

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**

Факультет інженерії

Кафедра хімічної інженерії та екології

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до випускної кваліфікаційної роботи
освітньо-кваліфікаційного рівня **бакалавр**

спеціальності 184 «Гірництво»

на тему:

**Моделювання умов стійкої роботи високоточного тунельного
оброблення в масивах пластичних і пливунних ґрунтів**

Виконав студент групи ГІР-22д

..... (підпис)

Ткаченко В. О.

Керівник

..... (підпис)

Тарасов В.Ю.

Завідувач кафедри

..... (підпис)

Зубцов Є.І.

Рецензент

..... (підпис)

Київ, 2026

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**

Факультет інженерії
Кафедра хімічної інженерії та екології
Освітньо-кваліфікаційний рівень: бакалавр
Спеціальність: 184 «Гірництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри

_____  доц. Зубцов Є.І.

« 25 » 04 2026 р.

З А В Д А Н Н Я
НА ВИПУСКНУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА

Ткаченко Владислав Олександрович

1. Тема роботи: Моделювання умов стійкої роботи високоточного тунельного оброблення в масивах пластичних і пливунних ґрунтів
Керівник роботи: Тарасов В.Ю., д. т. н., проф, затверджено наказом закладу вищої освіти від 25.04.2026 р. № 97/20.04
2. Строк подання здобувачем освіти роботи: 07.06.26р.
3. Вихідні дані до роботи: матеріали переддипломної практики та гірничотехнічна література.
4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): згідно програми дипломного проектування та методичних вказівок по складанню випускної кваліфікаційної роботи бакалавра здобувачами освіти напряму підготовки 184 «Гірництво».
5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень): розташування обладнання (план, розрізи будівлі; ілюстраційні матеріали), плакати блок-схеми виробництва, загального виду обладнання, техніко-економічних показників проекту та ін.

6. Консультанти розділів:

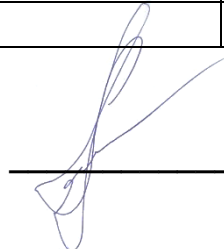
Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв

7. Дата видачі завдання 25.04.26р

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту	Строк виконання етапів проекту	Примітка
1	Маркетингові дослідження	25.04.2026	
2	Аналіз літературних даних.	25.04.2026	
3	Технологічні розрахунки. Розробка технологічної схеми виробництва та специфікації обладнання.	01. 05.2026	
4	Контроль якості виробництва	08. 05.2026	
5	Техніко-економічні розрахунки	15. 05.2026	
6	Прикладна частина	22.05.2026	
7	Графічна частина	07.06.2026	

Студент



Ткаченко В. О.

Керівник проекту



Тарасов В.Ю.

ЗМІСТ

ВСТУП	7
1. ГІРНИЧО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ БУДІВНИЦТВА.....	9
2. ОБҐРУНТУВАННЯ ВИБРАНОВОГО НАПРЯМКУ РОБОТИ.....	28
3. ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА	31
4. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА ПРОЕКТУ	58
5. ЕКОЛОГІЯ ТА ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОВОГО СЕРЕДОВИЩА.....	61
6. ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА	64
ВИСНОВКИ.....	70
АНОТАЦІЯ.....	72
ANNOTATION	73
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	74

РЕФЕРАТ

Випускна кваліфікаційна робота бакалавра містить: 75 сторінок машинописного тексту, 12 рисунків, 2 таблиці, 6 графічних листів.

Об'єкт дослідження – процес геомеханічної взаємодії високоточного тунельного оброблення з масивами пластичних і пливунних ґрунтів та технологія їхнього штучного закріплення.

Мета роботи – обґрунтування умов стійкої роботи тунельного оброблення у дестабілізованих водонасичених масивах та розробка технологічних параметрів закріплення ґрунтів, які забезпечують безаварійну експлуатацію підземної споруди та високу економічну ефективність будівельного проєкту.

Методи дослідження – у роботі застосовано комплексний підхід, що включає аналіз передового вітчизняного та зарубіжного досвіду підземного будівництва, аналітичні розрахунки геомеханічних навантажень (виштовхувальних сил, згинальних моментів), математичне моделювання напружено-деформованого стану конструкції, а також техніко-економічне моделювання для порівняльної оцінки альтернативних інженерних рішень.

У роботі детально проаналізовано гірничо-геологічні та гідрогеологічні особливості ділянки будівництва, яка характеризується наявністю нестійких водонасичених піщано-колоїдних ґрунтів із яскраво вираженими тиксотропними властивостями. Обґрунтовано необхідність застосування сучасних тунелепрохідницьких механізованих комплексів. Розроблено комплексні інженерні рішення щодо забезпечення промислової безпеки та екологічного захисту довкілля (запобігання катастрофічним суфозійним осіданням денної поверхні, мінімізація впливу на гідрогеологічний режим мегаполіса та безпечна утилізація технологічних шламів).

Спеціальна частина дослідження зосереджена на вирішенні актуального техніко-економічного завдання – нейтралізації руйнівного впливу некомпенсованих виштовхувальних архімедових сил на конструкцію тунелю.

Запропоновано високоефективну технологію струминної цементації (Jet Grouting) для створення суцільного водонепроникного ґрунтоцементного екрана навколо оброблення. Інноваційною складовою є обґрунтування доцільності виконання ін'єкційних робіт радіальним способом безпосередньо з підземної виробки через отвори в обробленні. Проведено розрахунок основних кошторисних та техніко-економічних показників, які переконливо підтверджують раціональність, логістичну перевагу та більш ніж дворазову економічну ефективність впровадження підземного способу стабілізації масиву.

Ключові слова: ТУНЕЛЕБУДУВАННЯ, ПЛИВУННІ ҐРУНТИ, ТУНЕЛЕПРОХІДНИЦЬКИЙ КОМПЛЕКС, ВИСОКОТОЧНЕ ОБРОБЛЕННЯ, СТРУМИННА ЦЕМЕНТАЦІЯ, ЗГИНАЛЬНИЙ МОМЕНТ, ГЕОМЕХАНІЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ, ЕКОЛОГІЧНА БЕЗПЕКА, ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ.

ВСТУП

В умовах сучасного урбанізованого середовища спостерігається постійне та інтенсивне освоєння підземного простору, що зумовлено гострою необхідністю вирішення транспортних, комунальних, виробничих та багатьох інших інфраструктурних потреб суспільства. Поступове збільшення загальних обсягів та суттєве розширення сфер підземного будівництва неминуче підвищує рівень ризиків під час ведення гірничопрохідницьких робіт у край несприятливих інженерно-геологічних умовах, до яких, зокрема, належить залягання нестійких водонасичених порід та пливунних ґрунтів. Варто наголосити, що зазначені геотехнічні ризики є однаково високими та надзвичайно актуальними як безпосередньо для тих підземних об'єктів, що знаходяться на стадії активного спорудження, так і для тих інженерних споруд, які вже тривалий час перебувають у стадії постійної експлуатації під впливом динамічних та гідрогеологічних чинників мегаполіса.

Світовий досвід підземного будівництва та експлуатації транспортних споруд налічує значну кількість серйозних аварійних ситуацій, пов'язаних із раптовим проривом водонасичених мас та втратою тримальної здатності кріплення. Яскравим та надзвичайно актуальним прикладом прояву таких деструктивних процесів у вітчизняній практиці стала аварійна ситуація, що виникла наприкінці 2023 року в Київському метрополітені на перегоні між станціями «Деміївська» та «Либідська». У цьому кричущому випадку складні гідрогеологічні умови, зумовлені заляганням нестійких піщаних та супіщаних водонасичених ґрунтів у поймі річки Либідь, призвели до розгерметизації тунельної обделки, появи тріщин, активного винесення піску та подальшого затоплення колійної структури. Ця подія наочно продемонструвала, що навіть збудовані та експлуатовані тунелі залишаються вразливими до деформацій через гідростатичний тиск та зміну фізико-механічних властивостей навколотунельного масиву ґрунтів з пливунними властивостями.

Окрім цього, у світовій практиці метробудування неодноразово фіксувалися випадки масштабного прориву рідких глин та водонасичених хитких пісків безпосередньо у вибій тунелів під час проходження перегінних ділянок у зонах перетину русел підземних річок або стародавніх тектонічних розломів. Наведені приклади з міжнародного та вітчизняного досвіду гірничої справи переконливо підтверджують беззаперечну актуальність та гостру практичну необхідність проведення глибоких наукових досліджень у цьому напрямку. Зокрема, критичної ваги набувають дослідження з моделювання умов стійкої роботи високоточного тунельного оброблення в масивах пластичних і пливунних ґрунтів з метою запобігання подібним катастрофічним наслідкам, мінімізації ризиків аварійних проривів та забезпечення довговічності підземних споруд.

Головна ідея представленої випускної кваліфікаційної роботи бакалавра полягає в комплексному застосуванні сучасних аналітичних засобів та математичних методів для точного прогнозування складної геомеханічної взаємодії оброблення тунелю, який споруджується за допомогою сучасних тунелепрохідницьких механізованих комплексів, з активізованим масивом пливунних ґрунтів під дією зовнішнього гідростатичного тиску.

Безпосередня реалізація цієї ключової ідеї в рамках даного бакалаврського дослідження зі спеціальності 184 «Гірництво» здійснювалася шляхом послідовного вирішення низки складних інженерних та інженерно-геологічних задач. Для досягнення поставлених цілей активно використовувалося глибоке узагальнення передового світового досвіду ведення гірничих робіт у пливунах, а також застосовувалися фундаментальні методи та достовірні відомості з таких суміжних дисциплін, як вища математика, підземна гідравліка, механіка ґрунтів та опір матеріалів, що дозволило забезпечити високий рівень достовірності отриманих результатів прогнозування та обґрунтувати надійність запропонованих проєктних рішень.

1. ГІРНИЧО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ БУДІВНИЦТВА

Масив гірських порід являє собою певну об'ємну ділянку земної кори, яка характеризується спільними умовами утворення та визначеними інженерно-геологічними властивостями мінеральних комплексів, що його складають.

У загальному вигляді масиви гірських порід в інженерній геології та гірничій справі прийнято підрозділяти на природні, тобто непорушені процесами життєдіяльності та техногенезу, порушені, які зазнали суттєвих змін у результаті ведення різноманітних підземних гірничих робіт чи будівництва масштабних поверхневих інфраструктурних споруд, а також техногенні, до яких належать штучно сформовані відвали порід, дамби, хвостосховища та насипи[1-3]. Залежно від комплексу фізико-механічних властивостей порід, загального напружено-деформованого стану масиву, а також характеру та призначення поверхневих чи підземних споруд, що зводяться, визначаються оптимальні аналітичні та практичні шляхи вирішення складних інженерних задач щодо достовірного прогнозування майбутніх деформацій та зміщень породного контуру. Своєю чергою, ґрунт - це узагальнене найменування гірських порід, що залягають переважно в межах верхньої зони вивітрювання літосфери Землі і є безпосереднім об'єктом інженерно-будівельної та господарської діяльності людини[2, 4].

Відповідно до загальноприйнятих будівельних норм, правил та державних стандартів, усі ґрунти за характером структурних зв'язків класифікуються на скельні та нескельні. До категорії скельних ґрунтів відносяться магматичні, метаморфічні та міцні осадові породи з жорсткими кристалізаційними чи цементаційними зв'язками між окремими зернами, які залягають у вигляді суцільного монолітного або тріщинуватого масиву і володіють високою тримальною здатністю[1, 3-6]. До нескельних, або пухких, ґрунтів належать великоуламкові незцементовані утворення, такі як валунні, галькові, гравійні, щебенисті та жорствяні відклади, різноманітні піщані ґрунти різної крупності та генезису, а також пластичні глинисті породи, що включають безпосередньо

глини, суглинки та супіски. За своїми визначальними фізико-механічними властивостями та реакцією на зовнішні статичні чи динамічні навантаження породи поділяються на монолітні, пластичні, сипучі та пливунні, останні з яких являють собою насичені водою сипучі породи, що за певних умов здатні переходити в текучий стан.

Особливої уваги та детального вивчення в контексті безпечного підземного будівництва вимагають саме пливунні ґрунти. Пливуном у гірничій геомеханіці називається специфічна ґрунтова маса, яку переважно утворює дрібнозернистий та тонкозернистий замулений, а в деяких випадках і частково оглинений пісок, що є інтенсивно насиченим водою і перебуває у так званому збудженому або динамічно нестабільному стані.

У стратиграфічному розрізі пливуні зазвичай належать до порід новітніх геологічних формацій, найчастіше вони мають четвертинний вік утворення. В одних випадках такі обводнені маси залягають безпосередньо на межі сучасних наносів та давніших міцних корінних порід або на контакті двох різних геологічних епох, тоді як у інших геологічних умовах їх можна зустріти у вигляді лінз та прошарків серед водотривких глин і щільних глинистих порід, а також поблизу суглинків, які, поступово збагачуючись дрібнопіщаним матеріалом та вологою, фаціально переходять у типові пливунні горизонти.

Потужність пливунних товщ буває найрізноманітнішою і може непередбачувано коливатися від незначних прошарків у 0,2 метра до потужних водоносних горизонтів у кілька десятків метрів і навіть більше. За своєю просторовою формою залягання пливуні, як правило, не утворюють чітко вираженого пласта, суворо обмеженого паралельними площинами покрівлі та підшови[5-8].

Найчастіше вони мають форму лінзоподібного покладу, що має здатність раптово виклинюватися на відносно коротких відстанях, створюючи додаткові ускладнення при веденні прохідницьких робіт. Крім того, пливуні часто залягають у вигляді похованих річкових русел у розмитих корінних породах, характеризуючись окремими значно розширеними ділянками вельми мінливої

потужності. Серед таких специфічних покладів цілком ймовірним є знаходження невеликих ізольованих острівців нерозмитої міцної корінної породи, що вимагає постійного моніторингу та адаптації режимів роботи тунелепрохідницьких комплексів.

У сучасній інженерній геології чітко розрізняють істинні пливуні та псевдопливуні. Істинний пливун у своєму структурному складі містить переважно дрібнозернисті кварцові, глауконітові або вапнякові піски з обов'язковою значною домішкою неорганічного та органічного мулу або колоїдних частинок, які відіграють роль своєрідного мастила між піщинками. За фізичною природою та термодинамічним станом води, що міститься в істинному пливуні, виділяють пливуні, які володіють мікрокінетичним напором, так звані безнапірні пливуні, а також ті, що характеризуються значним гідростатичним напором і належать до категорії небезпечних напірних пливунів. Своєю чергою, псевдопливун, на відміну від істинного, складається переважно з чистого дрібнозернистого мулу або дрібного тонкозернистого піску і практично позбавлений домішок колоїдного мулу та високопластичної глини, через що механізм його розрідження має дещо іншу фізичну природу[5, 7-9].

За результатами багаторічних фундаментальних досліджень вітчизняних та закордонних вчених у галузі механіки ґрунтів та підземного будівництва було визначено та систематизовано низку характерних розпізнавальних ознак, які дозволяють інженерам-геологам та гірникам безпомилково ідентифікувати пісок-пливун під час проведення вишукувальних чи безпосередньо гірничопрохідницьких робіт.

Візуально такі ґрунти зазвичай мають специфічний світло-сірий або зеленувато-сірий колір, іноді зустрічаються різновиди з вираженим буруватим чи жовтуватим відтінком, значно рідше у виробках можна спостерігати сіро-зелені, темно-зелені та буро-чорні варіації. Фізико-хімічні властивості цих масивів яскраво проявляються при взаємодії з водою: так, при інтенсивному збовтуванні невеликої кількості істинного пливуну у склянці з водою практично неможливо осадити мулувато-глинисті колоїдні частинки навіть після дуже тривалого

витримування суміші у стані абсолютного спокою. Особливо показовим є те, що при збовтуванні з дистильованою водою незначних за обсягом свіжих проб утворюються надзвичайно стійкі суспензії та колоїди різних відтінків, які здатні залишатися у завислому стані та не осідати протягом кількох місяців, що беззаперечно свідчить про надвисоку дисперсність матеріалу. Якщо ж пливун штучно або природним шляхом перевести у висушений стан, він повністю втрачає свою рухливість і перетворюється на дуже тверду, монолітну та міцну кам'янисту масу, проте після повторного додавання навіть незначної кількості води він практично миттєво розріджується, повністю відновлюючи свої попередні небезпечні текучі властивості[8-10].

Характерною органолептичною ознакою також є те, що у свіжовидобутому стані такий водонасичений ґрунт виділяє дуже специфічний затхлий запах органіки, який безповоротно втрачається після процесу висушування та подальшого повторного зволоження. Механічна поведінка пливунів під дією статичного та динамічного навантаження також є вкрай специфічною та становить велику небезпеку: наприклад, нога людини з певним опором занурюється у пливунний масив, але згодом настільки сильно обволікається ним і в'язне, що її буває надзвичайно важко, а іноді й неможливо витягнути назад без сторонньої допомоги.

Аналогічна фізична ситуація [1, 3-6] спостерігається і при використанні звичайного ручного інструменту, коли стандартна штикова лопата при простому плавному статичному натисканні з величезними труднощами входить у такий ґрунт, але при ритмічному розгойдуванні інструменту, що створює локальне вібраційне та динамічне збудження (тиксотропію), лопата занурюється в масив надзвичайно легко і швидко. Температурні коливання також мають колосальний вплив на напружено-деформований стан масиву, оскільки при повному промерзанні пливун має фізичну здатність сильно збільшуватися в загальному об'ємі - до п'яти відсотків від свого початкового стану, що явище морозного здимання створює значний додатковий нерозрахунковий тиск на оброблення підземних конструкцій. Нарешті, найбільш надійною та очевидною

індикаторною ознакою наявності пливунного масиву безпосередньо в зоні ведення підземних робіт є специфічний характер шахтних вод: при розкритті таких несприятливих горизонтів вода, що активно відкачується водовідливними насосними установками, є дуже каламутною, має характерний сіро-молочний колір і за своєю густою консистенцією та зовнішнім виглядом сильно нагадує будівельне цементне молоко.

Пливунністю в інженерній геології та гірничій геомеханіці називається специфічна здатність водонасичених дисперсних ґрунтів раптово переходити в рухливий, текучий стан при їх розкритті підземними гірничими виробками. Таке небезпечне розрідження ґрунтових масивів у переважній більшості випадків відбувається під безпосереднім впливом певного динамічного або вібраційного навантаження на контур виробки. Розріджений ґрунт, який і перетворюється на активний пливун, починає безперервно і неконтрольовано надходити в робочий простір тунелю з боку вибою, стінок та підосви, що надзвичайно ускладнює подальше ведення прохідницьких робіт або ж робить їх абсолютно неможливими без застосування спеціальних, складних і вартісних інженерно-технічних заходів із закріплення масиву [7-11].

З наукової точки зору [12-15] важливо усвідомлювати, що пливунність не є унікальною властивістю якогось одного конкретного стратиграфічного типу ґрунту. За певних несприятливих термодинамічних та гідрогеологічних умов у такий небезпечний пливунний стан здатні переходити і піски, і лесові породи, і навіть щільні глинисті масиви. На практиці ж під час спорудження підземних об'єктів метрополітену чи транспортних тунелів найчастіше доводиться стикатися з яскраво вираженою пливунністю пісків, особливо тих різновидів, що містять у своєму складі значну частку високоактивних колоїдних частинок. Для всіх без винятку типів пливунних ґрунтів, незважаючи на об'єктивну різницю в їхній дисперсності, мінералогічному складі та генезисі, характерною є одна спільна визначальна ознака: тверді мінеральні частинки цих ґрунтів через низку фізико-хімічних причин під час зняття природного напруження при розкритті

виробкою виявляються повністю розділеними мікроскопічними прошарками вільної води, що миттєво надає всьому масиву властивостей в'язкої рідини.

Глибокий комплексний аналіз першопричин, які викликають цей нестабільний стан, вказує на гостру необхідність чіткого поділу пливунів різного складу на окремі класифікаційні типи, для яких методи наукового вивчення, а також практичні будівельні заходи, спрямовані на усунення або нейтралізацію їхньої пливунності, є кардинально різними.

В історії розвитку світової інженерної геології історично склався первинний фундаментальний поділ таких ґрунтів на так звані «істинні» (або активні) пливуні та «псевдопливуні» (або пасивні пливуні)[1-3, 7].

До категорії істинних пливунів відносять піщані сильно водонасичені ґрунти, які в обов'язковому порядку містять колоїдні частинки, що зумовлюють аномально високу рухливість та повну оборотність їхньої слабкозв'язаної внутрішньої структури. Доведено, що саме специфічними фізико-хімічними властивостями цих колоїдних фракцій і зумовлена небезпечна пливунність цього типу ґрунтів. Про це, зокрема, переконливо свідчить той лабораторно підтверджений факт, що такий пливун після процедури інтенсивного прожарювання в термічній печі за температури від 250 до 300 С безповоротно втрачає свої текучі властивості і перетворюється на звичайнісінький стабільний супісок або ж пісок із кутом природного укосу під водою, що наближається до безпечних 30 °. Вміст колоїдів є настільки визначальним і типовим для істинних пливунів, що сучасна наука часто розглядає їх як абсолютно окремий, особливий тип піщано-колоїдних гірських порід[13-15].

Розрідження таких істинних пливунів безпосередньо зумовлене зворотними фазовими переходами води, що в них міститься, з іммобілізованого (зв'язаного) стану у вільний та надзвичайно рухливий стан, який різко настає за певних механічних та вібраційних впливів на масив. Іншими словами, катастрофічне розрідження настає в результаті явища тиксотропного знеміцнення ґрунтів. Натомість до псевдопливунів відносять звичайні

тонкозернисті піщані масиви, перехід яких у текучий стан пов'язаний виключно з наявністю критичного гідродинамічного тиску потужного ґрунтового потоку.

Багаторічні масштабні дослідження проявів пливунності ґрунтів найрізноманітнішого мінералогічного складу, від чистих пісків до високопластичних глин, довели, що базова класифікація потребує значного поглиблення та деталізації. У сучасній геотехніці виділяють два принципові типи ґрунтів, здатних проявляти пливунність: породи, що повністю позбавлені будь-яких структурних зв'язків, та породи зі складною системою конденсаційно-коагуляційних структурних зв'язків.

Породи [15-17], що не мають внутрішніх структурних зв'язків між мінеральними частинками, які їх складають, є пливунами першого типу. Вони являють собою класичні піски, загальна механічна міцність яких зумовлена виключно високим показником внутрішнього тертя. Відповідно, їхній перехід у небезпечний пливунний стан завжди пов'язаний із різким і раптовим зменшенням або й повною втратою цього внутрішнього тертя при зважуванні твердих частинок у водному середовищі.

Рух такого розрідженого ґрунтового матеріалу у виробку викликаний гідродинамічним тиском, зумовленим інтенсивним впливом фільтраційного потоку або ж тиском, що виникає безпосередньо в порах при зміні внутрішньої структури водонасиченого піску, яка неминуче супроводжується стрімкою зміною його пористості. Своєю чергою, породи з конденсаційно-коагуляційними зв'язками, які являють собою пливунни другого типу, є набагато складнішим, підступнішим та значно ширше розповсюдженим у природі типом пливунних масивів.

Жорсткі конденсаційні зв'язки[14, 17-20], що утворюються колоїдними компонентами при їхньому природному висиханні та ущільненні, дуже різко і невідворотно послаблюються при взаємодії з водою і переходять у слабкі зв'язки абсолютно іншого типу - коагуляційні, для яких характерна критична залежність їхньої міцності від поточного рівня вологості. Саме в певному, чітко визначеному інтервалі вологостей такі ґрунти проявляють максимальну здатність до

тиксотропних перетворень, що і є фундаментальною першопричиною їхньої яскраво вираженої пливунності.

Ці складні пливуні другого типу являють собою гірські породи вельми різноманітного гранулометричного складу, об'єднані наявністю колоїдних структурних зв'язків. Серед них, залежно від переважаючого мінерального складу та специфіки прояву небезпечних текучих властивостей, детально виділяють: піщано-колоїдні пливуні, пилувато-колоїдні пливуні, а також специфічні пливунні глини. Піщано-колоїдні різновиди відзначаються порівняно значним діаметром переважно кварцових зерен, що входять до їхнього складу, та надзвичайно слабким зв'язком між цими великодисперсними опорними елементами ґрунту і навколишньою обволікаючою їх колоїдною масою. У класичній школі механіки ґрунтів саме ці геологічні утворення тривалий час розглядалися як еталонні істинні пливуні [12-15].

Пилувато-колоїдні пливуні включають до свого складу сильно водонасичені лесові породи, для яких характерна досить висока природна міцність структурного зв'язку між пилуватими та глинистими частинками. Завдяки цій структурній особливості тиксотропні властивості та схильність до знеміцнення у пливунів цієї конкретної групи є значною мірою підсиленими порівняно з піщано-колоїдними аналогами. Пливунні глини формують третю, дуже специфічну групу пливунів другого типу. У формуванні їхньої природної тримальної здатності та загальної міцності вирішальну і головну роль відіграє зчеплення.

Перехід ґрунтів цього глинистого типу у високорухливий пливунний стан є принципово можливим лише в суворо визначеному інтервалі вологості внаслідок різкого тиксотропного зниження їхньої зв'язності. Більш того, цей катастрофічний перехід відбувається виключно за тієї фізичної умови, що швидкість розвитку деформацій та зсувів у масиві значно перевищує швидкість природного тиксотропного зміцнення та відновлення структури, оскільки в іншому випадку пливунність може не проявитися повною мірою, а трансформуватися у повільну і в'язку повзучість масиву. Пливунні глини є

класичними, еталонними представниками тиксотропних ґрунтів у гірничій справі [5, 9].

Як основні та найбільш надійні класифікаційні показники, що дозволяють будівельникам та проєктантам об'єктивно віднести досліджувані масиви до різних типів потенційно небезпечних пливунів, на практиці використовують кут природного укосу матеріалу та його седиментаційний об'єм. Лабораторними та польовими випробуваннями доведено, що кут природного укосу пливунів першого типу (безструктурних) практично зовсім не залежить від рівня їхньої вологості, тоді як у піщано-колоїдних масивів його геометрична величина демонструє надзвичайно сильну та критичну залежність від ступеня обводнення. Для прикладу, кут природного укосу типового піщано-колоїдного ґрунту при відносно безпечній вологості у 12,5 % може становити від 19 до 37 %, однак при незначному підвищенні вологості до 13,5-15 % його величина катастрофічно знижується: у верхній частині відкритого укосу до 15-26 °, а в нижній, найбільш навантаженій зоні - до критичних 4-5 ° [5, 7-9]. Якщо ж вологість масиву сягає 17,5 %, ґрунт практично повністю втрачає свої тверді властивості, розріджується, і його кут природного укосу стрімко наближається до нуля. Показово, що після термічного прожарювання проб кут природного укосу таких трансформованих ґрунтів зростає до стабільних 36-42 °. Найбільш стрімке та небезпечне зниження кута природного укосу завжди фіксується у тих піщано-колоїдних пливунів, які характеризуються аномально високою хімічною активністю їхньої колоїдної частини і, як наслідок, найбільш яскраво та небезпечно вираженою тиксотропією.

Для достовірного визначення умов, за яких може раптово проявитися пливунність ґрунтів першого типу, як ключові показники використовують гідравлічний градієнт ґрунтового потоку та обчислену величину критичної пористості. Величина руйнівного критичного гідравлічного градієнта, за якого неминуче відбувається опливання, повне руйнування складених пісками відкосів виробки та кут їх виполажування, визначаються за допомогою спеціалізованих лабораторних приладів. Результати таких комплексних досліджень дрібнозернистих пісків показують, що величина небезпечного руйнівного

гідродинамічного градієнта може коливатися в межах від 0,17 до 0,36, а відповідний кут виполажування - від 14 до 17 градусів 30 мін [3, 7-10].

Враховуючи те, що пливуні другого типу переходять у текучий стан виключно внаслідок тиксотропного розрідження, яке миттєво проявляється при динамічних навантаженнях на вибій (наприклад, при роботі різального інструменту ТПМК), при їхньому вивченні критично необхідно досконало досліджувати саме комплекс їхніх тиксотропних властивостей. Аналізуючи характеристики складу, варто наголосити, що пливуні першого типу, будучи по суті звичайними обводненими пісками, не потребують надмірно поглибленого специфічного опису в контексті структурних зв'язків.

Натомість найвищу небезпеку для високоточного тунельного оброблення становлять саме піщано-колоїдні пливуні, мікроструктуру яких варто розглянути детальніше. Ці геологічні утворення можуть мати абсолютно різний геологічний вік (включаючи юрські, крейдові та інші відклади) і найрізноманітніший генезис, формуючись як у морських, так і в континентальних умовах.

Гранулометричний аналіз типових зразків демонструє, що загальний вміст жорстких піщаних частинок у цих масивах може досягати 88 відсотків, причому абсолютна більшість з них (від 80 до 90 %) представлена добре- та середньообкатаними зернами міцного кварцу. Сумарний вміст крупнопиловатих частинок (діаметром від 0,05 до 0,01 міліметра) зазвичай становить від 1,5 до 17 %, а найдрібніших глинистих частинок (діаметром менше 1 мікрметра) — від 0,6 до 10 %. Ключовою особливістю є те, що ці колоїдні та глинисті частинки перебувають у стані надзвичайно сильної природної диспергації [7, 11-13].

Мінералогічно вони представлені переважно глауконітом у породах морського походження та каолінітом у континентальних утвореннях, також часто зустрічаються гідрослюди та монтморилоніт, і майже скрізь фіксується значна присутність гідроокисів заліза та алюмінію. Хоча загальний масовий вміст органічної речовини в таких пливунях на перший погляд є мізерно малим (в межах 0,80-1,50 %), однак при перерахунку виключно на найтоншу фракцію (діаметром менше 10 мікрметрів) концентрація органіки виявляється

колосальною і досягає 5-34 %. Особливо великий її вміст фіксується у породах, де глиниста фракція збагачена глауконітом та монтморилонітом, які вступають в реакцію з органічною речовиною, утворюючи надзвичайно міцні, але гнучкі органомінеральні з'єднання. Глиниста матриця таких ґрунтів володіє просто величезною ємністю катіонного обміну (від 40 до 111 міліграм-еквівалентів на 100 грамів сухого ґрунту), що пояснюється ультрависокою дисперсністю матеріалу та наявністю феро-алюмо-золів. Таким чином, переважаючи за загальною вагою піщано-пилувата фракція виконує лише функцію пасивного, інертного наповнювача масиву, тоді як високодисперсна складова, що володіє колосальною питомою площею поверхні, виступає головним фізико-хімічно активним агентом, відрізняючись безпрецедентною гідрофільністю порівняно зі звичайними глинами [21-22].

При детальному мікроскопічному дослідженні структури піщано-колоїдних порід у стані їхньої природної вологості чітко спостерігається унікальна картина: безпосередніх жорстких фізичних контактів між зернами кварцового піску практично не існує; всі вони ніби плавають і покояться у щільній, але податливій масі жовтуватобурих пластівців високодисперсного матеріалу. Наявність цієї активної високогідрофільної колоїдної маси, яка формує рухливу, дуже еластичну і маломіцну просторову структурну сітку, що вміщує в себе зерна інертного каркаса, принципово відрізняє ці ґрунти від чистих пісків і зумовлює їхню аномально високу природну вологість (від 21 до 48 відсотків), велику загальну пористість (від 41 до 58 відсотків) та екстремально високу максимальну молекулярну вологоємність (від 3 до 18 відсотків). Отже, незважаючи на можливе широке мінералогічне розмаїття, усі небезпечні піщано-колоїдні пливуні об'єднані наявністю специфічної еластичної внутрішньої структури, що забезпечує надзвичайно високу рухливість твердих частинок, яскраво виражені тиксотропні властивості та феноменальну здатність структурної сітки до розтягнення із поглинанням величезної кількості вільної води (водоутримувальна здатність може сягати 240 відсотків) [17-19].

Водночас їхня фактична водопроникність залишається вкрай низькою: через те, що колоїдна маса повністю колюматує (закупорює) пори між піщаними зернами, такі масиви при природній вологості або взагалі не здатні фільтрувати воду, або мають нікчемно малий коефіцієнт фільтрації порядку 10^{-4} — 10^{-5} сантиметрів за секунду. Саме це парадоксальне поєднання гігантської водоутримувальної здатності та мізерної водопроникності робить абсолютно неможливим ефективне осушення таких горизонтів перед прохідкою тунелів за допомогою традиційних шахтних способів водозниження. Густина таких ґрунтів є параметром дуже мінливим і, за даними різних наукових джерел, може варіюватися від 1,3 до 2,2 грамів на кубічний сантиметр, що пояснюється високою рухливістю зерен, складним впливом сил взаємного молекулярного тяжіння та процесами самоущільнення або видавлювання води під час руху чи деформації масиву.

З позиції геомеханічної безпеки [9-11] для піщано-колоїдних пливунів найнебезпечнішою характеристикою є блискавичний розвиток деформацій у часі: вже через одну хвилину після прикладання навантаження у масиві встановлюється постійна і дуже висока швидкість незворотної деформації, яка набуває катастрофічних масштабів при навантаженнях, що наближаються до розрахункових руйнівних значень. Порівняно з будь-якими іншими гірськими породами, ці ґрунти здатні до найбільших за абсолютними величинами деформацій за будь-якого ступеня вологості, стаючи критично небезпечними для цілісності тунельного оброблення, коли їхня природна вологість перевищує встановлену межу текучості.

Детальне вивчення та об'єктивна оцінка гірничо-геологічних умов модельної ділянки, в межах якої плануються масштабні проєктні та будівельні роботи, вимагає глибокого ретроспективного аналізу історії формування місцевого рельєфу та стратиграфічної послідовності залягання гірських порід. Територія досліджень, що просторово охоплює прилеглі ділянки вододілу річок Дніпро та Ірпінь, відзначається надзвичайно складною, гетерогенною будовою

масиву, яка формувалася під впливом потужних флювіальних, льодовикових та тектонічних процесів протягом усього четвертинного періоду.

Історія геологічного вивчення цієї локації налічує понад століття, починаючи від перших фундаментальних описів стратиграфії під час археологічних та інженерних розвідок на Кирилівських висотах. Накопичений за цей час колосальний обсяг різноманітних фактичних матеріалів дозволяє віднести дану ділянку до однієї з найбільш детально вивчених із застосуванням комплексу літологічних, геоморфологічних та радіоізотопних методів, що створює надійне підґрунтя для достовірного прогнозування умов ведення гірничопрохідницьких робіт.

Аналіз ранніх геологічних звітів та профілів виявляє принципові розбіжності у поглядах дослідників на генезис та просторове залягання ключових інженерно-геологічних елементів. Фундаментальною основою розрізу в межах ділянки є позема (горизонтальна) палеоген-неогенова товща, представлена переважно щільними київськими мергелями та глинами, які слугують відносним водоупором для вищезалягаючих водонасичених горизонтів (рис. 1.1) [10-12].

Безпосередньо на цих корінних породах залягає потужна товща сіро-зеленуватих пісків, генезис якої тривалий час був предметом гострих наукових дискусій. Тривалий час домінувала концепція алювіального (річкового) походження цих пісків, однак детальний аналіз їхнього просторового залягання ставить цю теорію під серйозний сумнів. На збережених геологічних профілях чітко простежується, що процес, який передував відкладенню цієї піщаної та вищезалягаючої лесової товщі, характеризувався колосальною ерозійною енергією і призвів до зрізання верхньої частини палеоген-неогенового масиву під кутом близько 8,5 градуса. Піщана верства піднімається вгору у західному напрямку по цій зрізаній поверхні, виклинюючись на відмітках, що на 50—75 метрів перевищують сучасний рівень долини Дніпра. Таке аномально високе та похиле залягання пісків повністю виключає можливість їхнього формування виключно за рахунок спокійної акумуляції в руслі рівнинної річки, оскільки це вимагало б припущення про фантастичні темпи подальшого врзання річкової

долини у корінні породи за надзвичайно короткий геологічний час, що не підтверджується жодними регіональними неотектонічними даними [5, 11-14].

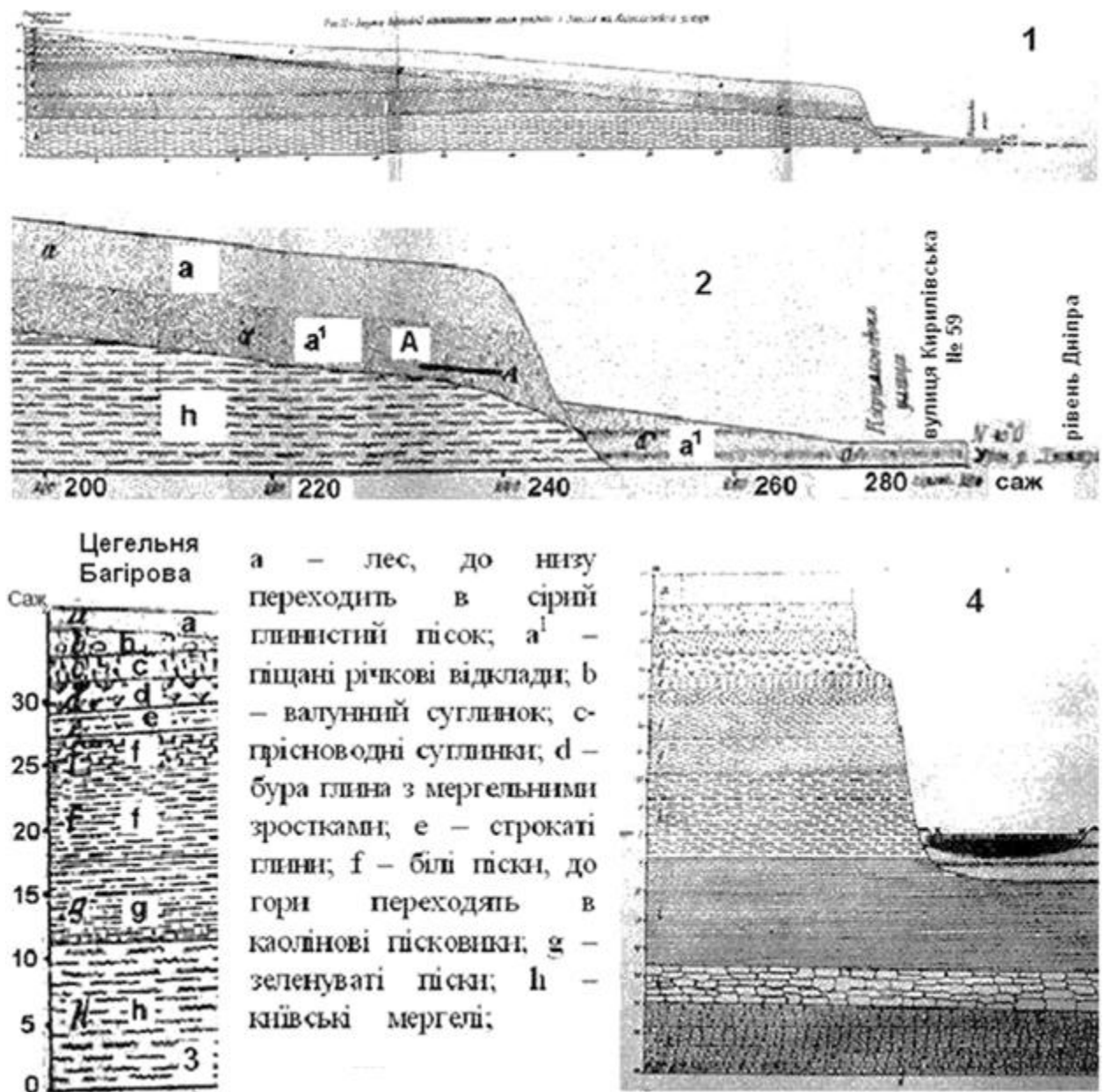


Рис. 1.1. Геологічний розріз [3-5]

Окрім піщаного горизонту, критично важливим елементом інженерно-геологічного розрізу є товща наметних валунних суглинків, які перекривають давні ерозійні поверхні та піски. В класичній геології ці утворення тривалий час беззаперечно відносили до типової морени дніпровського зледеніння, вік якої оцінюється у 130-180 тисяч років. Проте результати абсолютного

радіовуглецевого датування органічних решток та похованих ґрунтів, знайдених як під цією товщею, так і безпосередньо всередині неї, створили нездоланне хронологічне протиріччя. Датування зразків із зон контакту валунних суглинків та перекриваючих лесів уздовж долини Дніпра від Вишгорода до Канева (рис. 1.2-1.3) показало, що їхній абсолютний вік лежить у значно молодшому інтервалі - від 47 до 55 тисяч років [3-7].



Рис. 1.2 Геологічний розріз: Щекавиця – Юрківський яр –
Смородинський яр – Кирилівка

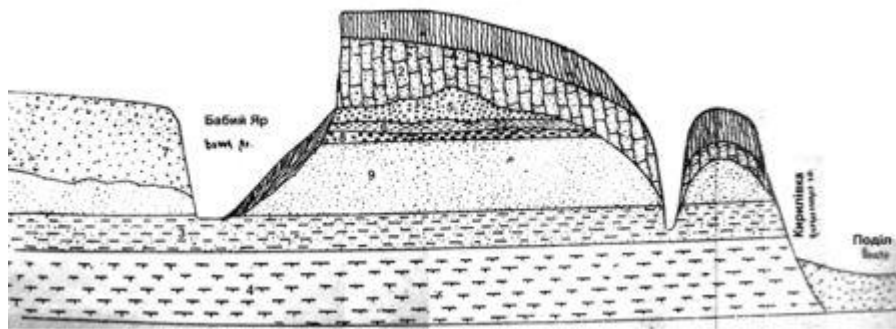


Рис. 1.3 Геологічний розріз: Бабий яр – Кирилівка

Більше того, у товщах пісків другої надзаплавної тераси систематично фіксуються органічні включення та артефакти, вік яких не перевищує 15-23 тисяч років. Ці вікові розбіжності вимагали докорінного перегляду концепцій формування рельєфу, що має безпосереднє значення для інженерної практики, оскільки від правильного розуміння генезису порід залежить точність прогнозування їхніх фізико-механічних властивостей, ступеня ущільнення та схильності до суфозійних чи тиксотропних перетворень під час втручання тунелепрохідницьких комплексів.

Сучасний аналіз морфології гігантського півовального заглиблення у правий корінний берег довжиною близько 16 кілометрів та глибиною врізання до

6 кілометрів - вказує на його катастрофічне, гідродинамічне походження. Це утворення просторово розташоване безпосередньо навпроти гирла річки Десни. Комплексні геолого-геоморфологічні дослідження, що супроводжувалися побудовою цифрових висотних моделей та бурінням, дозволили встановити, що весь Дніпровсько-Ірпінський вододіл був сформований серією катастрофічних палеоповеней, викликаних раптовими проривами гігантських прильодовикових озер. Такі високоенергетичні водно-піщані та грязьові потоки не просто акумулювали матеріал, вони діяли як колосальний ерозійний механізм, зрізаючи існуючі вододіли та формуючи глибокі палеодолини[1-4].

Для проектування гірничих робіт на відміну від спокійного озерного чи алювіального накопичення, яке формує витримані, передбачувані за потужністю та літологією пласти, відклади розроблюємої ділянки та прилеглих територій характеризуються крайньою неоднорідністю. Спостерігається яскраво виражене горизонтально-діагональне та косе шарування пісків із кутами падіння прошарків від 20 до 38 градусів, що свідчить про шалені швидкості гідродинамічних потоків та швидке заповнення ними ерозійних врізів. Ще більш небезпечним для підземного будівництва є локальна присутність у цих пісках значної кількості великоуламкового матеріалу (гальки та масивних валунів), а також лінзоподібних включень валунних суглинків та лесу. Відмічається конформне перекриття нерівностей давнього рельєфу лесовими та піщаними товщами, причому часто фіксується їхнє взаємне перемежовування, що вказує на одночасність відкладення з гетерогенної пульпи. Це означає, що при проходженні тунелю вибій може раптово переходити від стабільних суглинків до водонасичених сипучих пісків із валунами, що вимагає застосування прохідницьких щитів із ґрунтопривантаженням та потужних систем каменедроблення. Унікальним свідченням екстремальної динаміки цих процесів є зафіксовані у відслоненнях поблизу Вишгорода та Підгірців факти силової дії потоків на тогочасну денну поверхню. Спостерігаються зони колосального перемішування матеріалу товщиною понад два метри, де давні викопні ґрунти розірвані, зім'яті у складки та хаотично змішані з лесом і валунним суглинком.

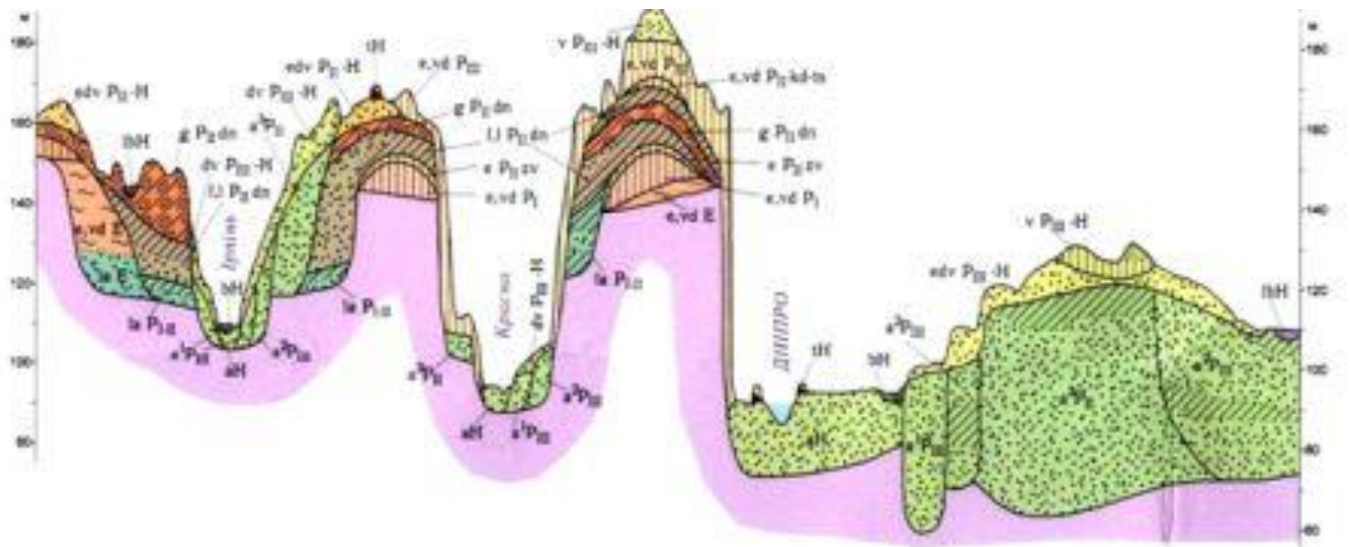


Рис. 1.3. Геологічні розтини р.Ірпінь – Дніпро (верх) та р.Красна- Дніпро, [20-22].

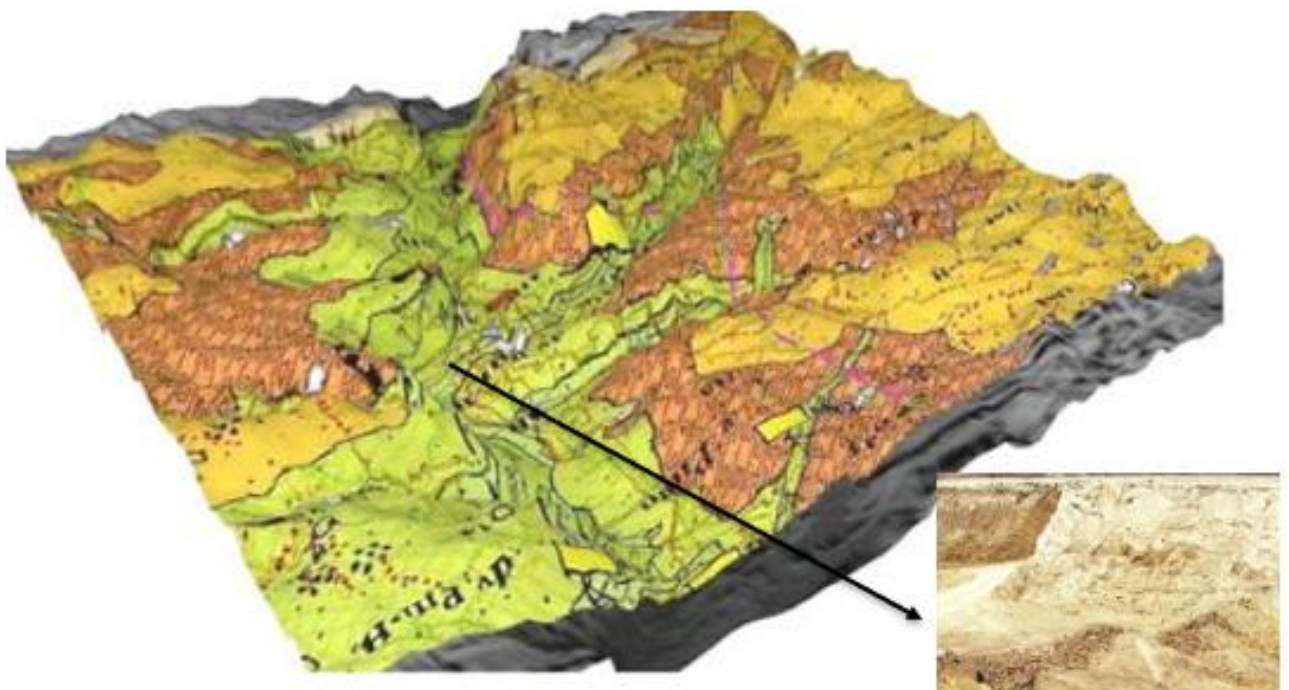


Рис. 1.4. Об'ємна модель карти четвертинних відкладів [19, 22]. та знімок стінки кар'єру

В окремих випадках зафіксовано проникнення своєрідних «язиків» водно-піщаної пульпи в товщу підстилаючих ґрунтів на глибину понад сім метрів під дією колосального гідродинамічного удару. Такі зони порушень і тектонічних мікрорзсувів у масиві є зонами критично зниженої міцності та підвищеної

водопроникності, які потребуватимуть випереджального ін'єкційного закріплення при веденні гірничих робіт.

Хронологія формування цих складних гірничо-геологічних умов розпадається на кілька етапів, кожен з яких залишив свій деструктивний слід у масиві. Перший потужний прорив, що стався близько 47,5 тисяч років тому, пробив вододіл між Дніпром та Ірпенем і залишив по собі рівномірний, але розірваний наступними ерозіями покрив валунних суглинків. Наступні катастрофічні фази, що датуються інтервалами 39-40 та 23-22 тисячі років тому, супроводжувалися транспортуванням колосальних обсягів піщаного та пілуватого (лесового) матеріалу.

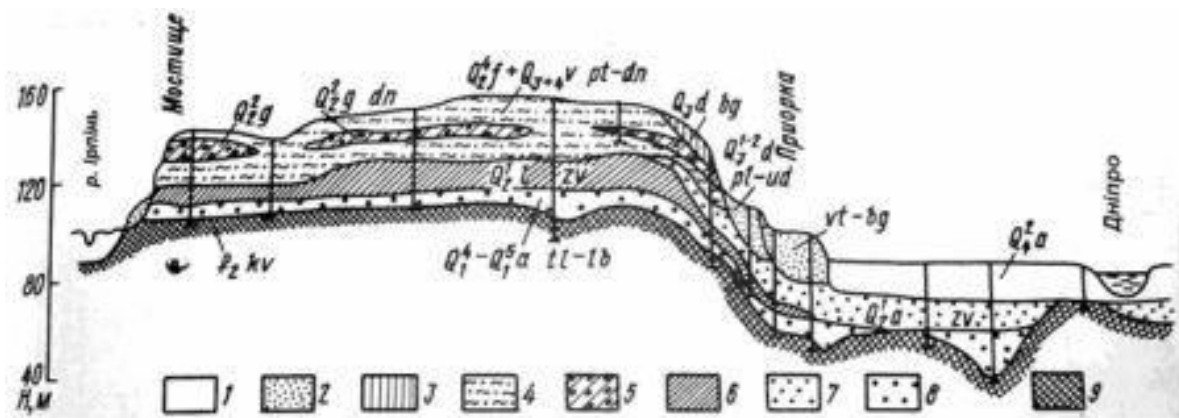


Рис. 1.5. Схематичний геологічний профіль по лінії Мостище-Приорка [6]

1 – заплава; 2 – 1-а та 2а надзаплавні тераси; 3 – делювіально-лесовидні суглинки; 4 – водно-льодовикові піщано-глинисті відклади; 5 – дніпровська морена; 6 – завадівські озерні та озерно-алювіальні відклади; 7 – ранньочетвертинні алювіальні відклади; 8 – ранньочетвертинні алювіальні відклади пра-Дніпра; 9 – відклади палеогену

Ці потоки відбивалися від лівого берега, вривалися у правий корінний берег і переливалися у долини річок Ірпінь та Либідь. Остання масштабна гідродинамічна подія, пов'язана із проривом залишків Поліського озера близько 12-13 тисяч років тому, мала переважно водно-піщаний характер і завершила формування сучасного вигляду рельєфу, заповнивши зниження діагонально-шаруватими пісками. Періоди відносної стабілізації між цими катастрофами

надійно фіксуються в масиві наявністю горизонтів похованих ґрунтів віком 11-16 та 23-29 тисяч років [1-5].

Для гірничого інженера наявність таких похованих ґрунтів є надзвичайно важливим індикатором. З одного боку, вони є чіткими маркерними горизонтами при геологічному моделюванні, а з іншого - це шари з аномально високим вмістом органіки, які можуть генерувати біогаз у підземних виробках, слугувати водопроникними шляхами для підземних вод та відзначатися вкрай низькими показниками тримальної здатності та опору зсуву. Встановлено, що переважаюча більшість піщаних масивів другої надзапальної тераси та схилів амфітеатру, які традиційно відносили до давнього алювію чи делювію, насправді є продуктами блискавичного гідродинамічного скиду, що пояснює їхню слабку ущільненість, високу пористість, наявність косої шаруватості та схильність до швидкого переходу в пливунний стан при техногенному вібраційному впливі. Таким чином, детальний аналіз модельної ділянки засвідчує, що проєктування високоточного тунельного оброблення тут має спиратися на розуміння екстремальної генетичної мінливості масиву, де чергування жорстких валунних включень, пластичних лесовидних суглинків, зон похованої органіки та водонасичених незцементованих пісків створює максимально напружені гірничо-геологічні умови, що вимагатимуть безпрецедентних заходів геотехнічної безпеки та моніторингу на всіх етапах будівництва.

2. ОБҐРУНТУВАННЯ ВИБРАНОГО НАПРЯМКУ РОБОТИ

Стрімкий розвиток сучасних урбанізованих територій та невідпинне зростання транспортних потоків у мегаполісах диктують об'єктивну необхідність масштабного освоєння підземного простору для прокладання нових ліній метрополітену, автомобільних тунелів та глибоких інженерних комунікацій. Ця стійка світова тенденція неминує призводить до того, що гірничопрхідницькі роботи дедалі частіше доводиться виконувати у вкрай несприятливих та екстремальних інженерно-геологічних умовах, серед яких найбільш небезпечним викликом є перетин водонасичених масивів пластичних та пливунних ґрунтів. Багаторічний досвід вітчизняного та закордонного підземного будівництва переконливо свідчить, що традиційні підходи до проєктування та спорудження тунелів у таких масивах часто виявляються недостатніми та призводять до серйозних аварійних ситуацій. При розкритті гірничою виробкою піщано-колоїдні та пилуваті ґрунти здатні до раптового тиксотропного розрідження під впливом динамічних навантажень від прохідницьких щитів або вібрацій від руху транспорту. Переходячи у стан в'язкої рідини з високим гідростатичним напором, активізований пливун починає здійснювати на високоточне тунельне оброблення колосальний нерозрахунковий силовий вплив. Головна небезпека полягає в тому, що класичні методи будівельної механіки підземних споруд розглядають роботу оброблення переважно як плоску контактну задачу на стиск від радіального гірничого тиску, тоді як у розрідженому пливунному середовищі на конструкцію починають діяти потужні нерівномірні виштовхувальні архімедові сили. Ці сили генерують небезпечний поздовжній згин тунельної труби, на сприйняття якого збірні залізобетонні чи чавунні кільця конструктивно не розраховані, що невідворотно призводить до розкриття чеканочних швів, руйнування болтових з'єднань у лотковій частині та катастрофічного прориву пливунних мас у внутрішній простір споруди.

З огляду на вищезазначене, першим фундаментальним вектором обраного напрямку роботи є необхідність створення та застосування точних аналітичних

математичних моделей для глибокого прогнозування складної просторової геомеханічної взаємодії тунелепрохідницького механізованого комплексу та змонтованого оброблення з дестабілізованим масивом. Використання математичного апарату дозволяє з високою інженерною точністю розрахувати баланс діючих сил: деструктивного розривного моменту, що виникає від дії виштовхувальних сил рідкого середовища, та корисного компенсуючого фронтального моменту, який формується за рахунок гідростатичного тиску пливуну на лобову частину обертового ротора щита. Саме глибоке математичне моделювання дає змогу проєктувальникам завчасно та об'єктивно визначити максимально допустиму довжину безпечної проходки в суцільному пливуні, за якої ще не відбувається критичного розкриття стиків кілець. Проте, як показують попередні аналітичні розрахунки, ця безпечна дистанція є доволі жорстко обмеженою і в реальних геологічних умовах часто виявляється значно меншою за фактичну протяжність небезпечної зони. Більше того, математичний аналіз виявляє прихований, але надзвичайно загрозливий фактор: найвища небезпека руйнування тунелю виникає не лише в активній фазі проходки, а й у перехідних зонах та під час подальшої багаторічної експлуатації, коли стабілізуючий вплив масивного металевго щита на аварійну ділянку вже відсутній. Цей парадокс безапеляційно доводить, що покладатися виключно на міцність самого оброблення та технологічні можливості прохідницького комплексу є вкрай ризиковано, що вимагає обов'язкового застосування превентивних інженерних заходів із радикальної зміни фізико-механічних властивостей самого навколишнього середовища.

Відтак, другим стратегічним вектором обраного напрямку роботи стає пошук, обґрунтування та розрахунок оптимальної технології штучного закріплення нестійких ґрунтів. Критичний огляд існуючих геотехнічних методів демонструє, що традиційні підходи мають низку суттєвих обмежень при роботі з істинними пливунами в міських умовах. Наприклад, інтенсивне примусове водозниження категорично неприйнятне, оскільки воно провокує винесення колоїдних частинок, що призводить до колосальних суфозійних осідань поверхні

та руйнування наземної інфраструктури. Метод штучного заморожування масиву, хоча і забезпечує високу міцність під час будівництва, є надзвичайно енергоємним, дорогим, несе екологічні ризики витоку холодоагентів і, головне, має лише тимчасовий ефект, який повністю зникає після відтавання порід, залишаючи експлуатаційний тунель сам на сам із загрозою пливуну. Зважаючи на ці фактори, найбільш раціональним, довговічним та надійним технологічним рішенням визнано застосування передової технології струминної цементації. Цей метод дозволяє за допомогою високонапірного струменя цементного розчину зруйнувати природну тиксотропну структуру пливуну і змішати його з в'язучим матеріалом, створюючи навколо тунелю суцільний, високоміцний та абсолютно водонепроникний ґрунтоцементний екран. Такий екран перманентно блокує гідродинамічний тиск підземних вод, перешкоджає розрідженню масиву та надійно захищає оброблення від непередбачених згинальних моментів протягом усього розрахункового терміну експлуатації споруди.

Остаточним і вкрай важливим аргументом [17-20] на користь обраного комплексного підходу є логістична та економічна доцільність. Обґрунтований у роботі метод виконання струминної цементації не з денної поверхні, де потрібне дороге холосте буріння через товщу стабільних порід та відчуження дефіцитних міських площ, а безпосередньо з підземного простору — радіальним чи віяловим способом через спеціальні отвори в самому тунельному обробленні — демонструє безпрецедентну економічну ефективність. Такий просторовий підхід дозволяє локалізувати всі ін'єкційні роботи виключно в межах критичної зони навколо виробки, кардинально знижуючи капітальні витрати на реалізацію проекту без жодних компромісів щодо рівня геотехнічної надійності. Таким чином, симбіоз точного геомеханічного моделювання напружено-деформованого стану конструкції та застосування оптимізованої підземної технології струминної цементації становить глибоко обґрунтований, інноваційний та раціональний напрямок даної випускної кваліфікаційної роботи, що повністю відповідає найвищим сучасним стандартам світового тунелебудування..

3. ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА

Головною огорожувальною конструкцією будь-якої підземної споруди є її оброблення, яке в класичній механіці підземних споруд розраховується на сприйняття тиску вміщуючого ґрунтового масиву по зовнішньому контуру переважно в поперечному напрямку, що розглядається як типова плоска контактна задача, і, зазвичай, не розраховується на значний поздовжній згинальний момент[19-21].

За умов наявності високого гідростатичного тиску таке оброблення виконується, як правило, збірним із чавунних тюбінгів або спеціальних залізобетонних елементів так званого збірного високоточного оброблення, в конструкції яких не передбачається ні влаштування спеціальних поздовжніх каналів, ні жорстке стягування самих кілець оброблення в поздовжньому напрямку. Однак, багаторічна світова та вітчизняна практика експлуатації транспортних тунелів у складних гідрогеологічних умовах, зокрема у пливунях, переконливо довела, що в низці випадків відбувається зовсім не передбачений початковим проєктом складний поздовжній згин тунельної конструкції та систематичне, прогресуюче порушення водонепроникності оброблення через чеканочні шви, болтові з'єднання та технологічні отвори для нагнітання розчинів. Такий небезпечний поздовжній згин виникає безпосередньо внаслідок потужної дії виштовхувальної (архімедової) сили в дестабілізованих та розріджених пливунних масивах. Іноді це порушення водонепроникності набуває стрімкого аварійного характеру, що супроводжується раптовим винесенням величезних об'ємів пливунних порід у внутрішньотунельний простір, як це неодноразово траплялося в історії будівництва та експлуатації глибоких метрополітенів у різних країнах світу під час ліквідації наслідків розгерметизації перегонів.

Систематичні натурні спостереження також засвідчили, що поточний ремонт оброблення із застосуванням традиційних відомих способів гідроізоляції має дуже обмежений у часі ресурс надійності, а подальша експлуатація таких транспортних тунелів без вжиття радикальних інженерних заходів, спрямованих

на повне усунення самих причин обводненості та фізичну стабілізацію масиву, неминуче може призвести до тяжких катастрофічних наслідків і повної руйнації споруди.

Однією з найважливіших обставин[18-19], що активно сприяє розвитку незворотних деформацій тунельного оброблення, є вкрай нерівномірна по контуру зміна фізико-механічних властивостей вміщуючого масиву від постійного динамічного та вібраційного впливу рухомого складу транспорту. Цей вплив яскраво виражається в інтенсивному тиксотропному розрідженні пливунного середовища, яке досягає свого максимуму саме в нижньому контурі тунелю, тобто в його лотковій частині. У результаті такої складної взаємодії жорсткого оброблення з розрідженим вміщуючим ґрунтовим масивом генерується потужний вектор невірноваженого навантаження, який і викликає прогресуючий прогин (набуття позитивної кривини) тунельної труби в просторі, що супроводжується виникненням критичних додаткових напружень у болтових з'єднаннях лоткової частини конструкції. При цьому поздовжні болтові зв'язки миттєво вступають у роботу, але виявляються навантаженими вкрай нерівномірно і нерозрахунково: найбільше руйнівне навантаження припадає приблизно на двадцять відсотків з'єднань, що розташовані безпосередньо в лотковій частині тунелю як такі, що є найбільш віддаленими від нейтральної осі поздовжнього згину конструкції. Цей геомеханічний процес логічно призводить до поступового розкриття радіальних швів високоточного оброблення та його розгерметизації, а при подальшому невідворотному зростанні згинального моменту - до фізичного зрізу та руйнування болтових з'єднань елементів оброблення.

Деталізована концептуальна схема деформації ділянки тунелю, що перетинає зону активізованого пливуну (рис. 3.1), з якого чітко видно колосальний руйнівний вплив виштовхувальної сили активізованого водонасиченого масиву на просторову цілісність оброблення тунелю. Згідно з представленою графічною моделлю, тунель, що знаходиться в стабільному ґрунтовому масиві, надійно та жорстко закріплений у ньому, і всі гірські

навантаження від вміщуючих порід розподілені по зовнішньому контуру оброблення відносно рівномірно, тобто ніяких аномальних поздовжніх деформацій не відбувається.

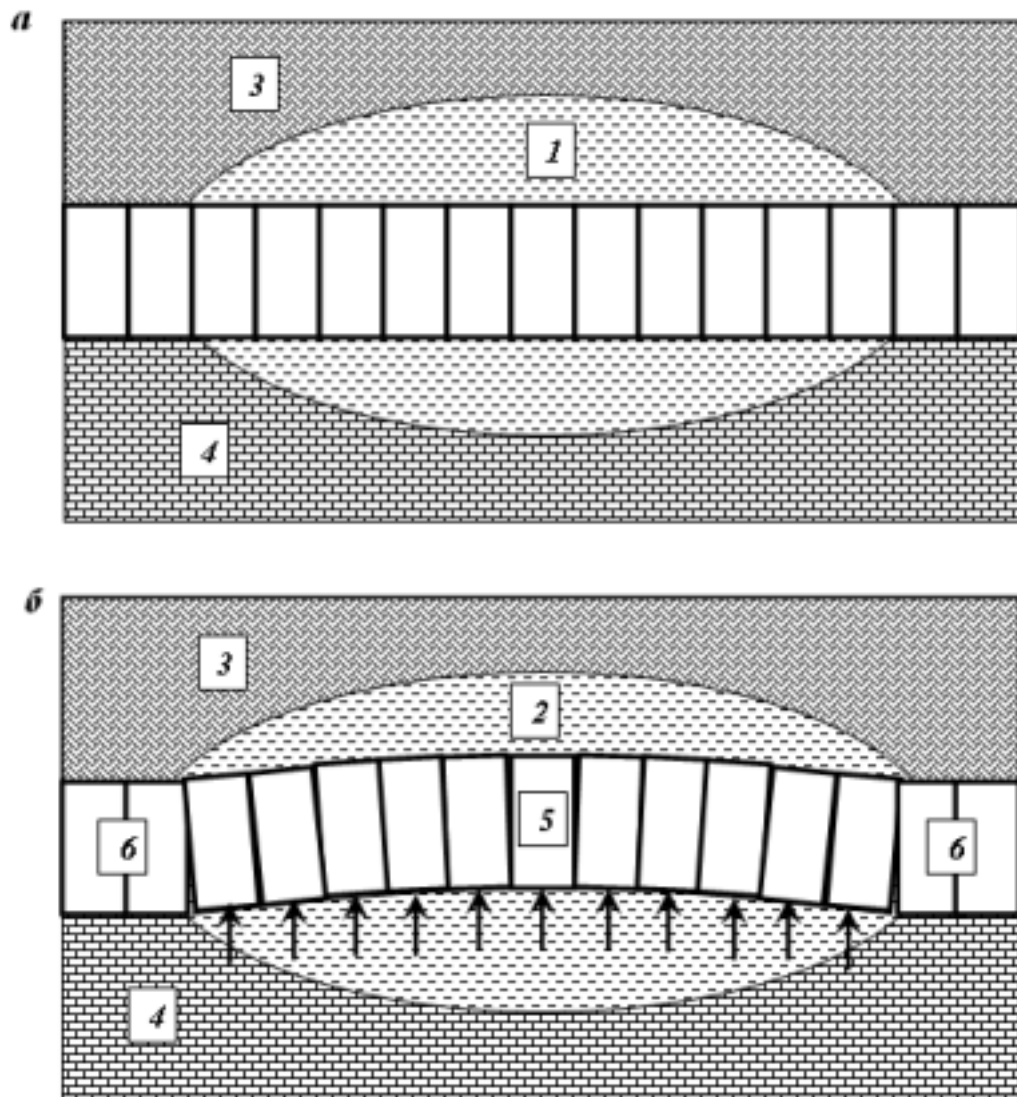


Рис. 3.1 Деформація ділянки тунелю, що перетинає активований плавун

1 - не активований плавун; 2 активований (дестабілізований) плавун; 3, 4 стабільні ґрунти, що вміщують плавун; 5 частина тунелю, деформована під впливом сили, що виштовхує активований пливун; 6 частини тунелю у стабільних ґрунтах.

Однак, при раптовій дестабілізації пливуну, діючі зовнішні навантаження на тунель стають критично нерівномірними, оскільки лише одна локальна частина тунелю опиняється в текучих пливунних ґрунтах, тоді як решта споруди продовжує перебувати в жорстких стабільних ґрунтах, фізико-механічні властивості яких залишилися незмінними. Саме в перехідній зоні, у місці перетину тунелем геологічної перешкоди у вигляді розрідженого пливуну, миттєво з'являються колосальні розтягувальні напруження, на сприйняття яких стандартне високоточне оброблення апіорі не розраховане. Це закономірно призводить до розкриття радіальних швів оброблення, а при подальшому зростанні згинального моменту - до катастрофічного руйнування з'єднань та повної розгерметизації транспортної артерії.

Наявність пливунних ґрунтів під час будь-якого підземного будівництва здатна надзвичайно ускладнити ведення всього комплексу гірничо-будівельних робіт, а іноді й викликати непередбачувані аварійні ситуації з дуже важкими або навіть екологічно катастрофічними наслідками. Пливунні масиви створюють колосальні труднощі під час проходки будівельних виробок, оскільки цей розріджений матеріал під величезним гідростатичним тиском постійно прагне повністю заповнити весь вільний вироблений простір. За умови створення ідеально замкнутого простору без можливості відтоку води пливунни теоретично можуть слугувати надійними і нестисливими основами, однак на практиці створити такий герметичний контур у підземних умовах вкрай важко. Завжди існує висока ймовірність раптового випирання пливунів з-під масивних фундаментів, що миттєво викликає масштабні зсуви, глибокі провали денної поверхні та незворотну деформацію наземних будівель і споруд.

Надзвичайно небезпечною є також будь-яка інженерна підрізка природного схилу, яка відкриває вільний вихід для розвантаження напірним пливунам. Крім того, ці ґрунти є гіперчутливими до будь-якої вібрації та динамічних ударів, навіть якщо джерело таких техногенних збурень знаходиться на значно віддалених відстанях від місця залягання самого об'єкта.

Загальний характер негативних проявів при інтенсивному механічному впливі гірничо-будівельних робіт у процесі розкриття або навіть простого наближення до пливунних об'єктів є абсолютно однаковим як у істинних, так і у псевдопливунів: вони стрімко переходять у текуче, високорухливе положення (активізуються) і під величезним тиском заповнюють порожнину розкриваючої підземної виробки або будівельного котловану, прориваючись у неї з одночасним повним руйнуванням захисної породної перемички між виробкою та самим водонасиченим об'єктом. У результаті такого раптового прориву, окрім прямого і незворотного пошкодження самого котловану або підземної виробки, на денній поверхні неминуче відбувається зсув, вкрай нерівномірна осадка земної поверхні та формування великої мульди зрушення, що становить колосальну небезпеку для цілісності та стійкості близько розташованих інфраструктурних споруд.

У світовій гірничій історії відомі численні випадки, коли під час спорудження глибоких тунелів у пливунях із застосуванням методу штучного заморожування ґрунтів на глибинах понад 80 метрів, через локальне непроморозування окремих ділянок відбувалися раптові прориви контуру. Внаслідок цього тисячі кубічних метрів розріджених пісків за лічені хвилини повністю затоплювали вже готові ділянки виробок, формуючи на поверхні глибокі провальні воронки. Не менш руйнівними є наслідки прояву пливунних властивостей під час ведення буропідривних робіт у тектонічно напружених гірських масивах, де раптові динамічні викиди пливуну здатні відкидати важку гірничопрохідницьку техніку, включаючи масивні породонавантажувальні машини вагою в десятки тонн, на значні відстані від вибою.

Значні технологічні ускладнення систематично виникають і при розкритті пливунних горизонтів розвідувальними або технологічними буровими свердловинами. При безпосередньому механічному впливі бурових робіт істинні пливуні з вибою свердловини під величезним напором стрімко спрямовуються вгору по обсадній трубі, щільно обволікають буровий снаряд і викликають його міцне прихоплення, в результаті чого в обсадних колонах утворюються щільні ґрунтові пробки, що нерідко супроводжується аварійним вибиванням самого

бурового снаряда на поверхню. Узагальнюючи вищенаведене, можна стверджувати, що будь-яке проявлення пливунності ґрунтів може безпосередньо призвести до деформації і навіть руйнування споруди, оскільки величезний тиск часто викликає викривлення стовбурів шахт, повністю руйнує кріплення підземних гірничих виробок та екстремально ускладнює весь технологічний процес проходки.

У сучасній світовій практиці високотехнологічного тунелебудування перетин небезпечних пливунних горизонтів із застосуванням традиційного попереднього штучного заморожування ґрунтів поступово, але впевнено витісняється значно більш економічними, екологічно безпечними та високопродуктивними технологіями. Ці передові методи ґрунтуються на масовому застосуванні сучасних тунелепрохідницьких механізованих комплексів (ТПМК), оснащених потужними системами активного гідропривантаження або ґрунтопривантаження вибою. Для забезпечення максимально ефективного, безаварійного управління таким складним прохідницьким комплексом виникає гостра інженерна необхідність надзвичайно надійно та з високою точністю прогнозувати геомеханічну поведінку пливунних ґрунтів безпосередньо після їхнього активного переходу зі статичного у динамічний стан в'язкої рідини, а також детально розраховувати всі силові впливи, які вони здійснюють на лобову щитову частину прохідницького комплексу. Математичний опис [5, 15-17] цього складного процесу починається з визначення просторового положення денної земної поверхні над локалізованою лінзою пливуну, яке в декартовій системі координат зазвичай описується базовою функцією:

$$z = F_0(x, y),$$

де змінна $z = F_0(x, y)$ являє собою математичну функцію, що точно описує висотне положення земної поверхні безпосередньо над виявленою лінзою водонасичених пливунних ґрунтів. Своєю чергою, розрахунковий гірничий тиск

товщі налягаючих порід на площині їхнього безпосереднього контакту з лінзою пливунів у довільній розрахунковій точці з координатами (x, y) визначається за класичною формулою геомеханіки:

$$\sigma(x, y) = [F_1(x, y) - F_0(x, y)]\gamma,$$

де $\sigma(x, y)$ - це геометрично змінна величина вертикального гірничого тиску налягаючих ґрунтів на лінзу пливунів у розрахунковій точці її верхнього контакту з поточними координатами (x, y) , виражена в Па; γ - усереднена об'ємна вага налягаючих ґрунтів масиву (Н/м³);

При повному та незворотному переході пливунного масиву в активний текучий стан, необхідний компенсуючий перевантаж гідростатичного тиску від загальної ваги налягаючих ґрунтів та будь-якого поверхневого навантаження, що розташовується на них, визначається виходячи з обов'язкового виконання умови максимізації при умові, що точка $A_i(x_i, y_i) \in S$:

$$p = [F_1(x_i, y_i) - F_0(x_i, y_i)]\gamma + q(x_i, y_i) - [Z_H - F_1(x_i, y_i)]\gamma_{пл} \rightarrow \max, A_i(x_i, y_i) \in S,$$

де p - розрахункова величина привантажу гідростатичного тиску від ваги налягаючих порід і зовнішнього поверхневого навантаження; $q(x_i, y_i)$ - розподілена вага поверхневого навантаження, що фактично знаходиться на вільній поверхні покриваючих ґрунтів у заданій точці з координатами (x_i, y_i) ; Z_H - нижня відмітка на граничній поверхні контакту лінзи пливуну та підстилаючих ґрунтів; $\gamma_{пл}$ - фактична об'ємна вага самого розрідженого пливунного ґрунту, в Ньютонах на кубічний метр; x_i, y_i - це поточні координати i -ї точки A_i всередині визначеної області впливу S .

Визначивши точну максимальну величину необхідного привантажу гідростатичного тиску, вже не становить значних математичних труднощів

визначити діюче гідростатичне тиснення на будь-якій глибинній відмітці лінзи пливунного ґрунту за допомогою лінійної залежності:

$$P = p + (z - Z_{\min}) \gamma_{pl}$$

яка є справедливою для закритого висотного інтервалу $Z_{\min} \leq z \leq Z_{\max}$.

де P - фактичне діюче гідростатичне тиснення (Па); $Z_{\min}$ - верхня відмітка на граничній поверхні контакту лінзи пливуну і покриваючих її стабільних порід; а $Z_{\max}$ - нижня відмітка на відповідній граничній поверхні між лінзою пливуну і міцними підстилаючими ґрунтами.

Наступним надзвичайно важливим етапом інженерного аналізу для проєктування є визначення безпосереднього тиску активізованих пливунних ґрунтів на металеву оболонку прохідницького щита та на змонтоване високоточне оброблення. На розрахунковій розгорнутій схемі (рис. 3.1) зазвичай дуже детально представляються ключові епюри напружено-деформованого стану масиву: епюра зміни фронтального гідростатичного тиску розрідженого пливуну P_f безпосередньо на обертовий ротор ТПМК; епюра складної зміни розрахункового розподіленого навантаження вздовж вертикальної осі ротора від тиску активного пливуну; епюра питомого навантаження, що діє безпосередньо по вертикальній осі самого металевого щита, а також епюри фактичних діючих тисків пливунних мас у верхньому склепінні та у зворотному (нижньому) склепінні тунельної конструкції. Поточним значенням тиску всередині лінзи активізованого пливуну у визначеному висотному інтервалі відміток $z_c \leq z \leq z_{oc}$ (тобто від відмітки склепіння тунелю до відмітки зворотного склепіння) строго відповідають поточні значення розрахункового розподіленого навантаження по вертикальній осі ротора, що описується диференціальною залежністю:

$$q_{\phi} = 2\gamma (P_0 + \gamma z)$$

де $y = f(z)$ - поточну ординату зовнішньої криволінійної поверхні щита, P_0 - базова величина тиску активного пливунного ґрунту безпосередньо на рівні найвищої точки (склепіння) прохідницького щита.

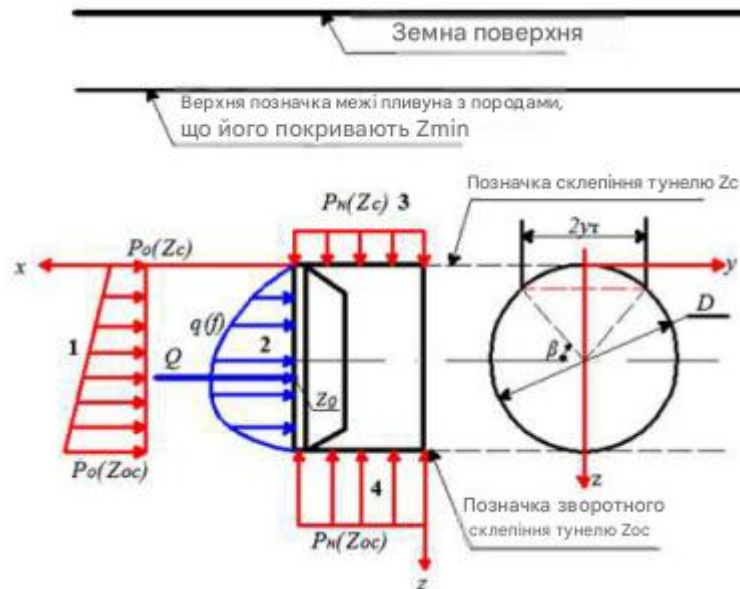


Рис 3.1 Епюра зміни фронтального тиску на ротор

Для подальшого аналітичного розв'язання цієї контактної задачі необхідно виразити значення горизонтальної координати y через центральний кут β та зовнішній діаметр щита D , а сам кут β - відповідно через діаметр щита D та поточні значення глибинної координати z . Це здійснюється за допомогою наступних тригонометричних співвідношень профілю вибою:

$$y = (D/2) \cos \beta$$

$$\beta = \arcsin \left(\frac{r - z}{r} \right) = \arcsin \left(\frac{0.5D - z}{0.5D} \right) = \arcsin \left(\frac{D - 2z}{D} \right)$$

Після послідовних математичних перетворень спочатку формули для розрахунку кута β , а потім і формули для визначення ординати y , ми отримуємо розгорнутий вираз, що повністю описує геометричну функціональну залежність кругового контуру щита:

$$y = \frac{D}{2} \cos \beta = \frac{D}{2} \cos \left[\arcsin \left(\frac{D-2z}{D} \right) \right] = \frac{D}{2} \sqrt{1 - \left(\frac{D-2z}{D} \right)^2} = \sqrt{Dz - z^2}$$

Застосувавши цей проміжний результат, ми виводимо остаточну робочу формулу для точного визначення розрахункового розподіленого навантаження вздовж вертикальної осі ротора ТПМК від гідродинамічного тиску активного пливуну, представлену як неперервну функцію від поточного значення аплікати z :

$$q_\phi = 2y(P_0 + \gamma z) = 2(P_0 + \gamma z)\sqrt{Dz - z^2}$$

Маючи у своєму розпорядженні функцію розподіленого навантаження, результуюча сумарна сила тиску розрідженого пливуну на всю площу фронтальної поверхні ротора комплексу визначається як визначений інтеграл цієї функції по всій висоті щита в межах від 0 до D , що призводить до такого розгорнутого аналітичного виразу:

$$Q = \int_0^D q_\phi dz = \int_0^D 2\sqrt{Dz - z^2} (P_0 + \gamma z) dz = 2P_0 \left[\frac{z\sqrt{Dz - z^2}}{2} - \frac{D\sqrt{Dz - z^2}}{4} - \frac{D^2 \arcsin \left(\frac{D-2z}{|D|} \right)}{8} \right]_0^D +$$

$$+ 2\gamma \left[-\frac{\sqrt{(Dz - z^2)^3}}{3} + \frac{Dz\sqrt{Dz - z^2}}{4} + \frac{D^2\sqrt{Dz - z^2}}{8} - \frac{D^3 \arcsin \left(\frac{D-2z}{|D|} \right)}{16} \right]_0^D$$

Після виконання процедури інтегрування та низки математичних перетворень проміжного виразу, ми отримуємо остаточне, придатне для інженерних розрахунків аналітичне рівняння для визначення сумарної рівнодійної сили гідростатичного тиску розрідженого пливунного ґрунту, що безпосередньо діє на фронтальну поверхню ротора прохідницького комплексу:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \left(P_0 + \frac{D\gamma}{2} \right)$$

Наступним критично важливим кроком є точне визначення геометричного місця точки прикладання цієї результуючої рівнодійної сили Q на вертикальній осі ротора ТПМК. Геометрично ця точка визначається як апліката (висотна координата) центру тяжіння площі побудованої епюри розрахункового розподіленого навантаження q_ϕ і обчислюється за класичною формулою теоретичної механіки:

$$z_Q = S_q / Q$$

де S_q позначає статичний момент площі епюри розрахункового розподіленого навантаження q_ϕ відносно базової горизонтальної осі, що відповідає нульовому значенню q_ϕ . Величина цього статичного моменту S_q обчислюється шляхом взяття визначеного інтеграла складної функції:

$$S_q = \int_0^D z q_\phi(z) dz = \int_0^D 2z \sqrt{Dz - z^2} (P_0 + \gamma z) dz$$

Після розкриття цього інтеграла та підстановки меж інтегрування отримуємо розгорнутий вираз:

$$S_q = 2P_0 \left[-\frac{\sqrt{(Dz - z^2)^3}}{3} + \frac{Dz\sqrt{Dz - z^2}}{4} - \frac{D^2\sqrt{Dz - z^2}}{8} - \frac{D^2 \arcsin\left(\frac{D-2z}{|D|}\right)}{16} \right]_0^D$$

Після виконання необхідних алгебраїчних перетворень та спрощень цього громіздкого виразу, ми отримуємо компактну формулу для статичного моменту:

$$S_q = (\pi D^3)/8 (P_0 + 5D\gamma/8)$$

Підставивши знайдене значення S_q у формулу для z_Q , ми виводимо остаточну аналітичну формулу для точного визначення геометричного місця точки прикладання рівнодійної сили на центральній вертикальній осі ротора прохідницького щита:

$$z_Q = \frac{D (P_0 + \frac{5}{8} D \gamma)}{2P_0 + D \gamma}$$

Переходячи до створення адекватних математичних моделей силової взаємодії текучих пливунних ґрунтів безпосередньо з металевою конструкцією щита комплексу та змонтованим тунельним обробленням, необхідно врахувати, що на щит або оброблення, які повністю або частково знаходяться у середовищі активізованого (дестабілізованого) пливуну, постійно діє потужна архімедова виштовхувальна сила. Інтенсивність цієї виштовхувальної сили визначається за формулою:

$$q_{bc} = \frac{\pi D^2 \cdot \rho_{pl} \cdot g}{4 \cdot 1000}$$

де q_{bc} вимірюється в кілоньютонах на метр (кН/м); ρ_{pl} - фактична густина розрідженого пливунного ґрунту, що визначається лабораторним шляхом і вимірюється в кілограмах на кубічний метр (кг/м³); g - константа прискорення вільного падіння, що приймається рівною 9,81 м/с².

Згідно з принципами статyki, цій потужній виштовхувальній силі завжди протидіє сумарна гравітаційна вага самого прохідницького щита, змонтованого залізобетонного чи чавунного оброблення, а також усього технологічного обладнання, що розміщується всередині них на поточний момент проходки. У результаті взаємодії цих протилежно спрямованих сил, фактична розподілена

вертикальна навантаження, що діє по всій поздовжній довжині щита та оброблення, визначається як алгебраїчна різниця за формулою:

$$q_i = q_{bc} - G_i / \Delta l_i$$

де q_i вимірюється в кН/м; G_i позначає сумарну розрахункову масу щита або секції оброблення разом із розташованим там технологічним обладнанням на конкретній i -й ділянці споруди; Δl_i - фактична просторова протяжність цієї i -ї розрахункової ділянки щита або оброблення. Величина Δl_i геометрично визначається як:

$$\Delta l_i = l_i - l_{i-1}$$

де l_i - це точна геометрична відстань межі i -ї ділянки щита або змонтованого оброблення від площини зовнішньої поверхні ротора ТПМК, виражена в метрах.

Для наочності аналізу, на розрахунковій схемі (рис. 3.2) детально представлені всі вектори навантажень, що діють на металевий корпус щита ТПМК та на збірне тунельне оброблення. Сформована вертикальна поздовжня розподілена навантаження логічно створює потужний згинальний момент M_p навколо умовної шарнірної точки А (яка зазвичай знаходиться у верхньому склепінні), і цей критичний момент прагне фізично розірвати жорстке кільце тунельного оброблення по лінії ВА (по діаметральній площині). Абсолютне числове значення цього деструктивного згинального моменту надійно визначається за формулою будівельної механіки:

$$M_p = q_1 \cdot \frac{l_1^2}{2} + q_2 \cdot \frac{(l_2^2 - l_1^2)}{2} + \dots + q_n \cdot \frac{(l_n^2 - l_{n-1}^2)}{2}$$

Однак цьому розривному моменту протидіє інший силовий фактор: згинальний момент, що виникає під несиметричним (відносно горизонтальної осі щита) впливом колосальних сил гідростатичного тиску розрідженої маси на фронтальну поверхню обертового щита. Цей компенсуючий момент активно перешкоджає розриву стиків кілець оброблення. Максимальна інтенсивність його корисної протидії розривному моменту виштовхувальних сил рідкого середовища активного пливуну визначається шляхом інтегрування розподіленого навантаження:

$$M_{\phi} = \int_0^D q_{\phi}(z) z dz = \int_0^D 2\sqrt{(Dz - z^2)} \cdot (P_0 + \gamma z) z dz = 2 \left[\sqrt{Dz - z^2} \left(\frac{DP_0 z}{4} + 5 \frac{D^3 \gamma z}{32} - \frac{D^2 P_0}{8} - \right. \right. \\ \left. \left. - 5 \frac{D^3 \gamma}{64} \right) - \sqrt{(Dz - z^2)^3} \left(\frac{\gamma z}{4} + \frac{P_0}{3} + 5 \frac{D\gamma}{24} \right) - \left(\frac{D^3 P_0}{16} + 5 \frac{D^4 \gamma}{128} \right) \arcsin \left(\frac{D - 2z}{|D|} \right) \right]$$

Після виконання складної процедури інтегрування та подальших алгебраїчних перетворень і скорочень, ми отримуємо фінальне, елегантне рівняння для компенсуючого моменту:

$$M_{\phi} = \frac{\pi D^3}{8} \cdot \left(P_0 + \frac{5D\gamma}{8} \right)$$

Варто зазначити фундаментальний факт: сам по собі згинальний момент M_{ϕ} фізично не здатен самотійно розірвати кільця залізобетонного чи чавунного оброблення. Це пояснюється тим, що геометричне місце прикладання результуючої сили фронтального тиску пливуну на ротор завжди, за будь-яких умов, знаходиться на вертикальній осі ротора в суворо обмеженому інтервалі відміток: $0,5D \leq z_Q \leq 0,625D$. Отже, цей фронтальний момент конструктивно гасить негативну руйнівну дію розривного моменту виштовхувальних сил M_p і досягає свого абсолютного максимального розрахункового значення в момент потенційного початку розриву суцільності болтового з'єднання суміжних кілець оброблення у нижній точці В (в лотку тунелю).

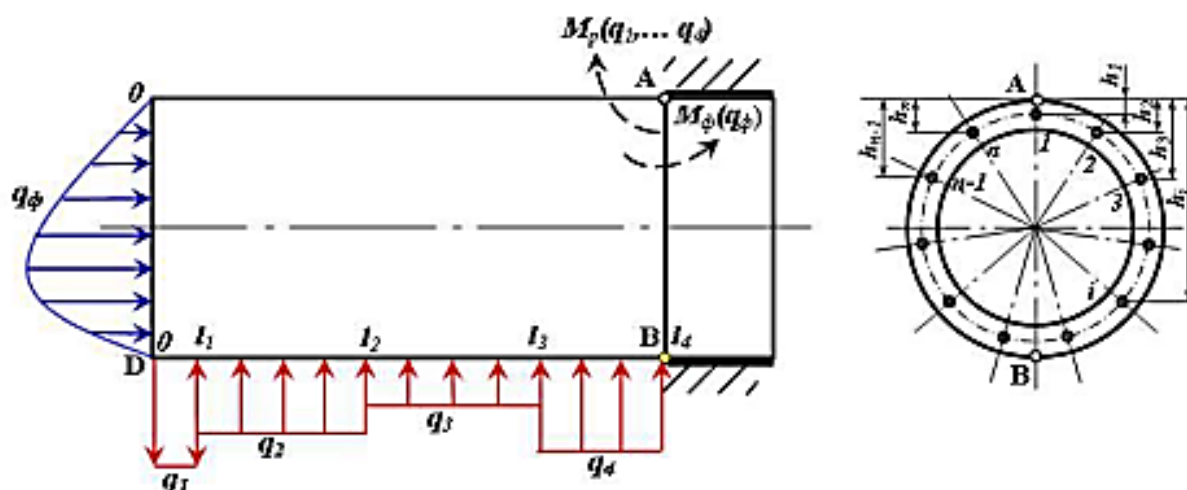


Рис. 3.2 Схема розподілених навантажень на щит

З цього геомеханічного аналізу безапеляційно випливає, що головною і необхідною умовою забезпечення повної збереженості та цілісності високоточного оброблення на аварійно-небезпечній ділянці транспортного тунелю, який перетинає зону активізованого водонасиченого пливуну, є суворе дотримання базової нерівності моментів:

$$M_{\phi} > M_p$$

Тільки за умови безумовного дотримання цієї розрахункової нерівності в досліджуваному болтовому або фрикційному з'єднанні суміжних кілець оброблення по всьому їхньому периметру здійснюється надійне, щільне притискання їхніх торцевих поверхонь одна до одної, що гарантує збереження проєктної водонепроникності конструкції та унеможливорює прорив пливунних мас усередину діючого чи споруджуваного тунелю.

Подальший аналіз складної геомеханічної взаємодії активних водонасичених пливунів із лобовою щитовою частиною тунелепрохідницького механізованого комплексу та змонтованим високоточним обробленням вимагає ретельного аналізу всіх діючих зусиль. Потужна виштовхувальна сила, що безперервно впливає на масивний металевий щит прохідницького комплексу та залізобетонне чи чавунне оброблення транспортного тунелю, зумовлена

безпосередньою дією архімедових сил з боку навколишнього середовища активізованого, розрідженого пливуну. Абсолютна величина цієї критичної для загальної стійкості споруди сили математично залежить виключно від зовнішніх габаритних діаметрів прохідницького щита та змонтованого оброблення, а також від фактичної густини навколишнього пливунного середовища. Характер зміни питомої виштовхувальної сили зі стрімким зростанням густини пливунного середовища при двох фіксованих зовнішніх діаметрах прохідницьких щитів наочно та детально представлено на відповідному розрахунковому графіку (рис. 3.3).

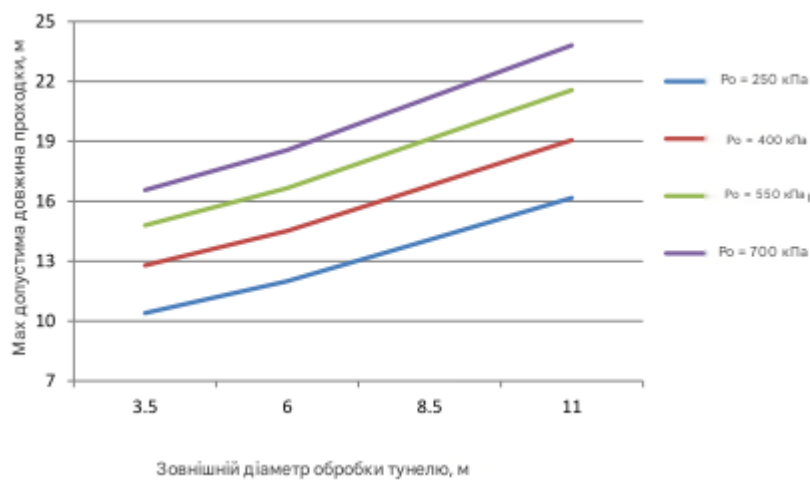


Рис 3.3 Залежності зміни протяжності довжин безпечної зони за межу щита від діаметра обробки та величини привантаження

З об'єктивного аналізу цього графіка абсолютно чітко видно, що з поступовим збільшенням фактичної густини пливунного ґрунту закономірно відбувається і лінійне збільшення питомої виштовхувальної сили, що діє на підземну конструкцію. Для конкретного прикладу, при зовнішньому діаметрі тунельного оброблення 5,9 метра ця виштовхувальна архімедова сила в середньому зростає на 27 кН при збільшенні густини пливуну на кожні 100 кг/м^3 , тоді як при дещо більшому діаметрі у 6,2 метра цей крок інтенсивності зростання становить уже 30 кН. При цьому, за умови однакового розрахункового значення густини пливунного ґрунту та відносно невеликій різниці в зовнішньому діаметрі оброблення всього у 0,3 метра, питома виштовхувальна сила на 1 метр

поздовжньої довжини прохідницького щита суттєво коливається в широких межах від 50 до 65 кН, що вимагає обов'язкового врахування при виконанні розрахунків міцності та стійкості.

Природною стабілізуючою протидією цій колосальній виштовхувальній силі виступають сумарна гравітаційна вага самого прохідницького металевого щита, вага змонтованого високоточного оброблення, а також загальна маса всього технологічного обладнання, допоміжних гідравлічних механізмів та будівельних матеріалів, що тимчасово або постійно розташовуються всередині них під час ведення гірничих робіт. Усі ці перелічені гравітаційні навантаження рівномірно діють по всій робочій довжині щита та спорудженого тунелю і завжди спрямовані строго перпендикулярно до їхньої центральної поздовжньої осі. З іншого боку, фронтальний силовий вплив гідростатичного тиску середовища активізованого пливуну безпосередньо на роторний торець прохідницького щита залежить від складного сукупного впливу значно більшої кількості змінних геотехнічних факторів. До цих визначальних факторів, зокрема, належать: загальний рівень тиску в середовищі активізованого пливуну, який об'єктивно зумовлений зовнішніми навантаженнями від привантажу налягаючими гірськими породами, а також від маси розташованих на денній поверхні інфраструктурних будівель та споруд; фактична густина активізованого водонасиченого масиву; та робочий діаметр самого щита. Під безпосереднім впливом цих сил фронтального тиску розрідженого середовища в конструкції закономірно виникає компенсуючий фронтальний момент, який ефективно протидіє деструктивному розривному впливу поздовжніх виштовхувальних сил на оброблення. Математичні залежності зміни величини (рис. 3.4) цього фронтального моменту від поточної густини та початкового гідростатичного тиску середовища (зафіксованого розрахунком на рівні верхнього склепіння щита). З наведеного графіка очевидно простежується надзвичайно великий та критичний вплив саме початкового тиску на кінцеву величину розрахункового фронтального моменту: так, зі зростанням зовнішнього тиску середовища всього на 50 кПа, загальна величина корисного фронтального моменту стрімко та

стрибоподібно зростає в середньому на 14000 кН·м, що значно підвищує загальну просторову стійкість системи.

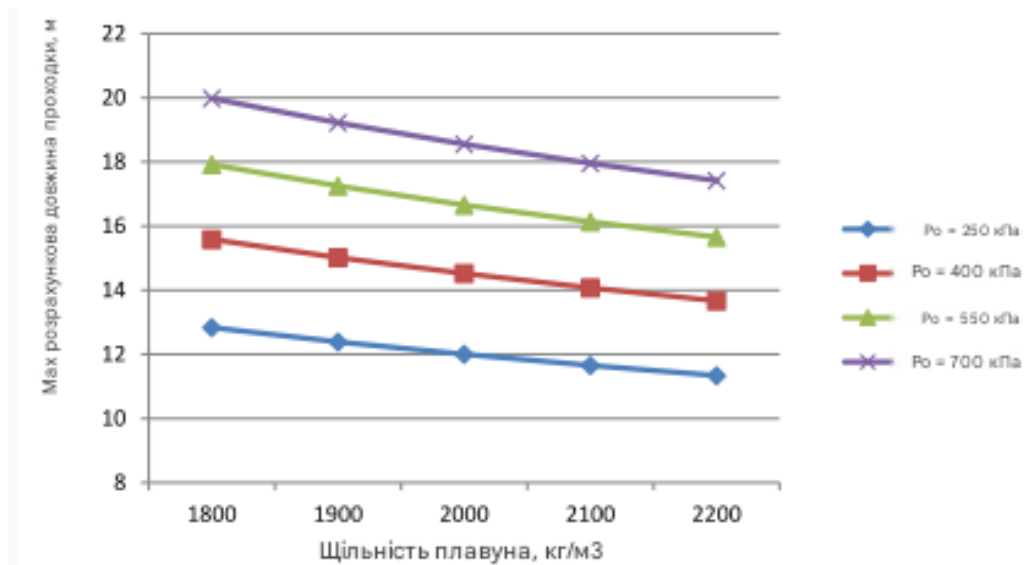


Рис. 3.4 Залежність зміни протяжності довжин безпечної зони за межу щита від щільності плавуну та величини привантаження (при $D=6\text{м}$)

Для комплексного розуміння цих небезпечних геомеханічних процесів, на наступній розрахунковій схемі (рис. 3.5) представлена деталізована модель тунелепрохідницького комплексу з побудованими епюрами всіх діючих поздовжніх навантажень та згинальних моментів: компенсуючого фронтального моменту, розподіленого вертикального навантаження та деструктивного розривного моменту. У нижній частині цього ж рисунка наведена підсумкова епюра сумарного силового впливу фронтального та розривного моментів. Згідно з отриманими в результаті моделювання даними, у нижній епюрі сумарної дії цих двох моментів яскраво виділяється специфічна негативна область, яка просторово відповідає тій безпечній поздовжній протяжності металевго щита та змонтованого тунелю, в оболонці та в круговому обробленні яких повністю відсутні небезпечні розривні розтягувальні напруження. Це фізично означає, що на цій специфічній безпечній довжині кільця оброблення надійно та рівномірно обжаті по всьому своєму колу, як і поздовжній корпус щита та саме оброблення.

Однак, одразу за межами цього безпечного відрізка по контуру кілець оброблення неминує і невідворотно починають інтенсивно розвиватися необжиті зони розтягування, що призводить до деформації та розкриття стиків і веде до катастрофічного прориву пливунних мас у внутрішній простір тунелю.

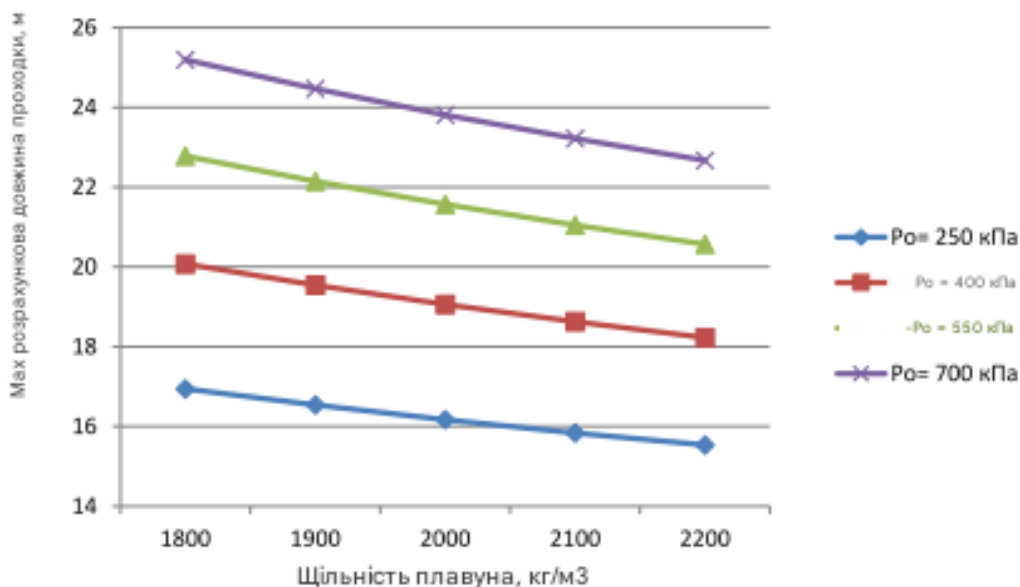


Рис. 3.5 Залежність зміни протяжності довжин безпечної зони за межу щита від щільності пливуну та величини привантаження (при $D=11\text{ м}$)

Для об'єктивної оцінки цих ризиків на серії графіків (рис. 3.3 – 3.5) наведені складні залежності зміни допустимої протяжності безпечної зони (виходячи з жорстких інженерних умов недопущення розриву стиків кілець оброблення) безпосередньо за межами хвостової частини щита. Представлені графіки залежності зміни максимально допустимої розрахункової довжини проходки в суцільному пливунному масиві без ризику його аварійного прориву в тунель переконливо показують, що з пропорційним збільшенням зовнішнього діаметра оброблення тунелю на 2,5 метра, за умови незмінної постійної густини пливунних ґрунтів, ця розрахункова безпечна довжина проходки в середньому збільшується на 2–2,2 метра. Водночас можна чітко помітити й іншу важливу закономірність: при суттєвому збільшенні фактичної густини пливунного масиву від 1800 до 2200 кг/м^3 , загальна просторова протяжність безпечної зони за

межами прохідницького щита, навпаки, суттєво зменшується пропорційно до зростання густини середовища. Суто теоретично, як логічно випливає з глибокого аналізу цих графіків, максимальна довжина безпечного подолання суцільного потужного пливуну без катастрофічного порушення цілісності оброблення може бути досить великою, і це технологічно забезпечується саме сприятливим позитивним ефектом фронтального моменту, який надійно компенсує весь негативний вплив розривного моменту. Однак, найвизначнішим і найтривожнішим інженерним висновком є те, що після успішного подолання небезпечної ділянки пливуну і входження тунелепрохідницького комплексу у тверді стабільні породи, колосальна виштовхувальна сила в перехідній геологічній зоні миттєво створює критичні нерозрахункові умови для порушення суцільності стиків високоточного оброблення та подальшого прориву пливуну в тунель. Іншими словами, виникає парадоксальна ситуація, коли головна небезпека руйнування оброблення з'являється вже не стільки в активний період самої проходки цієї складної ділянки, скільки в довгостроковий період постійної експлуатації готового тунелю. З цього фундаментального висновку беззаперечно випливає гостра, критична та невідкладна необхідність ретельного пошуку, розробки та впровадження спеціальних, радикальних інженерних заходів і конструктивних рішень, які були б здатні гарантовано забезпечити абсолютну механічну безпеку та стійку роботу транспортного тунелю на весь запланований період його майбутньої експлуатації в таких надскладних геотехнічних умовах.

У сучасній світовій практиці вітчизняного та міжнародного тунельного будівництва дедалі більший обсяг гірничопрохідницьких робіт доводиться виконувати у вкрай складних та непередбачуваних інженерно-геологічних умовах. Загальний ступінь складності цих умов здебільшого визначається та лімітується високим рівнем водонасиченості ґрунтових масивів та їхньою критично низькою природною стійкістю під час безпосереднього розкриття підземною гірничою виробкою. Найбільш екстремальні та небезпечні умови закономірно виникають під час спорудження транспортних або комунальних тунелів у нестійких водоносних ґрунтах, до яких належать різноманітні типи

пливунів, а також у масивах м'яких високопластичних глин, коли технологічно абсолютно неможливо оголити вибій виробки навіть на мінімально незначній площі без ризику миттєвого вивалу або катастрофічного прориву мас. У таких жорстких геотехнічних умовах навіть застосування спеціалізованого прохідницького металевого щита як основного та єдиного засобу тимчасового кріплення виявляється об'єктивно не в змозі самотійно забезпечити необхідну стійкість вибою та гарантувати належну безпеку ведення всього комплексу прохідницьких робіт. Ще більшою мірою це складне інженерне завдання ускладнюється, коли проходка в таких нестабільних середовищах здійснюється для тунелів мілкого закладення, що просторово розташовуються в умовах щільної міської забудови в безпосередній близькості від фундаментів існуючих будівель і капітальних споруд, розгалуженої мережі підземних інженерних комунікацій, дна природних водотоків або під час перетину жвавих ліній магістральних залізниць чи автомобільних доріг. За таких критичних обставин ведення проходки тунелю без додаткових превентивних заходів може неминуче спричинити масштабні зрушення ґрунтового масиву, що оточує виробку, глибокі провальні осадки денної поверхні землі і, як прямий наслідок, незворотні деформації та руйнування наземних будівель, залізничних колій, автодорожнього полотна, а також виведення з ладу життєво важливих підземних комунікацій, що в підсумку призводить до серйозного порушення нормальної життєдіяльності всього урбанізованого середовища.

Усі ці супутні фактори ризику у світовій практиці будівництва підземних споруд у складних геологічних та гідрогеологічних умовах безапеляційно призводять до жорсткої необхідності обов'язкового виконання різного роду спеціальних інженерних заходів та застосування передових технічних прийомів, які мають здійснюватися або завчасно, ще до початку проходки, або безпосередньо в процесі спорудження тунелю. Сукупність саме таких превентивних та оперативних заходів і технологічних прийомів становить фундаментальну основу спеціальних способів спорудження тунелів. Безпосередня боротьба з пливунними проявами є надзвичайно складним

інженерним завданням, і далеко не завжди застосовані стандартні заходи дають бажані стовідсоткові результати. У процесі обґрунтованого вибору оптимального методу боротьби найважливіше, вирішальне значення має точне визначення конкретного генетичного виду пливуну. Концептуально всі відомі сучасні способи стабілізації пливунних масивів можна класифікувати та розділити на три великі групи. Перша група включає штучне водозниження та осушення пливунних порід безпосередньо в період ведення будівництва, що реалізується через відкрите відкачування води з котлованів, застосування систем голкофільтрів та глибинних насосів. Друга група базується на фізичному огороженні пливунних мас шляхом створення суцільних шпунтових стінок. Третя, найбільш високотехнологічна група, передбачає штучне закріплення пливунів шляхом цілеспрямованої зміни їхніх фізико-механічних властивостей за допомогою хімічної силікатизації, цементації або термічного заморожування. Для подолання псевдопливунів (або несправжніх пливунів) є цілком застосовними практично всі перелічені вище способи боротьби, оскільки їхня текучість зумовлена виключно гідродинамічним тиском вільної води. Натомість у боротьбі з істинними (активними) пливунами, які характеризуються наявністю колоїдних зв'язків та небезпечною тиксотропією, ефективно можна використовувати лише методи жорсткого огороження, штучного заморожування та сучасної струминної цементації.

Варто детальніше розглянути обмеження кожного з методів. Осушуваність масивів за допомогою примусового видалення води завжди має суто тимчасовий характер, оскільки таке штучне осушення виконується виключно на період безпосереднього виконання будівельно-монтажних робіт. Більше того, цей традиційний метод категорично неможливо і вкрай небезпечно застосовувати для стабілізації істинних пливунів, оскільки хімічно зв'язана вода, що в них міститься, інтенсивно видаляється насосами разом із найдрібнішими частинками самого ґрунту, що неминуче викликає катастрофічну суфозійну осадку вищезалягаючих порід та денної поверхні по всій площі розповсюдження пливунного об'єкта. Метод механічного кріплення пливунних ґрунтів шляхом

створення суцільних шпунтових огорожень є технічно застосовним лише за умови порівняно невеликої глибини залягання таких несприятливих горизонтів, оскільки занурення шпунтового ряду на глибину понад двадцять п'ять метрів становить значні технічні труднощі. Традиційно шпунтове огороження широко застосовують переважно під час розкриття пливунів відкритими котлованами та траншеями. Для реалізації цього інженерного захисту навколо майбутньої виїмки щільно забивають дерев'яні (дозволяють заглибитися лише на 4–5 метрів), масивні залізобетонні або спеціальні металеві шпунти, які формують суцільний паркан глибиною іноді понад двадцять метрів, що ізолює виїмку від пливунів. Цей метод забезпечує лише тимчасову просторову фіксацію ґрунтів у період зведення об'єктів, так само як і метод штучного заморожування. Спосіб штучного заморожування є універсальним для обох типів пливунів і виконує функцію надання масиву тимчасової високої міцності та водонепроникності. Для його реалізації по контуру бурять мережу заморожувачих колонок, у які під тиском нагнітають сильно охолоджений розчин хлористого кальцію, в результаті чого навколо кожної свердловини утворюється зона промерзання порід з температурою від мінус двадцяти до мінус тридцяти двох градусів.

До методів тривалої, постійної фіксації ґрунтів належать методи попередньої цементації та силікатизації, які незворотно збільшують механічну міцність гірських порід, роблячи їх стійкішими, і рекомендуються при роботі з псевдопливунами. Силікатизація є технологічним процесом нагнітання в пори розчину рідкого скла, що можливо лише при достатньо високій водопроникності масивів. Цей метод вимагає значних фінансових витрат, проте відзначається високою ефективністю. Абсолютно універсальною та застосовною до всіх типів пливунних ґрунтів є передова технологія зведення стіни в ґрунті за допомогою методу струминної цементації. Технологія струминної цементації ґрунтів (Jet Grouting) історично з'явилася практично одночасно в Японії, Італії та Англії і завдяки своїй феноменальній ефективності протягом останнього десятиліття миттєво поширилася по всьому світу. Фізична сутність цієї технології полягає у цілеспрямованому використанні колосальної кінетичної енергії високонапірного

струменя цементного розчину для інтенсивного руйнування природної структури ґрунту і його одночасного перемішування з цим же розчином безпосередньо в масиві в режимі «mix-in-place». Після твердіння утворюється новий матеріал - ґрунтобетон, який володіє надзвичайно високими характеристиками міцності та деформативності. У порівнянні з традиційними технологіями ін'єкційного закріплення, струминна цементация дозволяє успішно укріплювати практично весь діапазон ґрунтів - від гравійних відкладів до дрібнодисперсних глин та мулів. Важливою перевагою є надзвичайно висока прогнозованість результатів, що дає можливість ще на етапі проєктування точно розрахувати геометрію та міцність створюваної конструкції. Область практичного застосування технології охоплює: капітальне укріплення слабких ґрунтів під час будівництва тунелів; надійне огороження котлованів; влаштування протифільтраційних завіс; посилення існуючих фундаментів під час реконструкції; укріплення основ плитних фундаментів; підвищення стійкості схилів; заповнення карстових порожнин. Переваги технології включають високу швидкість спорудження ґрунтоцементних паль та можливість виконання робіт у вкрай стиснених умовах (у підвалах, поблизу існуючих будівель, на відкосах). У таких випадках на об'єкті встановлюється лише малогабаритна бурова установка, а ін'єкційний комплекс розміщується на віддаленому майданчику. Відсутній негативний вплив на фундаменти сусідніх будівель, оскільки влаштування паль виконується щадним обертальним бурінням. Маленький діаметр лідерної свердловини (наприклад, 112 міліметрів) дозволяє виконувати масивні палі діаметром від 500 до 2000 міліметрів.

Процес влаштування ґрунтоцементних паль (Jet-паль) завжди виконується у два етапи - у процесі прямого та зворотного ходу бурової колони. Під час прямого ходу виконують буріння лідерної свердловини до проєктної відмітки. У процесі зворотного ходу в сопла монітора на нижньому кінці колони під високим тиском подають цементний розчин і починають підйом колони з одночасним її обертанням. Існує три основні різновиди технології. Однокомпонентна технологія (Jet1) здійснює руйнування ґрунту моноструменем цементного

розчину під тиском 400–500 атмосфер. Вона найпростіша, вимагає мінімального комплексу обладнання, але діаметр паль є найменшим (у глинах до 600 мм, у пісках 700–800 мм). Двокомпонентна технологія (Jet2) використовує додаткову енергію стисненого повітря для збільшення довжини водоцементного струменя. Для їх роздільної подачі застосовують подвійні порожнисті штанги, що дозволяє досягати діаметра 1200 мм у глинах та 1500 мм у пісках. Трикомпонентна технологія (Jet3) відрізняється тим, що водоповітряний струмінь використовується виключно для розмиву ґрунту та утворення порожнин, які потім заповнюються цементним розчином, утворюючи колони з чистого цементного каменю. Недоліком є складність схеми та потреба у потрійних штангах, проте діаметр може сягати 2500 мм. Міцність ґрунтоцементу на стиск у піщаних ґрунтах становить 5–10 МПа, у глинистих - 2–4 МПа, а для вищих значень використовують підвищену витрату цементу до повного заміщення ґрунту. Мінімальний комплект обладнання для варіанта Jet1 включає цементувальний насос високого тиску, міксерну станцію, бурову установку та силос для цементу. Для Jet2 додатково потрібен компресор, а для Jet3 - компресор та другий насос. Міксерна станція повинна мати продуктивність 10–20 кубічних метрів на годину.

Підсумовуючи результати комплексних досліджень, викладені у даному розділі, можна зробити обґрунтований висновок, що сучасне підземне будівництво в умовах щільної урбанізованої забудови стикається з безпрецедентними геотехнічними викликами, серед яких найбільш критичним та небезпечним є перетин водонасичених масивів пластичних та пливунних ґрунтів. Детальний інженерно-геологічний аналіз фізико-механічних властивостей цих специфічних утворень доводить, що їхня природна здатність до раптового тиксотропного розрідження під дією зовнішніх техногенних вібрацій та динамічних навантажень від різального інструменту прохідницьких комплексів або рухомого складу транспорту створює колосальну загрозу для просторової цілісності підземних споруд. Традиційні підходи до проєктування огорожувальних конструкцій, які розглядають взаємодію масиву та кріплення

переважно як плоску контактну задачу, виявляються абсолютно недостатніми, оскільки активізований пливун, що перейшов у стан в'язкої рідини, генерує надзвичайно потужні нерівномірні виштовхувальні архімедові сили. Ці некомпенсовані сили провокують небезпечний та непередбачений проєктом поздовжній згин тунельної труби, що закономірно і неминуче призводить до розкриття радіальних чеканочних швів високоточного оброблення, фізичного руйнування несучих болтових з'єднань у лотковій частині, повної втрати герметичності та подальшого катастрофічного прориву розріджених мас у внутрішній експлуатаційний простір транспортної артерії.

Для запобігання подібним аварійним ситуаціям надзвичайно важливим етапом проєктування є обов'язкове застосування розроблених аналітичних математичних моделей, які дозволяють з високою інженерною точністю прогнозувати складну силову взаємодію розрідженого пливунного середовища з лобовою частиною сучасного тунелепрохідницького механізованого комплексу (ТПМК) та вже змонтованим залізобетонним чи чавунним обробленням. Виконані теоретичні інтегральні розрахунки та побудовані на їхній основі розгорнуті епюри напружено-деформованого стану переконливо свідчать, що ключовою і фундаментальною умовою збереження геомеханічної стабільності є забезпечення суворого математичного балансу між деструктивним розривним моментом поздовжніх виштовхувальних сил та компенсуючим фронтальним моментом, що виникає від гідростатичного тиску середовища на обертовий ротор щита. Особливої уваги та детального вивчення заслуговує той доведений аналітичним шляхом факт, що максимальна небезпека руйнування суцільності тунельного оброблення виникає не лише в активний період безпосередньої проходки суцільного пливунного горизонту, а здебільшого в перехідних зонах — у момент виходу тунелю зі стабільних міцних порід у текучі пливунні, а також під час подальшої багаторічної стадії експлуатації споруди, коли сприятливий компенсуючий силовий вплив важкого металевого щита вже фізично відсутній на аварійній ділянці.

З огляду на виявлені математичні закономірності розвитку деформацій та чітко встановлені ризики незворотної втрати стійкості високоточного оброблення, об'єктивно виникає гостра, життєво важлива необхідність у застосуванні спеціальних, радикальних методів інженерної підготовки та попередньої стабілізації насколотунельного ґрунтового масиву. Критичний аналіз існуючих світових технологій закріплення переконливо засвідчив, що традиційні методи примусового водозниження чи тимчасового штучного заморожування часто є або технологічно неприйнятними для істинних тиксотропних пливунів через ризик колосальних суфозійних осідань поверхні, або економічно недоцільними для забезпечення довгострокової конструктивної безпеки. Натомість найбільш універсальним, надійним та високопрогнозованим інструментом докорінної нейтралізації пливунних властивостей ґрунтів у сучасній геотехніці визнано технологію струминної цементації (Jet Grouting). Її широке практичне застосування дозволяє створювати масивні, міцні та абсолютно водонепроникні ґрунтоцементні екрани і палі безпосередньо в зоні ведення гірничопрохідницьких робіт, що ефективно і назавжди блокує гідродинамічний тиск підземних вод, повністю унеможливорює тиксотропні перетворення піщано-колоїдних структур та гарантує абсолютно безпечну, безперебійну і стійку роботу тунельного оброблення протягом усього проєктного нормативного терміну експлуатації підземної споруди навіть у найекстремальніших умовах.

4. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА ПРОЕКТУ

Для практичного підтвердження теоретичних моделей, наведених у попередніх розділах, виконано розрахунок діючих навантажень на високоточне тунельне оброблення та визначено базові технологічні параметри закріплення масиву методом струминної цементації. Розрахунок виконано для найбільш несприятливих гірничо-геологічних умов: перетину суцільного пливунного горизонту під значним гідростатичним привантажем.

Згідно з прийнятими проєктними рішеннями та результатами інженерно-геологічних вишукувань, до розрахунку приймаються наступні базові параметри:

Зовнішній діаметр оброблення (D_h): 6,2 м

Внутрішній діаметр оброблення (D_v): 5,6 м

Максимальна потужність налягаючих порід над пливунном (H_{np}): 10,0 м

Середньозважена густина налягаючих порід (ρ_{np}): 2500 кг/м³ (питома вага $\gamma_{np} = 24,55$ кН/м³)

Привантаж тиску від налягаючих порід на активізований пливун (P_0): 400 кПа

Густина пливунного ґрунту (ρ_{pl}): 2000 кг/м³ (питома вага $\gamma_{pl} = 19,64$ кН/м³)

Густина залізобетону оброблення: 2200 кг/м³

Головним дестабілізуючим фактором у пливунних ґрунтах є потужна архімедова (виштовхувальна) сила. Для її компенсації враховується власна вага конструкції та технологічного обладнання. Усі розрахунки зведені до 1 погонного метра (п.м.) тунельного кільця.

1. Вага 1 п.м. залізобетонного кільця оброблення :

$$G_k = \frac{\pi \cdot (D_h^2 - D_v^2)}{4} \cdot 1 \cdot \rho_{zb} \cdot g$$

Підставивши вихідні значення, отримуємо розрахункову вагу одного метра кільця оброблення: 120,13 кН.

2. Виштовхувальна сила, що діє на 1 п.м. кільця (q_{bc}):

$$q_{bc} = \frac{\pi \cdot D_h^2}{4} \cdot \rho_{pl} \cdot g$$

Розрахункова виштовхувальна сила активізованого пливуну становить: 592,95 кН.

3. Середнє внутрішнє навантаження від розміщеного обладнання на 1 м кільця (q_{eq}): приймається за розрахунковою схемою комплексу і становить 60,07 кН.

4. Сумарне питоме поздовжнє (розривне) навантаження на 1 п.м. кільця (q_p), що викликає небезпечний згинальний момент:

$$q_p = q_{bc} - G_k - q_{eq}$$

$$q_p = 592,95 - 120,13 - 60,07 = 412,75 \text{ кН/м}$$

Під дією сумарного питомого навантаження q_p у конструкції виникає розривний поздовжній згинальний момент M_p . Йому протидіє компенсуючий фронтальний момент M_f , що виникає від тиску ґрунту на ротор щита.

За заданих умов (діаметр 6,2 м, привантаж 400 кПа) розрахункова величина фронтального моменту становить $M_f = 44559,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Виходячи з умови збереження цілісності стиків (де $M_f > M_p$), максимально допустима розрахункова довжина проходки у суцільному пливуні без його прориву всередину становить 14,69 м.

Оскільки фактична протяжність пливунних зон на трасі перегону значно перевищує це значення, виникає беззаперечна необхідність застосування примусового закріплення ґрунтів.

До виконання приймається метод струминної цементації ґрунтів радіальним/віяловим способом безпосередньо через оброблення тунелю.

Технологічні параметри закріплення:

- Діаметр лідерної бурової свердловини: 0,112 м
- Діаметр формованої ґрунтоцементної палі: 2,0 м
- Ефективна висота масиву ґрунтів, що підлягає закріпленню за контуром оброблення: 2,5 м
- Необхідна кількість свердловин на 100 п.м. тунелю для створення суцільного захисного екрана: 550 шт.
- Питома витрата цементу на формування ґрунтобетону: 375 кг/м³
- Хімічна добавка до цементного розчину для прискорення тверднення та гідроізоляції: CaCl₂ (хлорид кальцію)
- Концентрація добавки: 7% від маси цементу.

Проведені конструкційні розрахунки доводять, що некомпенсоване виштовхувальне навантаження величиною понад 412 кН на кожен погонний метр тунелю критично обмежує безпечну довжину проходки у пливуні відміткою у 14,69 м. Застосування технології струминної цементації через оброблення тунелю дозволяє сформувати навколо конструкції суцільний ґрунтоцементний екран (з перекриттям паль діаметром 2,0 м), який повністю нівелює гідродинамічний тиск, блокує тиксотропні перетворення пливуну та гарантує геомеханічну стійкість тунелю незалежно від протяжності небезпечної геологічної зони.

..

5. ЕКОЛОГІЯ ТА ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Будівництво та експлуатація об'єктів підземної транспортної інфраструктури у складних інженерно-геологічних умовах, зокрема в масивах пластичних та водонасичених пливунних ґрунтів, неминуче супроводжується комплексним і багатофакторним впливом на навколишнє природне та урбанізоване середовище. Інтенсивне освоєння підземного простору, вирішуючи гострі транспортні та логістичні проблеми сучасних мегаполісів, водночас вимагає найвищого рівня екологічної відповідальності, оскільки будь-яке масштабне втручання у сформований гідрогеологічний режим та напружено-деформований стан ґрунтового масиву здатне спровокувати ланцюгову реакцію незворотних негативних екологічних наслідків. У контексті моделювання умов стійкої роботи високоточного тунельного оброблення в дестабілізованих водонасичених масивах, проблематика охорони довкілля перестає бути виключно теоретичним доповненням і стає невід'ємною, фундаментальною складовою загальної геотехнічної безпеки всього будівельного проєкту. Найгострішим екологічним ризиком під час ведення гірничопрохідницьких робіт у пливунах є катастрофічне порушення балансу підземних вод. Традиційне застосування методів глибокого водовідливу та відкритого відкачування води призводить до неконтрольованого формування гігантських депресійних лійок, що викликає глобальне осідання денної поверхні, зневоднення верхніх водоносних горизонтів, порушення живлення міських зелених насаджень та обміління прилеглих наземних водойм. Крім того, раптовий прорив тиксотропного розрідженого пливуну у вибій тунелю здатний спровокувати миттєве утворення глибоких провальних воронок на поверхні, що становить критичну екологічну та соціальну небезпеку в умовах щільної міської забудови. Саме тому сучасне світове тунелебудування безапеляційно відмовляється від масштабного водозниження на користь застосування механізованих прохідницьких комплексів із закритим вибоєм та активним

грунтопривантаженням, а також впроваджує передові методи попередньої стабілізації масиву.

Однак застосування технологій штучного закріплення ґрунтів також несе в собі певні екологічні ризики, які потребують ретельного інженерного контролю та мінімізації. Застарілі методи хімічного закріплення, такі як силікатизація або нагнітання синтетичних смол, пов'язані з високим ризиком токсичного забруднення підземних вод важкими металами та небезпечними хімічними сполуками. Метод штучного заморожування масиву, хоч і є ефективним, створює загрозу витоку агресивних холодоагентів (наприклад, аміаку або концентрованих розсолів) у ґрунт при аварійному пошкодженні розвідної мережі, а також призводить до явища морозного здимання порід, що травмує кореневі системи рослин. З екологічної точки зору, застосування технології струминної цементації (Jet Grouting), яка розглядається як найбільш раціональний метод стабілізації пливунних масивів для збереження цілісності тунельного оброблення, характеризується значно вищим рівнем екологічної безпеки. Формований у масиві ґрунтобетон складається виключно з природних компонентів самого ґрунту та відносно інертного цементного в'язучого, що зводить до мінімуму ризик довгострокового хімічного забруднення водоносних горизонтів. Проте під час активної фази виконання струминної цементації залишається ризик локального сильного лужного забруднення (підвищення рівня рН) підземних вод та неконтрольованого виходу високолужного технологічного шламу (пульпи) на денну поверхню. Цей фактор вимагає обов'язкової організації замкнутого циклу циркуляції промивних рідин на будівельному майданчику, використання спеціальних сепараційних установок для очищення пульпи від твердих частинок та жорсткої хімічної нейтралізації відпрацьованих вод перед їхнім безпечним скиданням у міську каналізаційну мережу.

Окремою, надзвичайно масштабною екологічною проблемою є поводження з видобутим ґрунтом, який у випадку проходження через істинні пливуни являє собою сильно обводнену, текучу тиксотропну масу. Транспортування та складування такого водонасиченого матеріалу в рідкому

стані без попередньої обробки суворо заборонено екологічними нормативами, оскільки це призводить до деградації земель, заболочування та забруднення прилеглих територій у місцях відвалів. Тому комплекс природоохоронних заходів повинен обов'язково включати облаштування спеціалізованих технологічних майданчиків для попереднього механічного зневоднення, хімічної стабілізації та безпечної утилізації видобутих пливунних мас, потенційно залучаючи їх як сировину для виробництва низькомарочних будівельних матеріалів або для безпечної рекультивації порушених земель. Додатково під час активної фази будівництва необхідно впроваджувати вичерпні заходи щодо зниження акустичного забруднення та вібраційного впливу від роботи важкого прохідницького, компресорного і насосного обладнання, а також забезпечити ефективне придушення пилоутворення під час зберігання та транспортування сипучих цементних матеріалів. Забезпечення повної екологічної безпеки при будівництві та експлуатації транспортного тунелю в пливунних ґрунтах є абсолютно неможливим без організації ефективної системи безперервного екологічного та геотехнічного моніторингу. Ця система має включати розгалужену мережу спостережних свердловин для постійного контролю за рівнем, хімічним складом і температурою підземних вод, а також комплекс високоточних геодезичних марок та інклінометрів для відстеження найменших просторових зміщень денної поверхні. Лише такий комплексний, науково обґрунтований підхід, у якому передові методи математичного моделювання геомеханічної поведінки ґрунтів нерозривно поєднуються з високотехнологічними та екологічно безпечними методами тунелепроходки, дозволяє мінімізувати антропогенне навантаження на природу, повністю запобігти катастрофічним проривам пливунів і гарантувати довговічну та екологічно безпечну експлуатацію підземної споруди.

6. ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

Кошторисна документація є невід'ємною та надзвичайно важливою складовою частиною проєктів на будівництво підприємств, будівель і різноманітних інженерних споруд, яка входить до складу загального проєкту у вигляді окремого, фундаментально обґрунтованого розділу. Вся розроблена кошторисна документація підлягає обов'язковій державній експертизі та подальшому затвердженню у складі проєкту незалежно від джерел фінансування, форм власності та відомчої належності об'єктів відповідно до чинних державних будівельних норм та стандартів, прийнятих в Україні.

По своїй економічній суті кошторис являє собою чіткий фінансовий план майбутніх витрат і надходжень матеріальних та грошових ресурсів будівельного підприємства, необхідних для повної та якісної реалізації інженерного задуму. Загальна кошторисна документація складається у суворо визначеній послідовності з поступовим і логічним переходом від дрібних до значно більших елементів будівництва. У сучасній будівельній практиці існує кілька видів кошторисів, серед яких базовими є локальні та об'єктні.

Локальні кошториси являють собою первинну кошторисну документацію, яка складається на окремі види будівельно-монтажних робіт і витрат по конкретних будівлях чи спорудах. Це найпростіший вид будівельного кошторису, що концептуально складається з двох взаємопов'язаних частин: описової частини, що містить шифр, перелік необхідних робіт, витрат і фізичні одиниці виміру, та розрахункової частини, де наводяться прямі витрати у грошовому еквіваленті на виконання зазначеної одиниці робіт. Шляхом підсумовування всіх рядків отримується загальна сума прямих витрат, необхідних для проведення того чи іншого виду робіт. Своєю чергою, об'єктні кошториси розробляються на будівництво кожного окремого об'єкта в цілому і містять консолідовані показники вартості будівельних і монтажних робіт, обладнання, інвентарю та інших супутніх витрат, об'єднуючи дані з локальних кошторисів для формування договірних цін на будівельну продукцію.

У межах даного кваліфікаційного дослідження було розроблено економічне обґрунтування та складено відповідну кошторисну документацію на виконання складних геотехнічних робіт із закріплення нестійких пливунних ґрунтів методом струминної цементації під час проходки перегінного тунелю. Вартість будівельно-монтажних робіт у локальних кошторисах визначалася за допомогою актуальних баз ресурсних елементних кошторисних норм (РЕКН) із подальшим перерахунком у поточний рівень цін регіону будівництва за допомогою затверджених індексів зміни вартості будівельних робіт (розрахунковий індекс переходу прийнято на рівні 7,36). Накладні витрати були розраховані за видами будівництва від фонду оплати праці робітників-будівельників та механізаторів згідно з чинними методичними вказівками з визначення величини накладних витрат у будівництві і прийняті на рівні 106 відсотків. Кошторисний прибуток обчислювався від того ж фонду оплати праці за укрупненими нормативами для нового будівництва і склав 65 відсотків. Для забезпечення об'єктивного порівняння технологічних альтернатив було розраховано два варіанти локальних кошторисів: для примусового закріплення пливунних ґрунтів безпосередньо з денної поверхні та для закріплення пластичних ґрунтів із забою безпосередньо через оброблення тунелю. Детальні техніко-економічні показники (табл 6.1) та консолідовані статті витрат для методу струминної цементації з денної поверхні в розрахунку на 100 погонних метрів тунелю.

Альтернативний метод стабілізації водонасиченого масиву полягає у виконанні робіт зі струминної цементації радіальним або віяловим способом безпосередньо з підземної виробки через спеціальні технологічні отвори в змонтованому високоточному обробленні тунелю. Такий підхід має кардинально іншу структуру витрат через зміну геометричних параметрів зони закріплення та специфіку виконання бурових робіт у вкрай стиснених умовах підземного простору. Хоча кількість необхідних свердловин на аналогічну ділянку тунелю суттєво зростає для створення суцільного захисного екрана навколо оброблення, загальна висота ґрунтів, що підлягають закріпленню, значно зменшується,

оскільки відсутня необхідність буріння через усю товщу налягаючих порід від денної поверхні до склепіння тунелю(табл. 6.2).

Таблиця 6.1 Техніко-економічні показники та консолідовані статті витрат для методу струминної цементації з поверхні

Найменування показника	Одиниця виміру	Значення показника
Площа виробки в чорні	м ²	30,18
Діаметр лідерної свердловини	м	0,112
Діаметр формованої ґрунтоцементної палі	м	2,0
Зовнішній діаметр тунельного оброблення	м	6,2
Висота масиву ґрунтів, що закріплюються	м	10,2
Кількість бурових свердловин на 100 п.м. тунелю	шт.	250
Питома витрата цементу	кг/ м ³	375
Разом прямі витрати (у базових цінах)	грн	1 204 638,93
Накладні витрати (106% від ФОП)	грн	293 427,84
Кошторисний прибуток (65% від ФОП)	грн	179 932,17
Загальна кошторисна вартість у поточних цінах (з урахуванням ПДВ 20%)	грн	14 820 086,64

Порівняльний аналіз наведених техніко-економічних розрахунків наочно демонструє, що загальна кошторисна вартість закріплення пливунних ґрунтів безпосередньо з денної поверхні більш ніж удвічі перевищує вартість виконання аналогічних за призначенням робіт із підземної виробки через тунельне оброблення. Ця значна економічна різниця зумовлена насамперед колосальними додатковими витратами на холосте буріння лідерних свердловин через товщу стабільних налягаючих порід (різниця у висоті закріплюваних ґрунтів становить 10,2 метра проти 2,5 метра), що пропорційно збільшує час роботи дороговартісних бурових установок, витрати на амортизацію породоруйнівного інструменту та загальні витрати на оплату праці механізаторів.

Таблиця 6.2. Техніко-економічні показники та підсумкові статті витрат.

Найменування показника	Одиниця виміру	Значення показника
Площа виробки в чорні	м ²	30,18
Діаметр лідерної свердловини	м	0,112
Діаметр формованої ґрунтоцементної палі	м	2,0
Зовнішній діаметр тунельного оброблення	м	6,2
Висота масиву ґрунтів, що закріплюються	м	2,5
Кількість бурових свердловин на 100 п.м. тунелю	шт.	550
Питома витрата цементу	кг/ м ³	375
Разом прямі витрати (у базових цінах)	грн	528 843,01
Накладні витрати (106% від ФОП)	грн	129 730,03
Кошторисний прибуток (65% від ФОП)	грн	79 551,44
Загальна кошторисна вартість у поточних цінах (з урахуванням ПДВ 20%)	грн	6 519 115,44

Однак остаточне інженерне рішення щодо вибору конкретного методу струминної цементації має прийматися не лише на основі прямих капітальних витрат, викладених у кошторисній документації, але й з обов'язковим урахуванням поточних умов міської забудови, наявності вільного простору на денній поверхні для розгортання повноцінного ін'єкційного комплексу, а також допустимих термінів затримки безпосередньої роботи тунелепрохідницького механізованого комплексу. Якщо виконання робіт з поверхні об'єктивно неможливе через щільну інфраструктуру або неприпустимість перекриття транспортних магістралей, підземний варіант закріплення через оброблення залишається єдиним технічно здійсненним та найбільш економічно раціональним рішенням для забезпечення безперебійної та безаварійної експлуатації тунелю в умовах дестабілізованих пливунів.

Підсумовуючи результати, викладені в економічному розділі кваліфікаційної роботи, можна зробити обґрунтований висновок про те, що

правильний вибір технології стабілізації нестійких пливунних ґрунтів має не лише критичне технічне, але й колосальне фінансове значення для загальної успішності реалізації проєктів підземного будівництва. Виконаний детальний техніко-економічний аналіз та розробка локальних кошторисів для двох альтернативних варіантів закріплення ґрунтів методом струминної цементації — безпосередньо з денної поверхні та з підземної виробки через тунельне оброблення - дозволили виявити суттєву диспропорцію у капітальних витратах. Розрахунки переконливо доводять, що виконання ін'єкційних робіт із поверхні є економічно значно більш обтяжливим варіантом, оскільки загальна кошторисна вартість цих робіт більш ніж удвічі перевищує витрати на виконання аналогічного обсягу закріплення безпосередньо з тунелю. Така різниця у вартості пояснюється насамперед необхідністю виконання значних обсягів так званого холостого буріння лідерних свердловин через усю товщу верхніх стабільних налягаючих порід для досягнення цільового пливунного горизонту, що неминуче тягне за собою пропорційне зростання витрат на експлуатацію дороговартісної бурової техніки, знос породоруйнівного інструменту, оплату праці висококваліфікованих механізаторів та суттєве збільшення загальної тривалості підготовчого етапу будівництва.

Натомість передова технологія струминної цементації, що реалізується віяловим або радіальним способом через спеціальні технологічні отвори у вже змонтованому високоточному обробленні тунелю, дозволяє максимально раціонально використовувати матеріальні ресурси та робочий час, зводячи обсяги буріння виключно до необхідної, критично важливої зони закріплення безпосередньо навколо самої виробки. Крім того, обов'язково варто враховувати специфіку сучасного метробудування та спорудження транспортних тунелів мілкового закладення в умовах надзвичайно щільної урбанізованої забудови сучасних мегаполісів. У таких локаціях виділення масштабних наземних будівельних майданчиків під повноцінні бурові комплекси часто є фізично неможливим, паралізує наземний рух або вимагає колосальних додаткових непередбачених витрат на тимчасове відчуження земель та перенесення міських

комунікацій, через що підземний спосіб стабілізації масиву набуває беззаперечної переваги ще й з організаційної точки зору. Таким чином, спираючись на отримані техніко-економічні показники, з економічної, технологічної, екологічної та логістичної точок зору, саме метод примусового закріплення пластичних і пливунних ґрунтів безпосередньо з тунельного простору визнається найбільш раціональним, ефективним та фінансово виправданим інженерним рішенням. Такий підхід не лише гарантує надійну і стійку роботу підземної споруди на весь період її експлуатації, запобігаючи руйнівному впливу виштовхувальних та розривних моментів, але й забезпечує максимально оптимальне та ощадливе витрачання інвестиційних коштів будівельного проєкту.

ВИСНОВКИ

У випускній кваліфікаційній роботі проведено моделювання умов стійкої роботи високоточного тунельного оброблення в масивах пластичних і пливунних ґрунтів.

На основі аналізу світового та вітчизняного досвіду тунелебудування переконливо доведено, що спорудження підземних транспортних артерій у нестабільних водонасичених масивах становить зону найвищого геотехнічного ризику. Раптові тиксотропні розрідження ґрунтів під дією динамічних навантажень від прохідницьких комплексів або експлуатаційних вібрацій здатні призводити до катастрофічних проривів мас у виробку, втрати несучої здатності конструкцій та масштабних осідань земної поверхні в умовах щільної урбанізованої забудови, що робить тематику дослідження критично важливою для сучасного гірничого та інфраструктурного будівництва.

Детальний аналіз гірничо-геологічних умов на прикладі обраної модельної ділянки засвідчив надзвичайну генетичну та літологічну мінливість середовища, сформованого під впливом потужних гідродинамічних процесів. Встановлено, що переважаюча більшість піщано-колоїдних масивів у зонах перетину давніх русел та тектонічних порушень володіє яскраво вираженою здатністю до миттєвої втрати внутрішнього тертя та зчеплення. Це вимагає відмови від спрощених підходів до проєктування, які розглядають масив лише як джерело рівномірного гірничого тиску, та переходу до складних просторових розрахунків, що враховують поведінку активізованого пливуну як важкої в'язкої рідини з високим гідростатичним напором.

Встановлено фундаментальну умову збереження цілісності конструкції, яка полягає у необхідності забезпечення перевищення компенсуючого фронтального моменту (від тиску на ротор щита) над деструктивним розривним моментом. Виконані на основі цих моделей практичні конструкційні розрахунки для конкретних гірничо-геологічних умов показали, що максимальна допустима

довжина безпечної проходки в суцільному пливуні є жорстко обмеженою і в розрахунковому випадку становить менше п'ятнадцяти метрів, що робить подальше просування щита без вжиття радикальних заходів стабілізації масиву абсолютно неприпустимим та аварійно небезпечним.

Екологічний та техніко-економічний аналіз запропонованих проєктних рішень остаточно підтвердив їхню високу ефективність. З екологічної точки зору, застосування струминної цементації із замкнутим циклом утилізації промивних рідин дозволяє мінімізувати антропогенний вплив на гідрогеологічний режим мегаполіса та уникнути деградації наземної інфраструктури. З економічної точки зору, на основі розробленої локальної кошторисної документації доведено, що виконання ін'єкційних робіт радіальним способом безпосередньо з підземної виробки через отвори в обробленні є більш ніж удвічі дешевшим порівняно із закріпленням масиву з денної поверхні. Це пояснюється економією на дороговартісному холостому бурінні через товщу стабільних налягаючих порід та відсутністю необхідності масштабного відчуження міських земель під будівельні майданчики. Загалом, мета випускної кваліфікаційної роботи повністю досягнута, а запропонований комплексний розрахунково-технологічний підхід створює надійне підґрунтя для безпечного, екологічного та економічно виправданого освоєння підземного простору в найскладніших інженерно-геологічних умовах.

АНОТАЦІЯ

Випускна кваліфікаційна робота присвячена моделюванню умов стійкої роботи високоточного тунельного оброблення в масивах пластичних і пливунних ґрунтів зі спеціальною частиною щодо обґрунтування раціональних технологій їхнього штучного закріплення.

У роботі досліджено та вирішено комплекс актуальних інженерних завдань щодо прогнозування складної геомеханічної взаємодії оброблення тунелю, який споруджується за допомогою сучасних тунелепрохідницьких механізованих комплексів, з дестабілізованим водонасиченим масивом. Обґрунтовано математичні моделі для точного розрахунку виштовхувальних сил, фронтального тиску та розривних згинальних моментів, що діють на підземну конструкцію. У спеціальній частині технологічно та математично доведено високу ефективність застосування методу струминної цементації (Jet Grouting) для створення надійного захисного ґрунтоцементного екрана навколо тунелю. Виконано детальні розрахунки технологічних параметрів та проведено порівняльний аналіз варіантів закріплення ґрунтів із денної поверхні та безпосередньо з підземної виробки через тунельне оброблення. Розроблено необхідні заходи з безпеки праці, захисту навколишнього середовища та розраховано техніко-економічну ефективність прийнятих інженерних рішень, що переконливо підтверджує раціональність та інвестиційну привабливість підземного способу стабілізації масиву.

В ході виконання випускної кваліфікаційної роботи бакалавра закріплено знання та навички, отримані за час навчання за освітньо-професійною програмою 184 Гірництво на першому (бакалаврському) рівні вищої освіти, та підготовлений до роботи в галузі знань 18 Виробництво та технології.

Ключові слова: ТУНЕЛЕБУДУВАННЯ, ПЛИВУННІ ҐРУНТИ, ТУНЕЛЕПРОХІДНИЦЬКИЙ КОМПЛЕКС, ГЕОМЕХАНІЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ, ЕКОЛОГІЧНА БЕЗПЕКА, ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ.

ANNOTATION

The Bachelor's thesis is dedicated to modeling the conditions for the stable operation of a high-precision tunnel lining in massifs of plastic and running soils (quicksands), featuring a special section on the justification of rational technologies for their artificial stabilization.

The work investigates and solves a set of relevant engineering tasks regarding the prediction of the complex geomechanical interaction between a tunnel lining, constructed using modern Tunnel Boring Machines, and a destabilized water-saturated massif. Mathematical models are justified for the accurate calculation of the buoyant forces, frontal pressure, and breaking bending moments acting on the underground structure. In the special section, the high efficiency of applying the Jet Grouting method to create a reliable protective soil-cement screen around the tunnel is technologically and mathematically proven. Detailed calculations of the technological parameters were performed, and a comparative analysis of soil stabilization options—conducted from the ground surface versus directly from the underground workings through the tunnel lining—was carried out. Necessary measures for occupational safety and environmental protection were developed, and the technical and economic efficiency of the adopted engineering solutions was calculated. This convincingly confirms the rationality and investment attractiveness of the underground method of massif stabilization.

During the execution of the bachelor's final qualifying work, the knowledge and skills acquired during studies under the educational and professional program 184 "Mining" at the first (bachelor's) level of higher education were consolidated, ensuring readiness for professional activity in the field of study 18 "Manufacturing and Technologies".

Keywords: TUNNEL CONSTRUCTION, RUNNING SOILS, TUNNEL BORING MACHINE (TBM), GEOMECHANICAL MODELING, ENVIRONMENTAL SAFETY, ECONOMIC EFFICIENCY

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Гаєвий В. В., Мартиненко В. П. Будівництво транспортних тунелів і метрополітенів : підручник. Київ : НТУ, 2014. 484 с.
2. Геологія і корисні копалини України : у 3 т. / гол. ред. Л. С. Галецький. Київ : УкрДГРІ, 2001. Т. 1 : Геологічна будова та геологічна історія. 600 с.
3. Мандрик Б. М., Чомко Д. Ф., Чомко Н. В. Гідрогеологія України : навч. посіб. Київ : ВПЦ «Київський університет», 2004. 200 с.
4. Національний атлас України / голов. ред. Л. Г. Руденко. Київ : ДНВП «Картографія», 2007. 440 с.
5. Рудько Г. І. Інженерна геодинаміка України та її екологічні наслідки. Київ : Наукова думка, 2004. 472 с.
6. Тектонічна карта України масштабу 1:1 000 000 / гол. ред. С. С. Круглов. Київ : УкрДГРІ, 2007.
7. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Тунелі. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 128 с.
8. ДБН В.2.3-7:2010. Споруди транспорту. Метрополітени. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 184 с.
9. ДСТУ EN 12110:2014. Машини для проходки тунелів. Шлюзові камери. Вимоги щодо безпеки (EN 12110:2014, IDT). Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2015. 86 с.
10. ДСТУ EN 16191:2014. Машини для проходки тунелів. Машини з щитовим робочим органом, бурові установки для спорудження горизонтальних виробок, обладнання для встановлення обробки. Вимоги щодо безпеки (EN 16191:2014, IDT). Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2015. 142 с.
11. ДСТУ Б В.2.1-27:2014. Настанова щодо проектування та улаштування основ та фундаментів будівель і споруд. Київ : Мінрегіон України, 2015. 162 с.
12. ДСТУ Б В.2.6-145:2010. Конструкції будівель і споруд. Вироби бетонні та залізобетонні. Загальні технічні умови. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 112 с.

13. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013. Настанова щодо проведення робіт з ін'єктування розчинів у конструкції та за обробку підземних споруд. Київ : Мінрегіон України, 2014. 98 с.
14. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти : підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев та ін. Полтава : ПНТУ, 2003. 446 с.
15. Круковський О. П., Круковська В. В. Геомеханічне обґрунтування параметрів сталеполімерного анкерного кріплення у слабких та обводнених породах. *Геотехнічна механіка*. 2020. Вип. 150. С. 45–56.
16. Петльований М. В., Маланчук З. Р. Дослідження стійкості підземних виробок у зонах тектонічних порушень. *Вісник НУВГП. Технічні науки*. 2020. Вип. 1. С. 55–63.
17. Петренко В. І. Будівництво метрополітенів : навч. посіб. Дніпро : Журфонд, 2012. 340 с.
18. Ступнік М. І., Калініченко В. О. Сучасні технології кріплення підземних виробок набризк-бетоном : монографія. Кривий Ріг : КНУ, 2019. 185 с.
19. Терещук Р. М., Вигодін С. В. Аналіз ефективності комбінованого кріплення підземних виробок у нестійких породах. *Гірнича електротехніка та автоматика*. 2021. № 94. С. 88–95.
20. Тютюкін О. Л. Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій : монографія. Дніпро : Журфонд, 2020. 245 с.
21. Халімендик Ю. М. Обґрунтування параметрів анкерного кріплення у зонах тектонічних розломів. *Науковий вісник НТУ «Дніпровська політехніка»*. 2020. № 4. С. 34–41.
22. Yakovlev E. O., Cherniy V. G., Shokarev V. S. Analysis of soakage of loess soils of Ukraine and probabilistic estimations of spots of soakage parameters within the limits of the extended capital objects. *Ecology and resources*. 2003. Vol. 6. P. 124–129.