надання можливості спорудження в закріпленому масиві похилого ходу станційного комплексу Новоавстрійським методом. Ґрунтоцементні конструкції влаштовуються у порядку шахової сітки 650/563 мм. Роботи по ін'єкційному закріпленню ґрунтів виконуються спеціалізованою бригадою з досвідом ведення бурових робіт з контролем параметрів ін'єкційної суміші (рис. 4.1).

З метою уточнення оптимальної технології виконання робіт і підтвердження очікуємих результатів струминної цементация ґрунтів,

передбаченої проектом в конкретних інженерно-геологічних умовах об'єкту, до початку основних робіт проектом виконується пробна цементация ґрунтів, представлена трьома свердловинами. Така цементация реалізується на ділянці, де товща закріплених ґрунтів досягає 28,35 м. На основі результатів пробної цементации у прийнятті проектом рішення вносяться усі необхідні уточнення (глибина свердловини, кількість цементу, тиск подачі розчину, швидкість підйому бурового става).

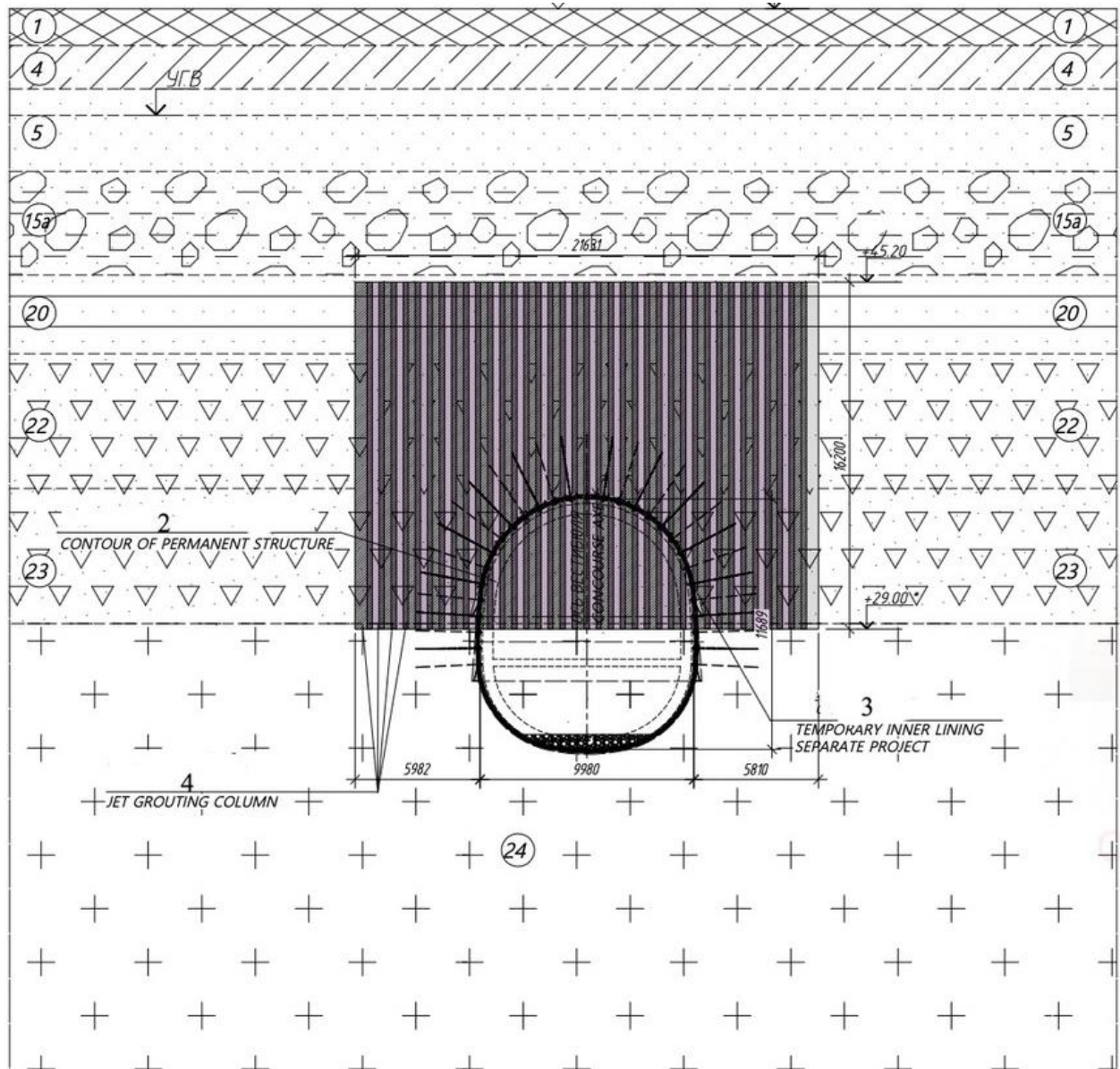


Рисунок 4.1 – План-схема розташування ґрунтоцементних колон по технології ін'єкційного закріплення масиву:

- 1 – рівень поверхні землі; 2 – контур постійної конструкції;
- 3 – тимчасове кріплення; 4 – колона струминної цементации

Роботи у кожній пробній свердловині виконуються в наступному порядку (рис. 4.2).

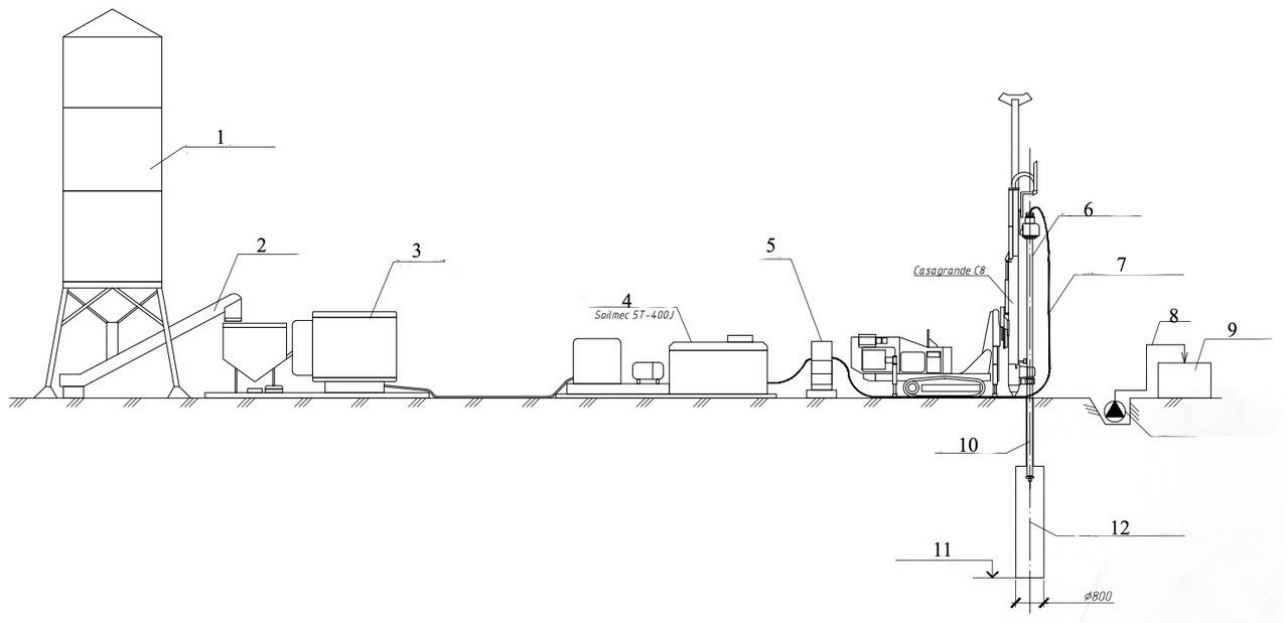


Рисунок 4.2 – Принципова схема організації робіт:

- 1 – ємність для зберігання цементу; 2 – шнековий конвеєр;  
 3 – змішувальна установка Soilmec GM25;  
 4 – насос великого тиску; 5 – пульт керування технологічних процесів;  
 6 – бурова штанга; 7 – шланг для подачі цементного розчину;  
 8 – пульпа; 9 – ємність для збору пульпи; 10 – лідируюча свердловина;  
 11 – рівень закріплення ґрунтів; 12 – вісь ґрунтоцементної колони

Виконується буріння прямої лідируючої свердловини з промивкою чистою водою долотом діаметром 90 мм до обраної відмітки. Глибина свердловини визначається фактичним рівнем скельного шару ґрунту. Після досягнення проектної відмітки бурова штанга починає підніматися одночасно з початком подачі цементного розчину на монітор. подача суміші під тиском 300...500 атмосфер забезпечує насос з форсунками-розпилювачами. На глибині 50 см від поверхні землі тиск знижується, подача цементного розчину припиняється. Бурова штанга з монітором витягується із свердловини. Ліквідація лідируючої свердловини не потрібна (рис. 4.3).

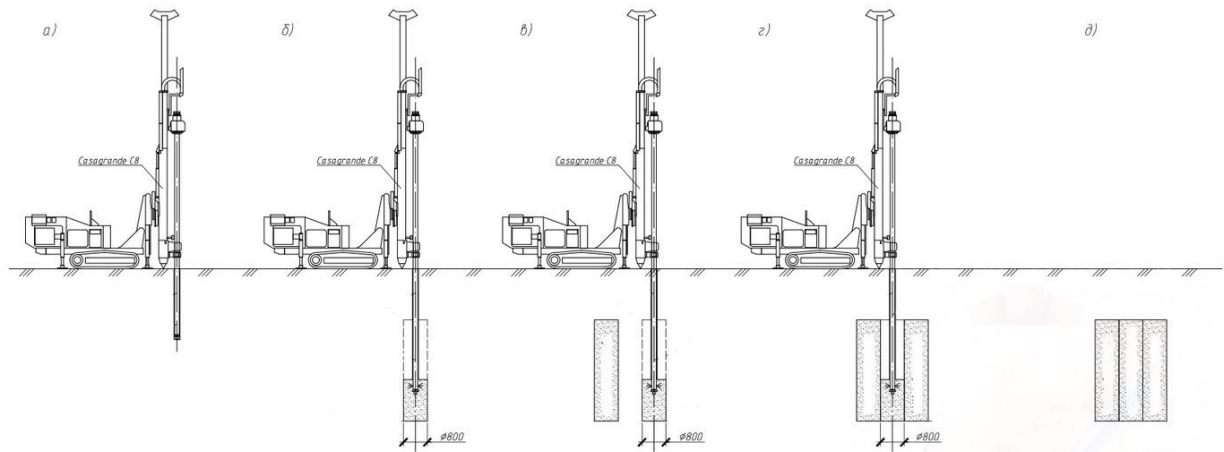


Рисунок 4.3 – Технологія стабілізації ґрунтів методом струминної цементації:

- а – буріння свердловини обертальним способом буровою установкою з промивкою водою або цементно-бетонним розчином; б – влаштування ґрунтоцементних колон 1-ї черги методом струминної цементації ґрунту із заданими технологічними параметрами; в – влаштування ґрунтоцементних колон 1-ї черги; г – влаштування ґрунтоцементних колон 2-ї черги; д – закріплений масив із ґрунтоцементних колон

На тестовій ділянці струминної цементації по закінченню основних робіт для контролю якості виконання ґрунтоцементних колон мають бути виконані роботи зі взяттям керну з наступним дослідженням зразків на одновісний тиск. Оцінка міцності матеріалу циліндричних ґрунтоцементних колон проводяться шляхом дослідження на одновісний тиск кернів, вибурених з тіла колони не раніше, чим через 7 діб після її виготовлення.

Обов'язково виконується розробка котловану глибиною до 3 м з укосами 1:1 без кріплення стінок для демонстрації ділянки закріпленого ґрунту і визначаються наступні параметри: 1) діаметр утворених ґрунтоцементних колон; 2) глибина перетину їх контурів.

При аналізі результатів пробної цементації мають бути виявлені наступні питання: 1) фізико-механічні властивості зцементованих ґрунтів; 2) оптимальний крок свердловин, необхідний для досягнення заданого ефекту цементації; 3) імовірна кількість і характеристики цементаційних матеріалів і

розчинів, потрібних для досягнення заданого ефекту цементації.

Роботи по закріпленню ґрунтів у межах проєктного контуру передбачається виконувати після проведення тестової цементації на виділеній ділянці і визначення параметрів буріння, уточнення інженерно-геологічних умов, визначення необхідних міцнісних характеристик ґрунтоцементного масиву.

Орієнтовні параметри технології при влаштуванні ґрунтоцементних колон:

- швидкість підйому монітору 0,25...0,4 м/хв (корегується в залежності від фізико-механічних властивостей ґрунтів);
- тиск подачі цементного розчину – 30...50 МПа (корегується в залежності від фізико-механічних властивостей ґрунтів);
- витрати цементного розчину на виході з монітору – 350...450 кг/м<sup>3</sup>;
- витрати води на 1 пог. м ґрунтоцементної палі – 225...230 літрів;
- частота обертання монітору – від 10 до 30 об/хв;
- витрати стиснутого повітря – 8 м<sup>3</sup>/хв;
- водоцементне відношення В/Ц – 1:1. Для виготовлення розчину застосовується портландцемент РС 42,5 СЕМ 1.

Усі роботи по реалізації струминної цементації слід виконувати у порядку, аналогічному порядку при виконанні робіт на тестовій ділянці. Всім свердловинам до початку буріння були привласнені номери, що вказували на послідовність розташування свердловин по фронту робіт, незалежно від часу буріння й ін'єкції. Усім додатковим свердловинам, призначеним по ходу ін'єкційних робіт, назначалися номери ближніх проєктних свердловин з додаванням відповідних індексів. При цьому наступні окремі свердловини або групи свердловин можуть застосовуватися як контрольні по відношенню до раніше виконаних при струминній цементації ґрунтоцементних колон.

Режим буріння свердловин (число обертів бурового інструменту, осьове навантаження на породообразуючий інструмент, кількість омиваючої рідини) обиралися за результатами робіт на тестовій ділянці з урахуванням конкретних

інженерно-геологічних умов, діаметру буріння, типу породообразуючого інструменту, глибини свердловин і характеристик застосовуємого бурового обладнання. Після буріння лідируючої свердловини до проєктної відмітки, одночасно з підйомом бурової штанги починається подача цементного розчину і стислого повітря у забій свердловини, під тиском 30...50 МПа.

На захватках, де потужність товщі ґрунтів, що закріплюються, досягає 13,35 м, на глибині 50 см від поверхні землі тиск знижується, подача цементного розчину припиняється. Бурова штанга з монітором витягується зі свердловини. На інших захватках зниження тиску і припинення подачі цементного розчину виконується при піднятті бурової штанги до верхньої границі закріплення ґрунтів.

При реалізації робіт струминної технології необхідно забезпечити вихід ґрунтоцементної пульпи на поверхню. Об'єм пульпи залежить від властивостей ґрунту, витрата цементу і часу розмиву ґрунту, і може складати від 30 до 70 % від об'єму закачаного розчину. Вид і склад ін'єкційного розчину мають бути обрані заздалегідь з урахуванням результатів, які були отримані на тестовій ділянці. В залежності від геологічних умов на конкретній ділянці і кількості цементного розчину, застосованого на 1 м<sup>3</sup> ґрунту, фільтраційні і міцнісні характеристики ґрунтоцементних колон можуть значно відрізнятися.

Контрольне буріння ґрунтоцементного масиву виконується з відбором керну для наступних лабораторних випробувань. Міцність на одновісний стиск і модуль деформації контрольних зразків слід визначати по ДСТУ Б В.2.7-217:2009 і ДСТУ Б В.2.7-223:2009. Положення контрольних свердловин визначається на місці, розташувати їх потрібно у межах закріплення ґрунтів з відповідним записом у журналі робіт.

Оцінка міцності матеріалу циліндричних ґрунтоцементних колон виконується шляхом випробування на одновісний стиск кернів, вибурених із тіла масиву (у центрі і на периферії) не раніше, ніж через 7 діб після виготовлення. Якість закріплених ґрунтів методом струминної цементації (суцільність і однорідність закріплення, форми і розміри масиву, міцність і

деформаційні характеристики закріплених ґрунтів) має відповідати вимогам нормативних документів, діючих на території України.

Граничні відхилення зі зменшенням вимірюваних величин – не більше 10 %. Струминна цементація вважається виконаною, якщо міцність закріпленого масиву ґрунту досягає 3...5 МПа. При бурінні свердловин застосовуються твердосплавні або алмазні коронки. Параметри ґрунтоцементних колон мають  $R_{cm} = 2...5$  МПа.

#### **4.2 Обґрунтування проходки в міцних породах (нижня частина ескалаторного тунелю)**

Як усі відповідальні споруди, перетинаючі різнорідні, у тому числі нестійкі ґрунти, що обводнені, і, отже, що вимагають надійної гідроізоляції, похилі тунелі в Україні споруджувались з оправою з чавунних або залізобетонних тюбінгів (приведені нижче результати опубліковані в статті (Белікова, & Тютькін, 2023b)). «Стандартна» для українського минулого досвіду схема будівництва полягала у застосуванні тюбінгоукладальника, який монтували у похилому котловані. В ньому ж влаштовували тимчасовий оголовок з неповних кілець оправи. Котлован розроблювали з кріпленням стін до глибини 7...8 м, що дозволяло зібрати перше кільце оправи і наступні напівкільця.

Перше кільце збирали з високою точністю завдяки маркшейдерським відміткам і заливали бетоном, що укладається між кільцем і стінками котловану. Через отвори для нагнітання в тюбінгах заздалегідь пропускають анкери, що покращують зв'язок тюбінгів з бетоном. Для монтажу тюбінгоукладчика збирають 8-9 напівкілець, також розкріплюючи їх бетоном.

В окремих випадках напівкільця оголовка збирають в іншому порядку – зверху вниз. До бетонування півкільця утримують тяжами, прикріпленими до балок, укладених на поверхні. Міцні ґрунти розроблялися у верхній частині забою на висоту 1,5 м з утворенням уступу, що відповідає глибині заходки. Потім, працюючи на уступі, проходку вели до рівня навантажувальної

платформи. При менш міцних ґрунтах розробку верхньої частини забою вели, залишаючи декілька уступів по 25 см. Така система розробки забою була доцільна за наявності ледоґрунтового обгороджування ґрунтів, що забезпечує стійкість конструкції. В «Київметробуді» була розроблена і реалізована технологія проходки виробки великого поперечного перерізу (ескалаторний тунель діаметром 10,1 м) суцільним забоєм, в основі якої є застосування шестиярусного балочного тимчасового кріплення та постійної залізобетонної оправи з гумовим ущільненням. Дана технологія була впроваджена при будівництві похилих проходок (ескалаторних тунелів) станцій «Печерська» і «Дорогожичі».

Для кріплення виробок різного призначення такого великого поперечного перерізу, була розроблена оправа у вигляді залізобетонних тюбінгів зі спеціальними гумовими ущільнювальними елементами. Дана оправа застосована для кріплення ескалаторного тунелю станції «Печерська» завдовжки 120 м, ескалаторного тунелю станції «Дорогожичі» довжиною 124,5 м. Вартість споруди ескалаторного тунелю зі збірною залізобетонною оправою з гумовим ущільненням стиків знижується в 2,14 рази в порівнянні з вартістю тунелю з чавунною тюбінговою оправою.

Це було досить «революційною» методикою, бо до цього моменту при будівництві метрополітенів в Україні використовували чавунні тюбінги, а герметизацію стиків між ними здійснювали ущільнювачами зі свинцю. Але такий матеріал є пластичним і після того, як тунельна оправа зібрана, внаслідок динамічних навантажень при русі потягів, стики з'єднань чавунних тюбінгів частково втрачають свою герметичність, тобто надійність таких ущільнювачів є невисокою. Крім того, свинець є дефіцитним матеріалом та його використання вимагає складної технології.

Отже, було виявлено, що гума може успішно конкурувати зі свинцем для виготовлення ущільнювачів. При цьому їх конструкція повинна бути досить простою, щоб забезпечити високопродуктивну роботу при виготовленні та високу якість при монтажі.

У скельних ґрунтах і твердих глинах застосовувався буровибуховий спосіб розробки забою, з обваленням ґрунту на навантажувальну платформу. Розробку забою вели в два прийоми: спочатку розробляють верхній ярус, потім – нижній. Після розробки верхнього ярусу і видачі ґрунту на поверхню навантажувальну платформу відтягують під тюбингоукладальник, а після закінчення робіт на нижньому ярусі платформу повертають в робоче положення. Монтаж кілець оправи похилого тунелю вели у стандартному порядку: спочатку укладають, вивіряють і з'єднують лоткові тюбінги, а потім продовжують зборку кільця симетрично, в обидві сторони. Поза зоною заморожених ґрунтів монтаж кілець вели з установкою повних болтових комплектів. У зоні заморожених ґрунтів кільця збирали на тимчасових болтах з плоскими сталевими шайбами; повні болтові комплекти встановлювали в цьому випадку при виконанні гідроізоляційних робіт.

Після просування забою на одну заходку приступають до монтажу кільця оправи тюбингоукладальником. Тюбінги попадають у забій на спеціальному візку з бортами, доставляючи їх з тельферной естакади по рейках, прокладених усередині скіпового шляху. Тюбінговий шлях у забої закінчується висувною ланкою. На час опускання тюбінгів у забій скіп повинен бути піднятий на бункерну естакаду.

Монтаж оправ вели у наступному порядку: спочатку укладають, вивіряють і скріплюють по маркшейдерським оцінкам лоткові тюбінги й установлюють висувну ланку тюбінгового шляху. Після цього продовжують монтаж оправи симетрично в обидва боки. Після влаштування тюбінгів виконувалось нагнітання цементно-піщаного розчину за оправу і гідроізоляційні роботи, які виконували після відтавання ґрунтів. Усі роботи виконувались по ходу від низу до верху з використанням переносних інвентарних підмостей і візків.

Наразі в досвіді освоєння підземного простору України та історії підземного будівництва повною мірою технологія проходки ескалаторного тунелю знизу вгору не застосовувалася. Окремі елементи такого підходу до

будівництва були застосовані під час створення шахтного ствола Київського метрополітену (сполучення оправи ствола та підхідної виробки). Це пояснюється тим, що основним методом було спорудження похилих тунелів зверху вниз із обов'язковим тимчасовим закріпленням слабких порід за допомогою заморожування. Технологія вважалася безальтернативною, але принцип спорудження знизу вгору був застосований під час проходки ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену турецькою компанією Limak в 2017-2018 рр. Розробка відбувалась знизу вгору в умовах міцних скельних порід (плагіограніт) з використанням буровибухових робіт і влаштуванням тимчасового кріплення (рис. 4.4).

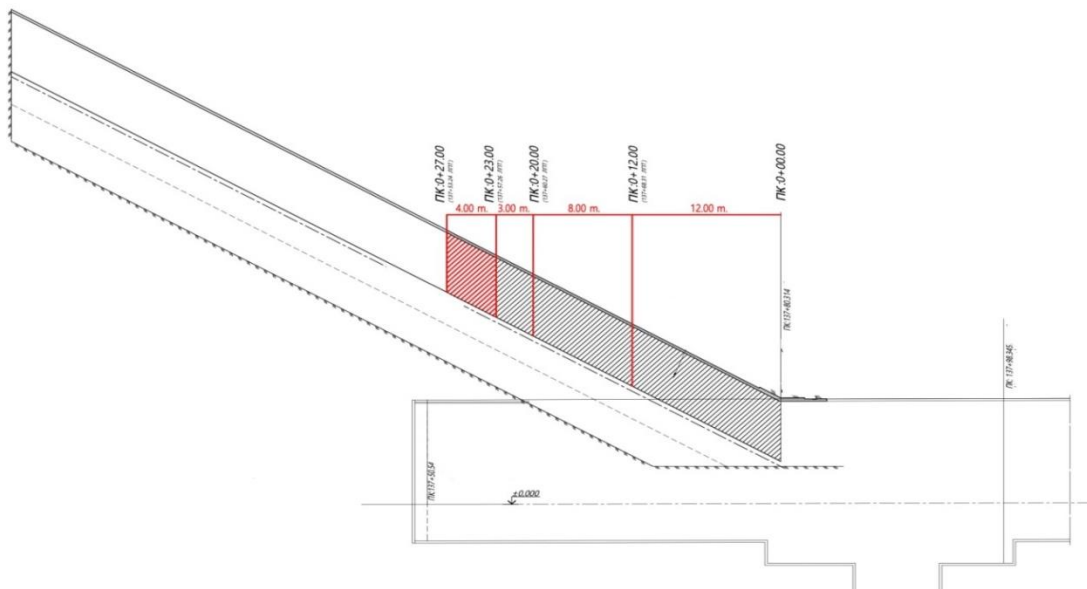


Рисунок 4.4 – Схема спорудження ескалаторного тунелю методом знизу вгору

На рис. 4.5 продемонстровані характерні результати проведення буровибухових робіт в процесі розробки калоти, згідно яких можна прослідкувати тенденцію до появи під час проходки незначних переборів. Враховуючи, що в компанії Limak будівництво похилих тунелів Дніпровського метрополітену було першим досвідом спорудження похилого ходу знизу вгору в міцних породах, але навіть при існуючих переборах значення деформованого стану (переміщення контуру оправи, що запроектована) знаходиться в нормативних межах, що свідчить про ефективне застосування вказаних робіт в рамках NATM.

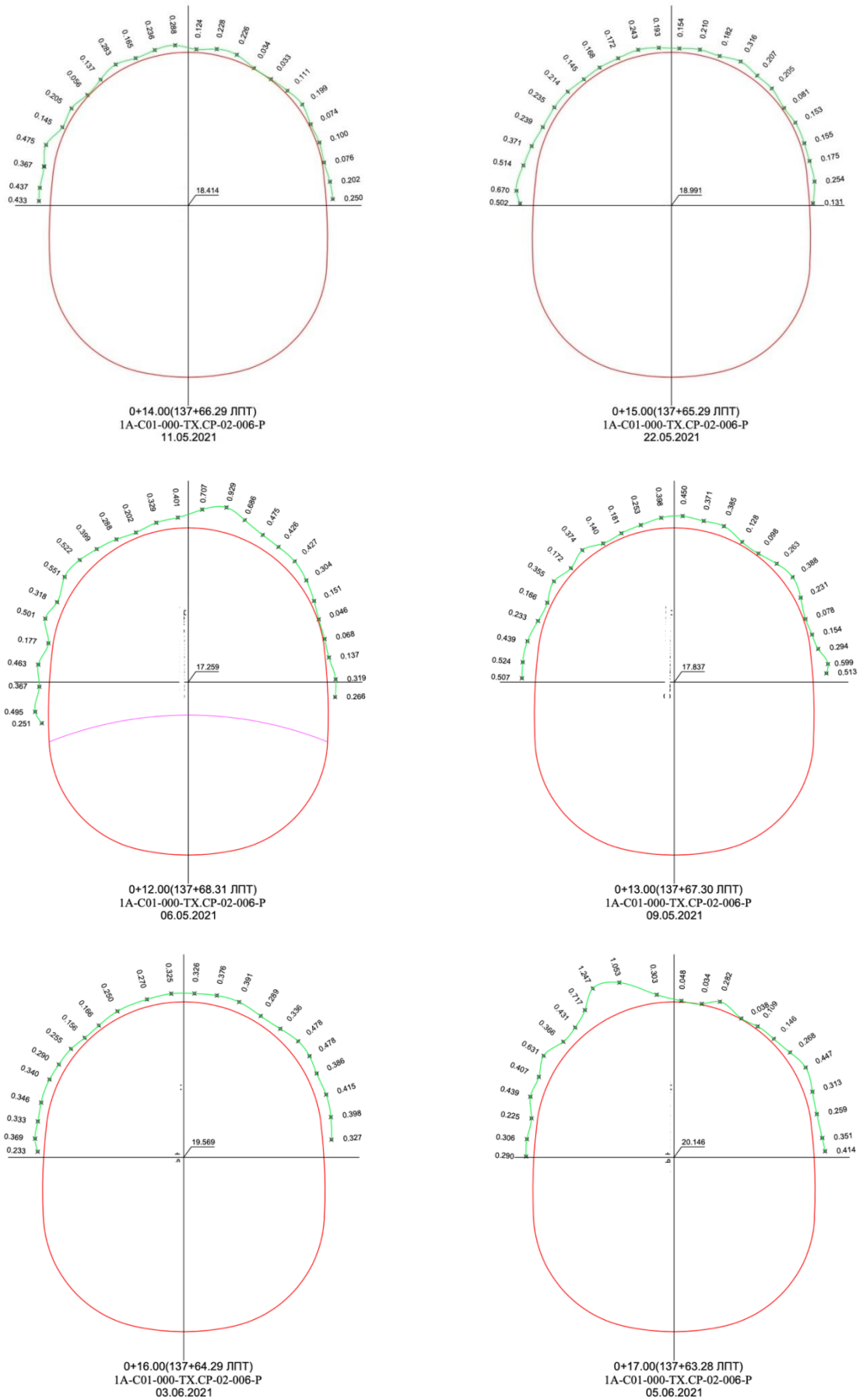


Рисунок 4.5 – Характерні деформації (зелена лінія) скельного масиву під час проведення буровибухових робіт

Будівництво Дніпровського метрополітену було тимчасово припинене з початку повномасштабного вторгнення російської федерації в Україну, що не дозволило відпрацювати технологію і довести буровибухові роботи до більш точних результатів. Оскільки інженерно-геологічні умови в зоні тунелю представлені шаруватим масивом (міцні породи знизу і шари осадових порід на поверхні), а обрана методика дозволяє комбінувати кріплення по ходу розробки, то після удосконалення проаналізованих процесів цю технологію можна характеризувати як надзвичайно перспективну.

Попри складнощі, пов'язані з необхідністю додаткового обладнання, спорудження похилого тунелю знизу вгору NATM має кілька беззаперечних переваг:

1) процес будівництва не втручається в життя міста: будівельні процеси на поверхні починаються в останню чергу, що так важливо в умовах щільної забудови;

2) таку технологію доречно застосовувати в існуючій системі підземних конструкцій, наприклад, якщо необхідно поєднати два тунелі або збудувати додаткові комунікації (вентиляційний тунель);

3) в умовах воєнних дій така технологія є запорукою безпеки працівників і техніки.

Результати наукової роботи дозволяють визначити рівень деформованого стану (переміщення контуру оправи, що запроєктована) під час проходки ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену, що споруджується в міцних породах. Наукова новизна характеризується отриманими під час натурних досліджень залежностями деформування плагіогранітів в калоті похилого ходу. Практична значимість полягає в обґрунтуванні альтернативної технології спорудження ескалаторного тунелю знизу вгору на основі NATM із забезпеченням нормативного деформування оточуючого породного масиву.

Обґрунтування технології спорудження ескалаторного тунелю на основі результатів натурних досліджень дозволило зробити наступні висновки:

1. Детальний аналіз випадків проходки ескалаторних тунелів в світі надає

змогу свідчити, що метод спорудження знизу зверху із застосуванням NATM може вважатися альтернативним існуючому консервативному методу проходки зверху вниз за допомогою штучного заморожування ґрунту.

2. Досвід освоєння підземного простору України під час проходки ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену турецькою компанією Limak дозволив визначити недоліки (поява під час застосування буровибухових робіт переборів породи), переваги (мінімальне втручання в функціонування міста) та подальший розвиток українського досвіду застосування NATM.

3. Отриманий під час натурних досліджень рівень деформування контуру калоти ескалаторного тунелю дає змогу прогнозування подальшого деформування штроси при наявності тимчасового комбінованого кріплення (анкери, армуюча сітка, торкрет-бетон).

В ході подальших досліджень заплановано провести коригування методу проходки ескалаторного тунелю знизу вгору із розробкою методичних рекомендацій або правил, які дозволять покращити альтернативну технологію спорудження тунелів.

## ВИСНОВКИ

1. Проведено аналіз стану питання проектування, розрахунку і спорудження похилих тунелів NATM, визначені основні особливості методу у вирішенні задачі будівництва похилого ходу. Специфіка такої інженерної задачі є обґрунтуванням того, що в якості об'єкту дослідження слід прийняти похилу виробку із різними видами тимчасового кріплення, таких як анкери, арки і торкрет бетон.

2. Обґрунтована розрахункова стратегія дослідження конструкції похилого тунелю. Розглянуті усі основні методи розрахунку, моделювання і прогнозування конструкції (аналітичні, експериментальні та чисельні) в рамках конкретної задачі. Були виявлені недоліки двох перших методів, тому безсумнівно, чисельний аналіз методом скінченних елементів компенсує недоліки цих методів та цілком задовольняє задачі розрахунку і прогнозування поведінки тунелю.

3. Для проведення чисельного аналізу із застосуванням програмного комплексу «ЛПРА» створено скінченно-елементні моделі похилої виробки, що споруджуються під час будівництва Дніпровського метрополітену, причому в кожній з них з високим рівнем точності відображені реальні геометричні розміри, особливості форми та структури. В ході чисельного аналізу вперше отримано закономірності зміни переміщень та силових факторів тимчасового кріплення похилої виробки, які доводять, що величини нормальних сил на всіх стадіях його роботи зменшуються від п'яти до замку в 2,35...5,35 разів, разом з тим згинальні моменти від п'яти до замку збільшуються від 2,4 до 11,3 разів, причому менше значення характерне для стадії розкриття штроси.

4. На основі програмного комплексу «ЛПРА» створена математична модель системи «виробка – кріплення – оточуючий масив» з можливістю імітувати додаткове кріплення масиву (заморожування та цементацію) у ґрунтах навколо виробки. Обидва варіанта моделей включають у себе тимчасове кріплення у вигляді арок і набризк-бетону, відрізняються

характеристиками заданими масиву – в одному випадку імітація заморожування, в другому – цементації. Отримані результати можна застосувати для якісного аналізу і порівняння методів.

5. Вперше проведений порівняльний аналіз двох варіантів закріплення слабких ґрунтів (заморожування і цементації) з урахуванням стадійності спорудження кріплення похилого ходу, який довів зменшення вертикальних переміщень для випадку цементації, при якому вертикальні максимальні переміщення менше в 6,36 разів у першій стадії розробки та 5,67 разів у другій стадії на відміну від заморожування.

6. Виконаний аналіз польових результатів розробки похилого ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену на базі маркшейдерських випробувань, продемонстрована практична реалізація теоретичних побудов. Описані характерні результати проведення буровибухових робіт і застосування хімічного закріплення слабких ґрунтів шляхом цементації.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

Adme, Z. G. (2006). Analysis of NATM tunnel responses due to earthquake loading in various soils. *Mining Technology Bulletin-Institute of Mining Science and Technology*, 2(3), 9-17.

Arioglu, B., Yuksel, A., Kurtuldu, S., & Arioglu, E. (2002). NATM, EPBM and Cut and Cover Tunnelling Applications in the Project of Izmir Met. *Felsbau*, 20(4).

Arroyo, M., Gens, A., Croce, P., & Modoni, G. (2012). Design of jet-grouting for tunnel waterproofing. *7th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*; 16–18 May 2011, Rome, Italy. DOI: <https://doi.org/10.13140/2.1.3005.6328>

Arya, I. W., Wiraga, I. W., & Suryanegara, I. GAG. (2017). Effect of cement injection on sandy soil slope stability, case study: slope in Petang district, Badung regency. *The 2nd International Joint Conference on Science and Technology*, 953, 012103. DOI: <https://doi.org/10.1088/1742-6596/953/1/012103>

Arz, P., & Semprich, S. (1993). Modern Methods of Tunnel Support in NATM Tunnelling. *Proc. Symp. Taipei Rapid Transit Systems*, C, 677-686.

Atangana, N.P.G., Shen, J.S., Modoni, G., & Arulrajah, A. (2018). Recent advances in horizontal jet grouting (HJG): an overview. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 43(4), 1543-1560. DOI: <https://doi.org/10.1007/s13369-017-2752-3>

Aygar, E. B. (2020). Evaluation of new Austrian tunnelling method applied to Bolu tunnel's weak rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12, 541-556. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.12.011>

Azadi, M., & Kalhor, M. (2014). Study of the Effect of Seismic Behavior of Twin Tunnels Position on Each Other. *Engineering and Technology International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 8(6), 625-627.

Barla, G., & Barla, M. (2000). Continuum and discontinuum modelling in tunnel engineering. *Rudarsko-geološko-naftni zbornik*, 52(12), 45-57.

Barton, N., & Grimstad, E. (1994). Rock mass conditions dictate the choice between NMT and NATM, *Tunnels & Tunnelling*, 26, 39-42.

Brill, G., Burke, G., & Ringen, A. (2003). A ten-year perspective of jet grouting: advancements in applications and technology. *Third International Conference on Grouting and Ground Treatment*, 11, 459, 218-235. DOI: [https://doi.org/10.1061/40663\(2003\)101](https://doi.org/10.1061/40663(2003)101)

Brown, E. T. (1990). Putting the NATM into perspective. *Tunnels & Tunnelling*, 22, 9-13.

Ng, C. W. W., Lee, K. M., & Tang, D. K. W. (2004). Three-dimensional numerical investigations of new Austrian tunnelling method (NATM) twin tunnel interactions. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 3. DOI: <https://doi.org/10.1139/t04-008>

Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (2000). Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(2), 187-213.

Chai, J.C., Shen, S.L., Zhu, H.H., & Zhang, X.L. (2004). Land subsidence due to groundwater drawdown in Shanghai. *Géotechnique*, 54(3), 143-148. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.2004.54.2.143>

Chapman, D., Metje, N., & Stärk, A. (2010). *Introduction to Tunnel Construction*. London: Spon Press.

Cheng, W.C., Ni, J.C., & Shen, S.L. (2017). Experimental and analytical modeling of shield segment under cyclic loading. *International Journal of Geomechanics* ASCE, 17(6), 04016146, 1-18. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000810](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000810)

Chowdhury, R. (2010). *Geotechnical Slope Analysis*. Netherlands: CRC Press/Balkema.

Colombo, G., Lunardi, P., Cavagna, B., Cassani, G., & Manassero, V. (2008). The artificial ground freezing technique application for the Naples underground. *Proceedings of World Tunnel Congress 2008 on Underground Facilities for Better*

*Environment and Safety*, 910-921.

Croce, P., & Flora, A. (2000). Analysis of single-fluid jet grouting. *Géotechnique*, 50(6), 739-748. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.6.739>

Croce, P., Modoni, G., & Russo, G. (2004). Jet-grouting performance in tunnelling. In: *GeoSupport 2004. Drilled shafts, micropiling, deep mixing, remedial methods, and specialty foundation systems*, 910-922. DOI: [https://doi.org/10.1061/40713\(2004\)78](https://doi.org/10.1061/40713(2004)78)

Dasari, G. R., Rawlings, C. G., & Bolton, M. D. (1996). Numerical modeling of a NATM tunnel construction in London Clay. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, 491-496.

De Farias, M.M., Moraes Jr., A.H., & De Assis, A.P. (2004). Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 19(3), 283-293.

Do, N., Dias, D., Pierpaolo, O., & Djeran-Maigre, I. (2013). Comparison between Design Methods Applied to Segmental Tunnel Linings. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 44(4), 19-34.

El-Kilany, M. E., & El-Sayed, T. A. (2017). Numerical simulation of New Austrian Tunneling Method a case study. *Jökull Journal*, 67(1), 17-35.

Environment Agency (2014). Management of the London Basin Chalk Aquifer: Status Report. London : Environment Agency.

Flora, A., Modoni, G., Lirer, S., & Croce, P. (2013). The diameter of single, double and triple fluid jet grouting columns: prediction method and field trial results. *Géotechnique*, 63(11), 934-945. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.12.P.062>

Hagenhofer, F. (1990). NATM for tunnels with high overburden. *Tunnels & Tunnelling*, 22, 51-52.

Haß, H., & Schäfers, P. (2005). Application of ground freezing for underground construction in soft ground. *Proceedings of the 5th International Symposium TC28*, 405-412.

Harris, J.S. (1995). *Ground Freezing in Practice*. London: Thomas Telford.

Hebin, Zheng, Pengfei, Li, Guowei, Ma, & Qianbing, Zhang (2022).

Experimental investigation of mechanical characteristics for linings of twins tunnels with asymmetric cross-section. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 119, 104209. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.104209>

Heijboer, J., Hoonard, J., & Linde, F.W.J. (2004). *The Westerschelde Tunnel: Approaching Limits*. The Netherlands: A.A. Balkema.

Heo, June, Kim, Byoung-Il, Lee, Jea-Dug, & Kim, Young-Geun (2017). 3D Numerical Study on the Reinforcing Effect of Inclined System Bolting in NATM Tunnel. *Journal of the Korean Geotechnical Society*, 33(3), 29-36.

Hongbo, Zhao, Shaojun, Li, & Bingrui Chen (2021). The Reliability-Based Design Optimization of considering Rock-Support Interaction for Rock Tunnels. *Advances in Civil Engineering*, 1-13. DOI: <https://doi.org/10.1155/2021/9921881>

Hunar Farid, H. A. (2013). *Numerical Modeling of Tunneling Processes Effect on Buildings*. Nottingham: University of Nottingham.

II-Jae, Shin, Jun-Ho, Kang, & Young-Ho, Suh (2005). A Case Study of Soil-Cement Fill for Tunneling. *Tunnel and Underground Space*, 15(5), 359-368.

Itoh, J., Lee, Y.S., Yoo, S.W., & Lee, S.D. (2005). Ground freezing improvement for TBM maintenance in Singapore. *Proceedings of the International World Tunnel Congress and the 31st ITA General Assembly*, 471-476.

Karakuş, M., & Fowell, R. J. (2004). An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM). *KAYAMEK'2004-VII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu / ROCKMEC'2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium*.

Kobaysashi, M., Kawata, T., Suganuma, Y., Takasaki, H., & Ohtusaka, M. (1994). Observational construction of a large sectional interval twin road tunnel in urban alluvial loose sand soil. *Tunnelling and Ground Conditions*, 157-164.

Kolymbas, D. (2005). *Tunnelling and tunnel mechanics*. Berlin Heidelberg : Springer-Verlag.

Kovári, K. (1994). Erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method. *Tunnels & Tunnelling*, 26(11), 38-42.

Kuprii, V., Petrenko, V., Kuprik, S., & Kripak, Ye. (2019). Numerical analysis of changing the force factors in temporary lining at the tunnel construction by the

NATM. *E3S Web of Conferences, International Conference Essays of Mining Science and Practice*, 109. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900044>

Le, B. T., & Taylor, R. N. (2016). A study on the reinforcing capabilities of Forepoling Umbrella System in urban tunnelling. *Proceeding of the 3rd European Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Eurofuge2016*, Nantes, France.

Leca, E., & Clough, G. W. (1992). Preliminary Design For NATM Tunnel Support in Soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 118(4), 558-575.

Lee, K. M. (1989). *Prediction of ground deformations resulting from shield tunnelling in soft clays*: Ph. D. thesis, Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London.

Lee, K. M., & Rowe, R. K. (1990a). Finite element modelling of the three-dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils. Part 1. Methods of analysis. *Computers and Geotechnics*, 10(2), 87-110.

Lee, K. M., & Rowe, R. K. (1990b). Finite element modelling of the three-dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils. Part II. Results. *Computers and Geotechnics*, 10(2), 111-138.

Lee, K. M., & Rowe, R. K. (1991). An analysis of the 3-dimensional ground responses of the Thunder Bay tunnel. *Canadian Geotechnical Journal*, 28, 25-41.

Lee, K. M., Rowe, R. K. & Lo, K. Y. (1992). Subsidence owing to tunnelling. I. Estimating the gap parameter. *Can. Geotech. J.*, 29, 929-940.

Leiria, D., & Oyanguren, P. D. (1980). Geotechnical aspects of the Ujo Tunnel construction using the NATM. *Tunnels & Tunnelling*, 12, 51-53.

Masin, D. (2009). 3D modeling of a NATM tunnel in high Ko clay using two different constitutive models. *Prague, Charles University*.

Mauro, A., Normino, G., Cavuoto, F., Marotta, P., & Massarotti, N. (2020). Modeling Artificial Ground Freezing for Construction of Two Tunnels of a Metro Station in Napoli (Italy). *Energies*, 13, 1272. DOI: <https://doi.org/10.3390/en13051272>

McNamara, A. M., Roberts, T. O. L., Morrison, P. R. J., & Holmes, G. (2008).

Construction of a deep shaft for Crossrail. *Geotechnical Engineering*, 161, 299-309.

DOI: <https://doi.org/10.1680/geng.2008.161.6.299>

Morrison, P. R. J., McNamara, A. M., & Roberts, T. O. L. (2004). Design and construction of a deep shaft for Crossrail. *Geotechnical Engineering*, 157, 173-182.

DOI: <https://doi.org/10.1680/geng.2004.157.4.173>

Müller, L. (1978). The reasons for unsuccessful applications of the New Austrian Method, Tunnelling Under Difficult Conditions, *Proceedings of the International Tunnel Symposium*, 67-72.

Müller, L. (1990). Removing the misconceptions on the New Austrian Tunnelling Method. *Tunnels & Tunnelling*, 22, 15-18.

Murphy, P., & Deane, T. (1994). Twenty-five years of NATM: a UK perspective. *Tunnels & Tunnelling*, 26, 61-64.

Qixiang, Yan, Wang, Wu, Chuan, Zhang, Shuqi, Ma, & Yuanping, Li (2019). Monitoring and Evaluation of Artificial Ground Freezing in Metro Tunnel Construction-A Case Study. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23, 2359-2370.

DOI: <https://doi.org/10.1007/s12205-019-1478-z>

Ochmański, M., Modoni, G., & Bzówka, J. (2015a). Prediction of the diameter of jet grouting columns with artificial neural networks. *Soils Found*, 55(2), 425-436.

<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.02.016>

Ochmański, M., Modoni, G., & Bzówka, J. (2015b). Numerical analysis of tunnelling with jet-grouted canopy. *Soils Found*, 55(5), 929-942. DOI:

<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.08.002>

Ribeiro, D., & Cardoso, R. (2017). A review on models for the prediction of the diameter of jet grouting columns. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 21(6), 1-29. DOI: <https://doi.org/10.1080/19648189.2016.1144538>

Petrenko, V. D., Tiutkin, O. L., & Proskurnia, S. T. (2016). Features of drilling-and-blasting at construction Beskidskiy tunnel. *Science and Transport Progress. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport*, 5(65), 178-185.

Pichler, C., Lackner, R., Martak, L., & Mang, H. A. (2004). Optimization of

jet-grouted support in NATM tunneling. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(7-8), 781-796.

Pierpaolo, O. (2009). The Convergence-Confinement Method: Roles and Limits in Modern Geomechanical Tunnel Design. *American Journal of Applied Sciences*, 6(4), 757-771.

Pimentel, E., Papakonstantinou, S., & Anagnostou, G. (2011). Case studies of artificial ground freezing simulations for urban tunnels. *Proceedings of World Tunnel Congress 2011 on Underground spaces in the service of a sustainable society*, 459-468.

Pimentel, E., Papakonstantinou, S., & Anagnostou, G. (2012). Numerical interpretation of temperature distributions from three ground freezing applications in urban tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 28, 57-69.

Pshynko, O., Radkevych, A., Netesa, M., & Netesa, A. (2020). Problems of development of an underground transport infrastructure of cities. *Transport Problems*, 15(1), 81-91. DOI: <https://doi.org/10.21307/tp-2020-008>

Rabcewicz, L. (1964a). The New Austrian Tunnelling Method, Part one. *Water Power*, 453-457.

Rabcewicz, L. (1964b). The New Austrian Tunnelling Method, Part two. *Water Power*, 511-515.

Rabcewicz, L. (1965). The New Austrian Tunnelling Method, Part Three. *Water Power*, 19-24.

Rabcewicz, L., & Golser, J. (1973). Principles of dimensioning the supporting system for the "New Austrian tunnelling method". *Water power*, 25(3), 88-93.

Radkevych, A., Tiutkin, O., Kuprii, V., & Bielikova, S. (2022). The comparative analysis of the stress-strain state of the support of the escalator tunnel constructed in weak soils by the NATM. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 970, 012002. DOI: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/970/1/012002>

Ritter, S., Giardina, G., DeJong, M. J., & Mair, R. J. (2018). Centrifuge modelling of building response to tunnel excavation. *International Journal of*

*Physical Modelling in Geotechnics*, 18(3), 146-161. DOI: <https://doi.org/10.1680/jphmg.16.00053>

Rowe, R. K., & Kack, G. J. (1983). A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 299-314.

Rowe, R. K., & Lee, K. M. (1989). Parameters for predicting deformations due to tunnelling. *Proceedings, 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, 793-796.

Rowe, R. K., & Lee, K. M. (1992). Subsidence due to tunnelling. II. Evaluation of a prediction technique. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 941-945.

Rowe, R. K., Lo, K. Y., & Kack, G. J. (1983). A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 11-22.

Sauer, G. (1990). Design concept for large underground openings in soft ground using the NATM. *International Symposium on Unique Underground Structures*, 1, 1-20.

Sillerico Mayta, E., Suarez Diaz, J., Vivier, R., Marchand, E., & Ahmad, S. (2018). Design and construction of inclined escalator shafts and stair adit at Liverpool St and Whitechapel Stations. <https://learninglegacy.crossrail.co.uk/documents/design-construction-inclined-escalator-shafts-stair-adit-liverpool-st-whitechapel-stations/>

Tiutkin, O., Petrenko, V., Petrosian, N., Miroshnyk, V., & Alkhdour, A. (2018). Controlling stress state of a hoisting shaft frame in the context of specific freezing process, *Mining of Mineral Deposits*, 12 (4), 28-36. DOI: <https://doi.org/10.15407/mining12.04.028>

Wittke, W., Pierau, B., & Erichsen C. (2016). *New Austrian Tunneling Method (NATM) – Stability Analysis and Design*, WBI GmbH.

Yertutanol, K., Akgün, H., & Sopac, E. (2020). Displacement monitoring, displacement verification and stability assessment of the critical sections of the Konak tunnel, İzmir, Turkey. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 101, 103357. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103357>

Zhang, Z., Shi, X., Wang, B., & Li, H. (2018). Stability of NATM tunnel faces in soft surrounding rocks. *Computers and Geotechnics*, 96, 90-102. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.10.009>

Zhu, C. (2021). Surface Settlement Analysis Induced by Shield Tunneling Construction in the Loess Region. *Advances in Materials Science and Engineering*, 1-13. DOI: <https://doi.org/10.1155/2021/5573372>

Белікова, С. І., & Тютюкін, О. Л. (2023а). Обґрунтування вибору розрахункової моделі ескалаторного тунелю в плоскій і просторовій постановках. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 23, 37-44. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2023/281127>

Белікова, С. І., & Тютюкін, О. Л. (2023b). Обґрунтування технології спорудження ескалаторного тунелю на основі результатів натурних. *Наука та прогрес транспорту*, 2(102), 115-123. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2023/288957>

Булат, А. Ф., & Виноградов, В. В. (2002). *Опорно-анкерне кріплення гірничих виробок вугільних шахт*. Днепропетровск: Віпро.

Купрій, В. П., & Купрік, С. І. (2018). Аналіз напружено-деформованого стану системи «Тимчасове кріплення калоти – ґрунтовий масив» під час проходки штроси. *Матеріали 78 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту»*, 218-219.

Купрій, В. П., Купрік, С. І., & Кріпак, Є. (2019). Аналіз напружено-деформованого стану тимчасового кріплення під час проходки NATM. *Матеріали 79 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту»*, 258-259.

Купрік, С. І. & Тютюкін, О. Л. (2019). Аналіз особливостей NATM для вирішення задачі спорудження ескалаторного тунелю метрополітену. Тези доповідей I Міжнародної науково-технічної конференції «Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт», 19-21.

Петренко, В. Д., Гузченко, В. Т., & Тютюкін, О. Л. (2006). Розрахунок ескалаторного тунелю із залізобетонною оправою МСЕ. *Геотехнічна механіка*,

64, 51-59.

Петренко, В. Д., Тютькін, О. Л., & Гребінь, А. В. (2006). Математичне моделювання поетапного процесу реконструкції обробки залізничного тунелю. *Строительство, материаловедение, машиностроение*, 37, 352-359.

Петренко, В. Д., Тютькін, О. Л., & Петренко, В. І. (2006). Визначення міцності ескалаторного тунелю із чавунною оправою за допомогою МСЕ. *Проблеми гірського тиску*, 14, 270-277.

Тютькін, О. Л. (2020). *Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій*. Дніпро: Журфонд.

Тютькін, О. Л., & Белікова, С. І. (2022). Обґрунтування розрахункової стратегії дослідження конструкції похилого тунелю, що споруджується NATM. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 21, 97-103. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2022/258295>

Тютькін, О. Л., Купрій, В. П., & Белікова, С. І. (2021). Порівняльний аналіз технологій спорудження ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену NATM. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 20, 79-85. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2021/245600>

Тютькін, О. Л., Купрій, В. П., & Белікова, С. І. (2021). Визначення силових факторів в оправі як первинний етап обґрунтування технології NATM. *Матеріали 81 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту»*, 258-259.

Тютькін, О. Л., & Мірошник, В. А. (2020). Порівняльний аналіз спеціальних способів під час проходки вертикальних виробок. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 17, 81-90.

Тютькін, О. Л., Мірошник, В. А., & Гелетюк, І. В. (2021). Комплексний аналіз конструкції стовбуру Дніпровського метрополітену. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 19, 91-98.