

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
ННІ Дніпровський інститут інфраструктури і транспорту

«Будівництво, архітектура та інфраструктура»
(назва факультету)

«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка
до кваліфікаційної роботи
ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

на тему: Чисельний аналіз напружено-деформованого стану оправи
перегінного тунелю метрополітену
за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»
зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: МТ2321


(підпис студента)

/ Денис ШОРОХОВ /
(ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

/ доцент. Володимир КУПРІЙ /
(посада, ім'я ПРІЗВИЩЕ)

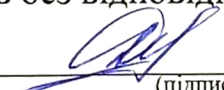
Нормоконтролер:


(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /
(посада, ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з
праць інших авторів без відповідних посилань.

Студент


(підпис)

**Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies
Dnipro Institute of Infrastructure and Transport**

Building, architecture and infrastructure
(faculty)

Transport infrastructure
(department)

**Explanatory Note
to Master's Thesis
Master
(higher education degree)**

on the topic: Numerical analysis of the stress-strain state of the metro tunnel lining
according to educational curriculum Bridges and vehicular traffic tunnels
in the Specialization: 192 Building and civil engineering
(Specialization and its code)

Done by the student of the group: MT2321 / Denys SHOROKHOV /
(name, surname)

Scientific Supervisor: / Associate Prof. Volodymyr KUPRII /
(position, name, surname)

Normative controller: / Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /
(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
ННІ Дніпровський інститут інфраструктури і транспорту

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Мости і транспортні тунелі»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»

Олексій ТЮТЬКІН

(підпис)

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту Шорохову Денису Костянтиновичу

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Чисельний аналіз напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю метрополітену»

Керівник роботи: Купрій Володимир Павлович, к.т.н., доцент

(Прізвище, Ім'я, По батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом від «16» лютого 2024 р. № 157ст

2. Строк подання студентом роботи: «22» січня 2025 р.

3. Вихідні дані до роботи: Результати аналізу інженерно-геологічних умов Дніпровського метрополітену, конструкцій оправи перегінного тунелю та дані, що отримані під час пошуку в Internet.

4. Зміст пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно опрацювати):

Вступ. Розділ 1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівництва другої черги Дніпровського метрополітену. Розділ 2. Визначення параметрів конструкції та напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю. Розділ 3. Побудова розрахункової моделі конструкції оправи в програмному комплексі ЛІРА САПР. Розділ 4. Чисельний аналіз параметрів напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю. Висновки.

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

Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, 10...12 слайдів).

6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Завдання видав: (підпис консультанта, дата)	Завдання прийняв: (підпис студента, дата)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Розділ 1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівництва другої черги Дніпровського метрополітену.	02.09.2024- 29.09.2024	
2	Розділ 2. Визначення параметрів конструкції та напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю. Розділ 3. Побудова розрахункової моделі конструкції оправи в програмному комплексі ЛІРА САПР.	30.09.2024- 03.11.2024	
3	Розділ 4. Чисельний аналіз параметрів напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю. Висновки. Оформлення ВКР.	04.11.2024- 05.12.2024	
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	09.12.2024- 12.01.2025	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	15.01.2025	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	22.01.2025	

Студент

_____ (підпис)

Денис ШОРОХОВ

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Володимир КУПРІЙ

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

57 стор., 32 рис., 2 табл., 11 літературних джерел.

Об'єкт розробки – перегінний тунель метрополітену.

Мета роботи – чисельний аналіз напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю метрополітену при сумісній роботі з оточуючим масивом.

Метод дослідження – метод скінченних елементів.

В магістерській роботі виконано аналіз літературних джерел, присвячених науково-технічній задачі визначення параметрів напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю, а також аспектам її спорудження в ґрунтовому масиві, що складений міцними скельними породами з великими зонами тріщинуватості.

Розроблені скінченно-елементні моделі оправ перегінного тунелю різної форми. Проведений чисельний аналіз конструктивних елементів підземної споруди методом скінченних елементів із варіацією форми оправи.

Визначено параметри напружено-деформованого стану оправ перегінного тунелю метрополітену різної форми.

Ключові слова: МЕТРОПОЛІТЕН, ОПРАВА ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН, МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, NATM

ЗМІСТ

1 АНАЛІЗ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВНИЦТВА ДРУГОЇ ЧЕРГИ ДНІПРОВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ	11
1.1 Траса метрополітену	11
1.2 Геологічні умови споруджуваного об'єкта	11
2 ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ КОНСТРУКЦІЇ ТА НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОПРАВИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ	15
2.1 Аналіз способів розрахунку та визначення напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю метрополітену	15
2.2 Розрахунок та визначення напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю метрополітену колового обриса методом сил	16
2.3 Розрахунок та визначення напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю еліптичним обрисом метрополітену методом скінченних елементів	22
3 ПОБУДОВА РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ КОНСТРУКЦІЇ ОПРАВИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ В ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ЛІРА САПР	24
3.1 Розрахунок та визначення НДС оправи перегінного тунелю метрополітену методом скінченних елементів	24
3.2 Розробка математичної моделі в ЛІРА-САПР	26
4 ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ ПАРАМЕТРІВ КОНСТРУКЦІЇ ТА НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОПРАВИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ	31
4.1 Аналіз підходів моделювання до визначення НДС перегінного тунелю	31
4.2 Чисельний аналіз напружено-деформованого стану оправи (збірний- колового обриса)	32
4.3 Чисельний аналіз напружено-деформованого стану оправи (NATM- еліпсоїдної форми)	38

4.4 Порівняння результатів моделювання до визначення напружено-деформованого стану перегінного тунелю	46
ВИСНОВКИ.....	55
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	56

ВСТУП

Урочиста закладка Дніпровського метрополітену відбулася 20 лютого 1981 року, але проведення дослідницьких та проектних робіт велося з 1979 року.

Введено до ладу та відкрито руху на першій черзі метрополітену відбулося 29 грудня 1995 року.

На будівельній лінії першої черги довжиною 11,82 км. Розміщено десять станцій, з них одна «Покровська» – мілкого закладення і вісім – «Перспективна», «Свободи», «Заводська», «Металургів», «Метробудівників», «Вокзальна». «Театральна», «Центральна», «Музейна» – глибокого закладення і станція «Дніпро» – наземного типу. Введення першої черги метрополітену в експлуатацію передбачено двома пусковими ділянками. До складу першої пускової ділянки від станції «Покровська» до станції «Вокзальна», протяжністю 7,76 км. Крім шести станцій, перша пускова ділянка включає також інженерний корпус і електродепо.

Слід також зауважити, що траса від стовбура №11 до станції «Театральна» дорівнює 549м, а від стовбура №13 до тієї самої станції всього 425м.

На трасі першої черги метрополітену передбачається спорудження 16 стовбурів, з яких 8 робочих (шахтних) і 8 вентиляційних.

Станом на жовтень 2012 р. загальна довжина пройдених гірничих виробок на другій пусковій ділянці становить – 1340 м., у тому числі перегінних тунелів – 680 м. На будівельних майданчиках виконано всі підготовчі роботи, збудовано тимчасові споруди, гірничі комплекси, завершено роботи зі спорудження стовбурів і навколо стовбурних виробок. У центральній частині міста повністю перебудовано інженерні мережі. Будівельні майданчики під'єднано до мереж енергопостачання, стисненого повітря, водопроводу та каналізації. Об'єкт будівництва підготовлений для широкого розвороту гірничопрохідницьких робіт.

У зв'язку з наміром поновити будівництва першої черги метрополітену в м. Дніпро за проектом “Завершення будівництва метрополітену в м. Дніпро” Європейським банком реконструкції та розвитку було укладено між та

Україною Кредитну угоду на суму 152,0 млн євро та «Фінансову угоду з Європейським інвестиційним банком на суму 152,0 млн євро».

Відповідно до цих документів відповідальним виконавцем визначено Дніпровську міську раду, а безпосереднім виконавцем – КП «Дніпровський метрополітен».

Згідно правил ЄБРР проведені міжнародні тендерні процедури, за результатами яких визначено:

генерального підрядника та проектувальника – турецька фірма «LIMAK»; польську компанію «ILF», яка здійснює нагляд за будівництвом.

Замовником КП «Дніпровський метрополітен» отримано відповідні дозволи на виконання будівельних робіт. Генеральному підряднику передані будівельні майданчики для подальшого будівництва. За умовами підписаного Контракту термін будівництва – 5 років.

При спорудженні перегінних тунелів першої черги використовувався еректорний спосіб будівництва, при якому порода розробляється буровибуховим способом і після її відкатки виконується монтаж оправи із залізобетонних блоків або чавунних тюбінгів в залежності від геологічних умов діляниці.

Турецька фірма «LIMAK» відійшла від традиційної технології будівництва Дніпровського метрополітену еректорним способом з використанням залізобетонних блоків та чавунних тюбінгів колового обрису тунелю, та розпочала будівництво по технології NATM «Новоавстрійський спосіб будівництва тунелів, з попередньою проходкою виробок і утримання їх на тимчасовому кріпленні і застосування в якості постійної оправи перегінних тунелів монолітний залізобетон еліпсоїдної форми.

До зміни форми конструкцій перегінних тунелів другої черги Дніпровського метрополітену додалося зміна способів розрахунку напружено-деформованого стану оправ перегінних тунелів. Діючими державними будівельними нормами встановлено, що конструкції оправ тунелів повинні розраховуватись з урахуванням їх спільної роботи з оточуючим гірським масивом.

В роботі проаналізовані геологічні умови будівництва перегінних тунелів метрополітену у складних геологічних умовах, розглянуті різні способи розрахунку напружено-деформованого стану як, оправи перегінного тунелі різної форми, так і оточуючого ґрунтового масиву.

1 АНАЛІЗ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВНИЦТВА ДРУГОЇ ЧЕРГИ ДНІПРОВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ

1.1 Траса метрополітену

Проектування конструкції оправи перегінного тунелю метрополітену, технологія спорудження оправи, її вартість і терміни виконання робіт визначаються в основному геологічними й гідрогеологічними умовами і способами ведення робіт.

Траса другої черги Дніпровського метрополітену проходить під центральним проспектом міста з щільною забудовою, у зв'язку з цим велике значення для успішного ходу будівництва мають інженерно-геологічні дослідження району, наміченого для будівництва перегінного тунелю, які виконуються відповідно до Державних норм ДБН [7].

Будівництво усіх споруд метрополітену не повинно привести до безпеки існуючої забудови у центрі міста.

1.2 Геологічні умови споруджуваного об'єкта

У геоструктурному відношенні територія Дніпровського регіону припадає на частину Українського кристалічного щита (переважно правий берег р. Дніпро). У геологічній будові району беруть участь кристалічні породи докембрію, осадова товща кайнозою (палеозой і неоген) і відкладення четвертинної системи.

Породи докембрію представлені гранітами (скельними породами), біотитовими гнейсами, граніто-гнейсами і магматитами. Нерівна поверхня кристалічного масиву подекуди вкрита корою вивітрювання, представленою дресвою потужністю до кількох метрів і первинними каолінами. Потужність каолінів сягає 20 м.

Відклади кайнозою на території мають широке поширення. Представлені потужною товщею палеогенової та неогенової систем, що залягають на розмитій поверхні докембрійських утворень. Загальна потужність відкладів

збільшується в північно-східному напрямку від 0 до 50 м.

Четвертинна система в межах терас р. Дніпро представлена середнім і верхнім відділом. Дніпро представлена середнім і верхнім відділами, до середнього відділу належить нижня частина алювіальних пісків, що залягають на відкладах харківської свити. До верхнього відділу віднесено алювіальні піски другої та першої надзаплавних терас р. Дніпро, і суглинки другої надзаплавних терас р. Дніпра. Дніпро, і суглинки другої надзаплавної тераси. Відклади середнього відділу розвинені не широко в межах другої тераси. Опали середнього відділу літологічно є досить одноманітними. Здебільшого це піски, крупність зерен яких має диференціацію за глибиною.

Нижній шар потужністю 2-4 м, флювіогляціального генезису, представлений сірими різнозернистими пісками з гравієм і галькою. Вище залягають алювіальні тонко- і дрібнозернисті піски світло-сірі з жовтуватим або блакитним відтінком. Верхню частину розрізу середньочетвертинних відкладень складають супіски і суглинки потужністю до 7 м, які, мабуть, представляють заплавну фацію алювію. До верхнього відділу належать алювіальні піски здебільшого кварцові, жовтувато-сірого кольору, місцями охристі.

У вертикальному розрізі спостерігається певна закономірність у сортуванні пісків за механічним складом: верхня частина товщі складена дрібно- і тонкозернистими пісками, порошкоподібними, у середній частині переважають більш грубозернисті різновиди. Нижня частина, як і верхня, представлена дрібно- і тонкозернистими пісками.

Потужність алювіальних відкладень змінюється від 8 до 30 м. Верхню частину розрізу верхньочетвертинних відкладів складають лесовидні суглинки жовтувато-бурого кольору, макропористі, часто грудкуватої структури, які містять стягнення та нальоти карбонатів, у верхній частині гумусовані. Переважають легкі та середні різниці, що переходять у супісок. До сучасного відділу належать алювіальні перевідкладені піски та суглинки долин річок і балок – алювіальні утворення всіх сучасних геоморфологічних рівнів від плато

до заплав.

На рис.1.1. неведені геологічні умови отримані в результаті інженерно-геологічні дослідження району спорудження однієї ділянки перегінного тунелю метрополітену.

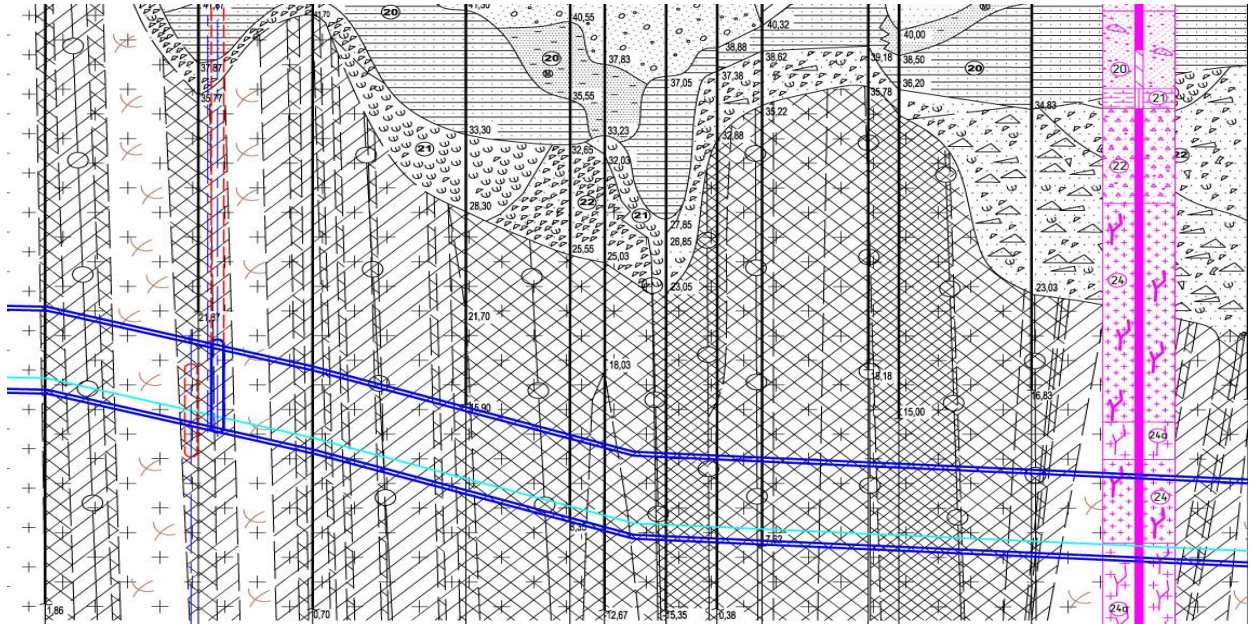


Рисунок 1.1 – Геологічні умови спорудження однієї ділянки перегінного тунелю метрополітену

За даними інженерно-геологічних вишукувань траса лінії від стовбура №11 до стовбура №13 проходить по сильно тріщинуватих гранітних породах із коефіцієнтом міцності за Протод'яконовим $f = 7$. Траса має окремі зони тектонічних порушень, які мають суттєвий вплив на спорудження об'єкта.

Дана ділянка має підвищений рівень ґрунтових вод, що позначається на великому водопритоці – близько 20-25 м/год у кожному тунелі. Виробки не небезпечні за газом і пилом.

Геологічні умови (рис. 1.1.) будівництва ділянки перегінного тунелю метрополітену показують, що потужність шарів осадових порід, які залягають над масивом граніту в якому проектується оправа тунелю, змінюється по трасі перегінного тунелю, тому у роботі розглядається варіант геологічних умов з середніми значеннями фізичних властивостей ґрунтів осадових порід.

Відповідно до ДБН Метрополітени [8] стійкість гірських порід під час

будівництва виробок оцінюється коефіцієнтом міцності f за шкалою проф. Протодяконова. При проходці виробок у тріщинуватих скельних породах треба враховувати коефіцієнт α , що враховує вплив тріщинуватості масиву в залежності від категорії масиву за ступенем тріщинуватості.

Масив граніту в якому прокладається перегінний тунель має місця з великою тріщинуватістю, тому у розрахунках оправ приймається коефіцієнт тріщинуватості $\alpha=0.5$ і в розрахунках приймається міцність граніту $f - 7 \times 0.5 = 3.5$.

2 ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ КОНСТРУКЦІЇ ТА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОПРАВИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ

2.1 Аналіз способів розрахунку та визначення напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю метрополітену

При проектуванні перегінного тунелю метрополітену важливим питанням є вибір методу розрахунку напружено-деформованого стану оправи тунелю, який би з високим ступенем достовірності визначав роботу несучої конструкції. Як правило, вибір методу розрахунку пов'язаний із вимогами нормативно-технічної документації.

Розвиток методів розрахунку тунельних оправ від теорії склепіння обвалення до аналітичних і чисельних методів механіки суцільного середовища, що враховують спільну роботу оправи з оточуючим масивом, дозволяє враховувати технологічні особливості будівництва тунелів, поетапне розкриття виробки для подальшого спорудження оправи і особливості будови оточуючого масиву.

Методам розрахунку напружено-деформованого стану перегінного тунелю методом скінчених елементів присвячено мала кількість досліджень, щоб з впевненістю опиратися на досвід минулих робіт.

Існуючі методи розрахунку можна розділити на чотири групи: методи розрахунку засновані на теорії склепіння обвалення, емпіричні методи, аналітичні та чисельні методи механіки суцільного середовища. Схеми ж заданих навантажень, відрізняючись наочністю та доступністю, водночас не повним діапазоном відповідають зобов'язанням, які сьогодні вимагаються для розрахунку підземних споруд. Принциповий недолік полягає в тому, що не повною мірою враховується технологія спорудження виробки, яка істотно впливає на величину навантажень конструкції тунелю, а також фізико-механічні властивості оточуючого масиву.

Розроблені методи розрахунку на різні види впливів для колових і неколових тунелів, в основу яких покладено суворі аналітичні рішення відповідних плоских завдань теорії пружності, реалізовані у вигляді алгоритмів

і комп'ютерних програм, що дозволяють виконувати багатоваріантні розрахунки обробок підземних споруд у наукових і практичних цілях. При використанні емпіричного методу для визначення навантажень на оправу тунелю використовуються різні класифікації, що рекомендуються в залежності від інженерно-геологічних умов і розмірів тунелю, певний тип оправи і формули для розрахунку гірського тиску. Спочатку орієнтовані на виробку, що розробляється різними способами, згодом емпіричні методи були модифіковані для тунелів, що споруджуються з використанням Новоавстрійського способу спорудження тунелів (NATM), за допомогою яких побудовано велику кількість тунелів.

2.2 Розрахунок та визначення напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю метрополітену колового обрисом методом сил

Оправа для перегінного тунелю метрополітену, при будівництві першої черги Дніпровського метрополітену, проектувалася у вигляді замкнутої збірної конструкції з круговим обрисом.

Для оправ, які розташовані у міцних ґрунтах і на які боковий тиск діє у вигляді пружного відпору, приймається спосіб розрахунку, в якому оправа розглядається як пружне кільце у пружному середовищі.

Для цього методу розрахунку характерні такі припущення:

1. Оправа розглядається як система, що лінійно деформується.
2. При дії зовнішніх навантажень на оправу дотримуються принципу незалежності дії сил.
3. Жорсткість оправи постійна ($EI = const$). Оправи з перев'язкою швів або зі зв'язками розтягу у стиках.

Всі ці допущення зменшують точність розрахунку зусиль в оправі, тому при розрахунках вводяться коефіцієнти запасу до 1.5 для деяких навантажень.

Внутрішній діаметр оправи тунелю визначається габаритами наближення будівель або конструкцій на рисунку 2.1.

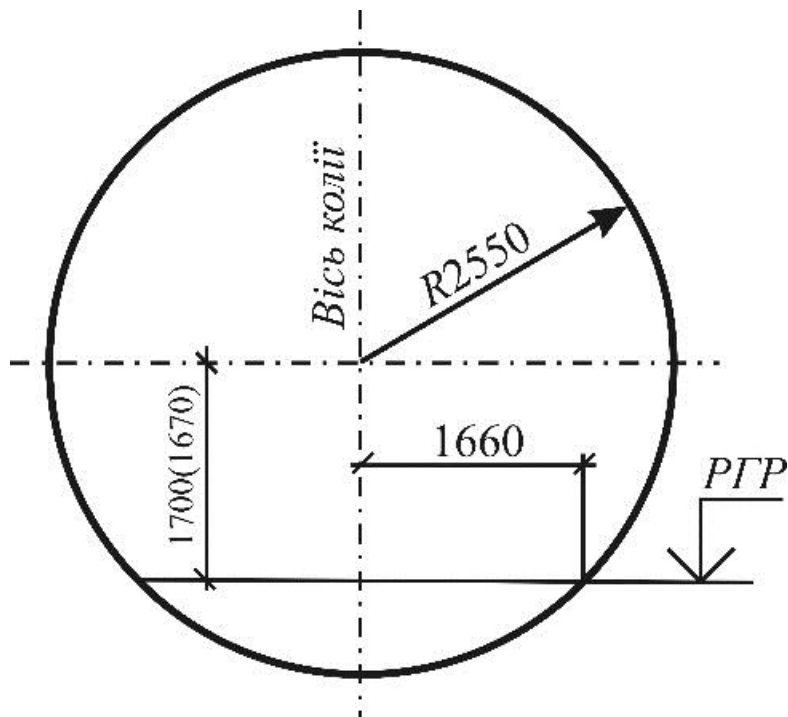


Рисунок 2.1 – Габарит наближення будівель для перегінного тунелю

Кільце оправи з блоків з болтовими з'єднанням між кільцями має три типорозміру («н», «з», «с»).

Визначення параметрів конструкції кругових оправ

В якості першого варіанту оправи відповідно до існуючих інженерно-геологічних умов приймається залізобетонна оправа із суцільних блоків підвищеної водонепроникності (рис. 2.2).

Товщина елементів оправи визначається за емпіричною формулою

$$h = n \sqrt[3]{\frac{R_{\text{вн}}^2}{f}} = 10^3 \sqrt[3]{\frac{2,55^2}{3,5}} = 35,5 \text{ см}$$

де f – міцність за шкалою Продоляконова = 7, але з урахуванням коефіцієнта, що враховує вплив тріщинуватості масиву 0,5, f приймається 3.5

З огляду на геологічні умови приймається товщина оправи 40 см.

Кількість елементів у кільці для зниження трудовитрат на монтаж і гідроізоляцію поздовжніх стиків приймається по можливості мінімальним. Але маса елемента не повинна перевищувати 1,0...3,0 т з умов монтажу, а довжина дуги по зовнішній стороні повинна бути не більше 2,0...3,0 м з умов доставки.

На рис. 2.2. показана розбивка кільця оправи на блоки та перев'язка швів що дає змогу вважати кільце оправи має постійну жорсткість, що не завжди має місце при будівництві перегінних тунелів метрополітену.

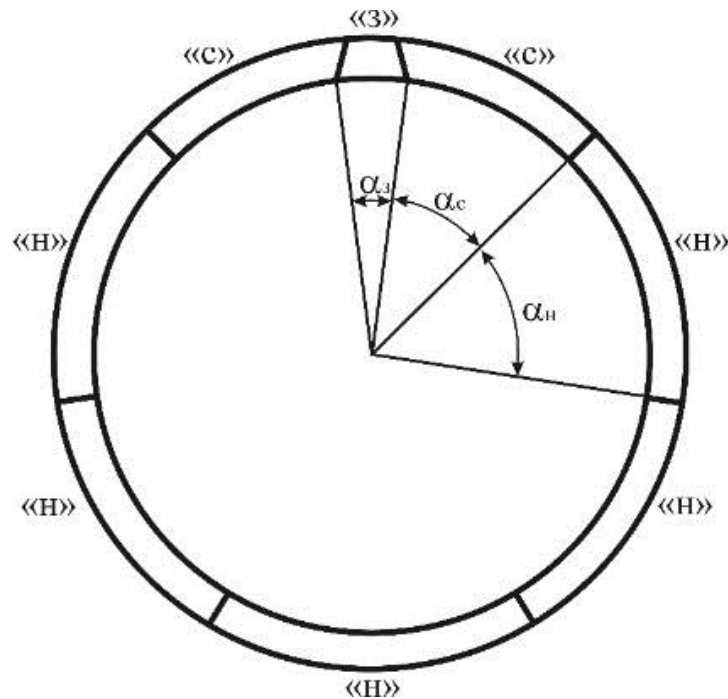


Рисунок 2.2 – Конструкція оправи перегінного тунелю першої черги

Оправи тунелів, які споруджують у стійких та міцних породах, розраховуються з урахуванням пружного відпору порід. У цьому випадку може бути застосований метод, О. Ю. Бугаєвої як найбільш простий, але за точністю результатів він не поступається іншим методам розрахунку.

Суть метода О.Е. Бугаєвої полягає у тому, що еюра пружного відпору передбачається відомою. Передбачена еюра описується тригонометричними кривими, які виходять із нульових точок:

$$k\delta = -k\delta_a \cos 2\psi$$

при величині кута $\frac{\pi}{4} \leq \psi \leq \frac{\pi}{2}$;

$$k\delta = k\delta_a \sin^2 \psi + k\delta_a \cos^2 \psi$$

при величині кута $\frac{\pi}{2} \leq \psi \leq \pi$;

де k – коефіцієнт пружного впору породи;

δ - радіальне переміщення оправи в перетині, нахиленому під кутом до вертикалі;

δ_a, δ_b - невідомі переміщення перетинів А і В оправи відповідно (визначаються в процесі розрахунку).

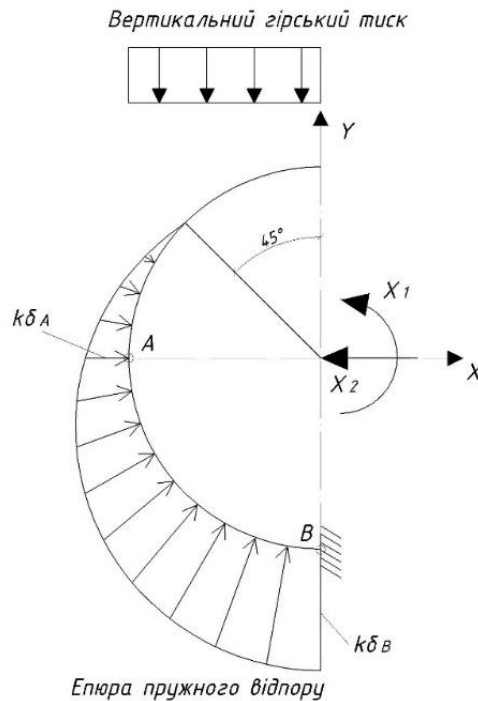


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема за методом О. Ю. Бугасові

Канонічними рівняннями деформації такої системи при чотирьох невідомих є такі:

$$\begin{aligned}\delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} &= 0, \\ \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} &= 0, \\ \Sigma Y &= 0, \\ \delta_a &= \delta_{a1}X_1 + \delta_{a2}X_2 + \Delta_{ap}.\end{aligned}$$

δ_{11}, δ_{22} – переміщення, δ_A, δ_B – невідомі переміщення перерізів А і В оправи відповідно, що знаходяться за допомогою інтегралів Мора.

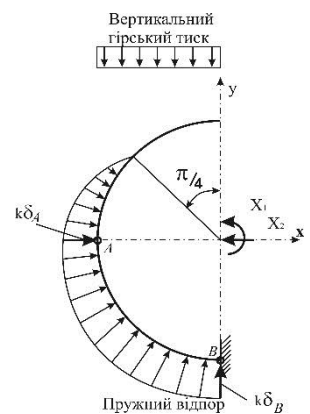
Кількість рівнянь у методі сил дорівнює кількості невідомих, в даному розрахунку крім x_1, x_2 невідомими є δ_A і δ_B .

Для оправи постійної жорсткості зусилля в перерізах (згинальний момент M і нормальна сила N) на одиницю ширини оправи можуть бути визначені за такими формулами наведеними у роботі [6].

Для розрахунку напружено-деформованого стану оправи тунелю колового обрису використовувалася програма «Тунель»

Розрахунок оправи методом О.Ю. Бугаєвої у програмі
«Тунель»

Тип тунелю	Перегінний (Шорохов)	
Введіть глибину закладення, м		5
Введіть висоту води, м	H	0
Введіть питому вагу ґрунту, кН/м ³	$H_в$	1
Введіть внутрішній радіус оправи, м	γ	19
Введіть зовнішній радіус оправи, м	$R_{вн}$	2,55
Введіть розрахункове значення вертикального тиску, кН/м ²	$R_{зн}$	2,95
Введіть розрахункове значення власної ваги оправи, кН/м ²	$q_в^p$	168,15
Введіть значення коефіцієнту середнього радіусу оправи, м	p^p	26,367
Введіть значення коефіцієнту пружного відпору, кН/м ³	r	2,75
	m	0,927
	n	15,58
	k	5000



Розрахункова схема
методу О.Ю. Бугаєвої

Розрахунок згинальних моментів, кН·м

Момент, M

Від

Від

Від

Сумарний

Кут нахилу	p^p	q_{ϵ}^p	q_{ϵ}	
0	0,449	38,137	0,356	38,9
45	-1,635	-31,912	-0,918	-34,5
90	2,107	9,292	1,250	12,6
135	-4,598	6,520	-2,676	-0,8
180	6,441	-10,443	3,796	-0,2

Розрахунок нормальних сил, кН

Нормальна сила N

Кут нахилу	Від	Від	Від	Сумарна
	p^p	q_{ϵ}^p	q_{ϵ}	
0	62,382	305,059	122,021	489,5
45	77,127	463,743	95,349	636,2
90	134,277	581,674	57,469	773,4
135	186,789	582,980	90,149	859,9
180	205,176	589,298	129,061	923,5

На рис. 2.4 приведені епюри моментів і епюри сил отримані при рахунку оправи тунелю методом сил.

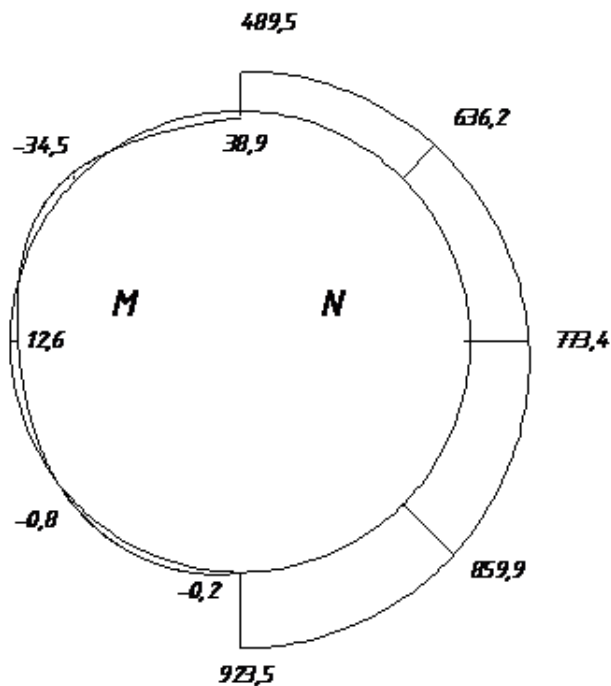


Рисунок 2.4 – Епюра згинальних моментів і епюра нормальних сил в оправі тунелю

2.3 Розрахунок та визначення напружено-деформованого стану оправі перегінного тунелю еліптичним обрисом метрополітену методом скінченних елементів

Перегінні тунелю другої черги Дніпровського метрополітену будувались Новоавстрійським способом. Перевагами способу є: його універсальність застосування в широкому діапазоні інженерно-геологічних умов, форм і розмірів поперечного перерізу та глибини закладання тунелів, способів розробки породи, а також збільшення несучої здатності оправі за рахунок встановлення підсилювальних елементів тимчасового кріплення – арок, анкерів та набризк-бетону.

Оправа для перегінного тунелю метрополітену, при будівництві другої черги Дніпровського метрополітену, проектувалася у вигляді замкнутої збірної

конструкції з еліптичним обрисом. Внутрішній діаметр оправи тунелю визначається габаритами наближення будівель або конструкцій.

На рисунку 2.5 показана конструкція постійної оправи і тимчасового кріплення.

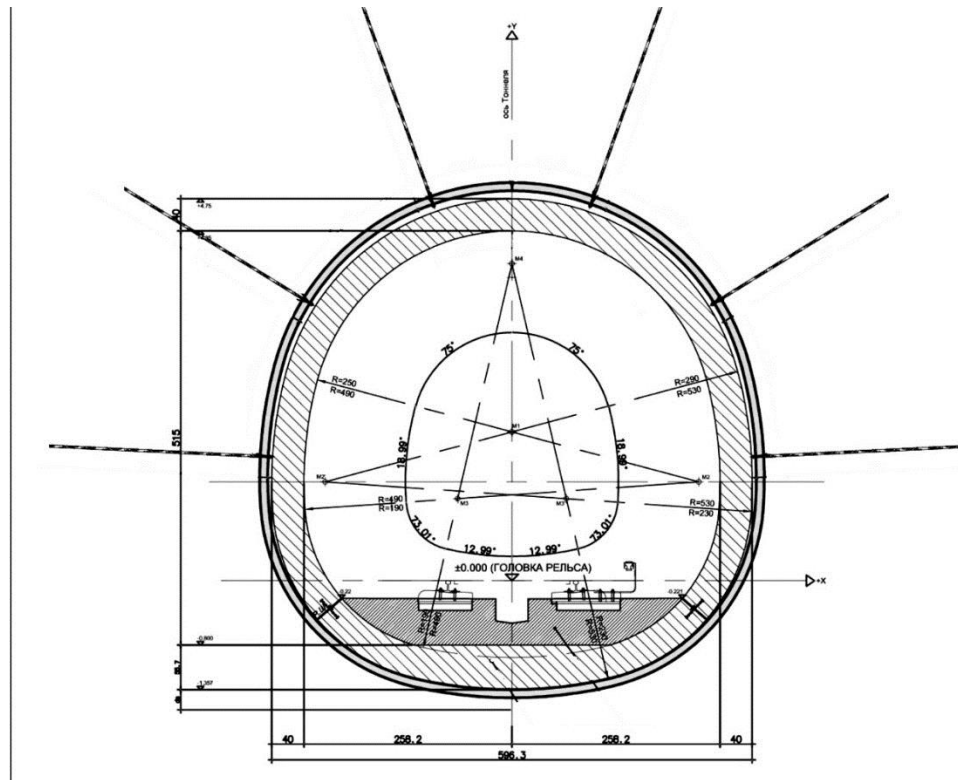


Рисунок 2.5 – Конструкція постійної оправи перегінного тунелю

3 ПОБУДОВА РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ КОНСТРУКЦІЇ ОПРАВИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ В ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ЛІРА САПР

3.1 Розрахунок та визначення НДС оправи перегінного тунелю метрополітену методом скінченних елементів

Метод скінченних елементів (МСЕ) – це чисельний метод вирішення задач прикладної фізики. Ключова ідея методу при аналізі поведінки конструкцій полягає в наступному: суцільне середовище (конструкція в цілому) моделюється шляхом розбиття її на області (скінченні елементи), в кожній з яких поведінка середовища описується за допомогою окремого набору вибраних функцій, що представляють напруження і переміщення у вказаній області. Ці набори функцій часто задаються в такій формі, щоб задовольняти умовам неперервності описуваних ними характеристик у всьому середовищі.

Основна ідея полягає в тому, щоб розбити складну задачу на велику кількість простих підзадач, які можна розв'язати наближено. Це досягається шляхом дискретизації області, тобто поділу її на скінченну кількість елементів простої форми.

Дискретизація – це процес перетворення неперервної області (конструкції) на скінченну кількість окремих елементів для спрощення аналізу. Припустимо, що необхідно проаналізувати поведінку складної конструкції при дії різноманітних зовнішніх сил. Зробити це напряму, враховуючи всі деталі та особливості матеріалу, надзвичайно складно. Тому інженери використовують метод, який називається дискретизацією.

Дискретизація дозволяє спростити задачу, розбиваючи складний об'єкт на безліч маленьких і простих частин. Розглянемо конструкцію як сукупність взаємопов'язаних елементів, подібно до мозаїки, що складається з окремих фрагментів. Спочатку ми ділимо цю мозаїку на маленькі елементи простої форми, наприклад, трикутники або чотирикутники.

Далі, в кожному елементі вибираємо кілька точок, які називаються вузлами. Саме в цих вузлах ми будемо вимірювати, як поводить себе конструкція під

навантаженням, наприклад, наскільки вона розтягується, стискається або згинається.

Наступний крок – це припустити, що в межах кожного маленького елемента поведінка конструкції описується простою математичною формулою. Тобто, ми не враховуємо всі мікроскопічні деталі, а використовуємо спрощену модель.

Таким чином, замість того, щоб аналізувати складну неперервну конструкцію, ми отримуємо набір простих рівнянь, які описують поведінку кожного елемента. Розв'язуючи ці рівняння, ми можемо зрозуміти, як поведе себе вся конструкція в цілому.

В основі методу скінченних елементів лежить поняття вузлів – точок, в яких визначаються значення шуканих величин, таких як переміщення чи напруження. Ці вузли можуть бути розташовані як на границях, так і всередині елементів, які є невеликими частинами, на які розбивається конструкція. Стан кожного вузла описується за допомогою ступенів свободи – незалежних параметрів, що визначають його положення чи інші характеристики. Наприклад, для плоскої конструкції кожен вузол може мати два ступені свободи – переміщення по горизонталі та вертикалі.

Дискретизація в методі скінченних елементів надає ряд важливих переваг. По-перше, вона дозволяє моделювати конструкції складної форми, враховуючи отвори, виступи та зміну товщини. По-друге, можна задавати різні матеріальні характеристики для різних елементів, що дає змогу моделювати конструкції з неоднорідних матеріалів. І по-третє, дискретизація дозволяє враховувати різні граничні умови, задаючи різні типи закріплення та навантаження для різних частин конструкції.

ЛИРА-САПР – це універсальний програмний комплекс, який надає інженерам-будівельникам широкий спектр можливостей для розрахунку та проектування різноманітних конструкцій, від будівель та споруд до мостів та тунелів. Програма дозволяє проводити статичні, динамічні, нелінійні та сейсмічні розрахунки, враховуючи характеристики різних матеріалів, таких як бетон, сталь, дерево та ґрунт. ЛИРА-САПР має інструменти для автоматичної

генерації навантажень (власна вага, сніг, вітер, сейсміка) та використовує сучасні чисельні методи, зокрема метод скінченних елементів, для отримання точних результатів. Програма має зручний інтерфейс та надає широкі можливості для візуалізації результатів розрахунку, включаючи кольорові карти напружень та деформацій, а також анімацію коливань. ЛИРА-САПР автоматично генерує звіти про розрахунки та враховує вимоги українських будівельних норм.

Для визначення напружено-деформованого стану (НДС) оправи перегінного тунелю метрополітену в програмному комплексі ЛИРА-САПР розроблено математичну модель, яка адекватно відображає геометрію, матеріальні характеристики та граничні умови реальної конструкції.

3.2 Розробка математичної моделі в ЛИРА-САПР

Для визначення напружено-деформованого стану (НДС) оправи перегінного тунелю метрополітену в програмному комплексі ЛИРА-САПР розроблено математичну модель, яка адекватно відображає геометрію, матеріальні характеристики та граничні умови реальної конструкції.

Геометрична модель перегінного тунелю створена безпосередньо в ЛИРА-САПР. Створено 2 проекти для колової та еліптичної форми тунелю – просторові схеми загального вигляду з 6 ступенями вільності в вузлу (X, Y, Z, U_x, U_y, U_z). Де: X, Y, Z – лінійні переміщення вздовж осей X, Y, Z відповідно. U_x, U_y, U_z – кутові переміщення (повороти) відносно осей X, Y, Z відповідно. Обрано пластинчасту модель для моделювання перегінного тунелю та ґрунтового масиву, так як це забезпечить точніший облік деформацій, дозволить моделювати складні форми, більш ефективна з точки зору обчислювальних витрат та більш наочне уявлення про напружено-деформований стан оправи тунелю, оскільки результати розрахунку (напруження, деформації) можна відобразити на всій поверхні оправи.

Побудована геометрична модель ґрунту з КЕ-Тип241 (фізично нелінійний універсальний прямокутник оболонки) та КЕ-Тип242 (фізично нелінійний універсальний трикутник оболонки), оправа тунелю з стержнів (рис3.1).

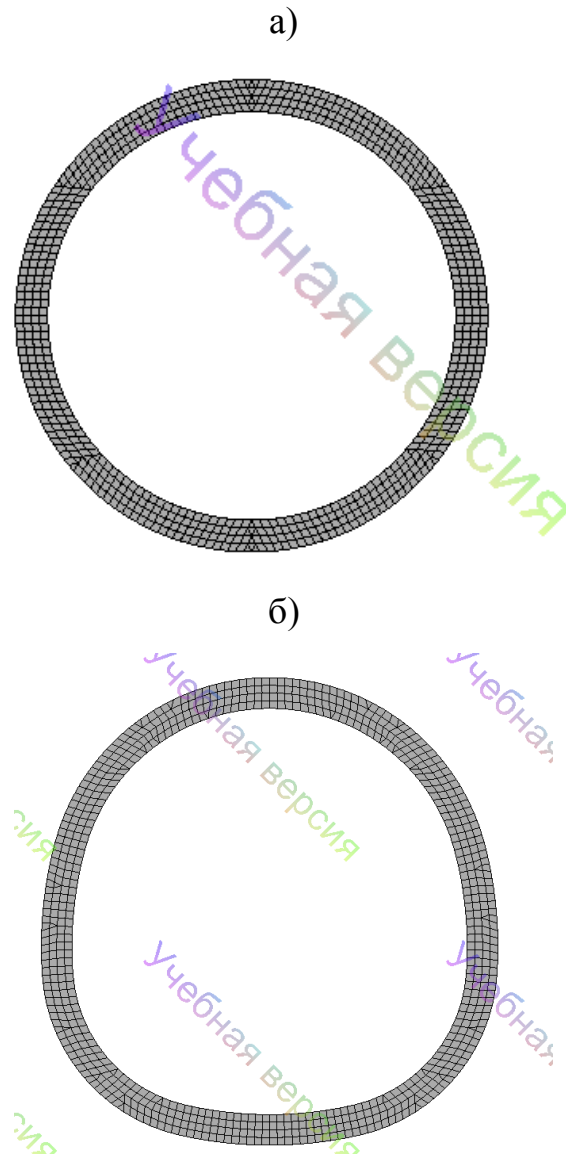


Рисунок 3.1 – Скінченно-елементні моделі оправи перегінного тунелю різної форми: а) колової б) еліптичної

Розмір ґрунтового масиву прийняті 50x20 метрів, оправа – внутрішнім діаметром 5.1 м, товщина стінки 0,4 м., густина сітки 0.1 x 0.1м.

Параметри еліптичної моделі ідентичні коловій. Модель колового тунелю складається з 100708 елементів та 100343 вузлів, еліптичного з 100727 елементів та 100343 вузлів. (рис.3.2)

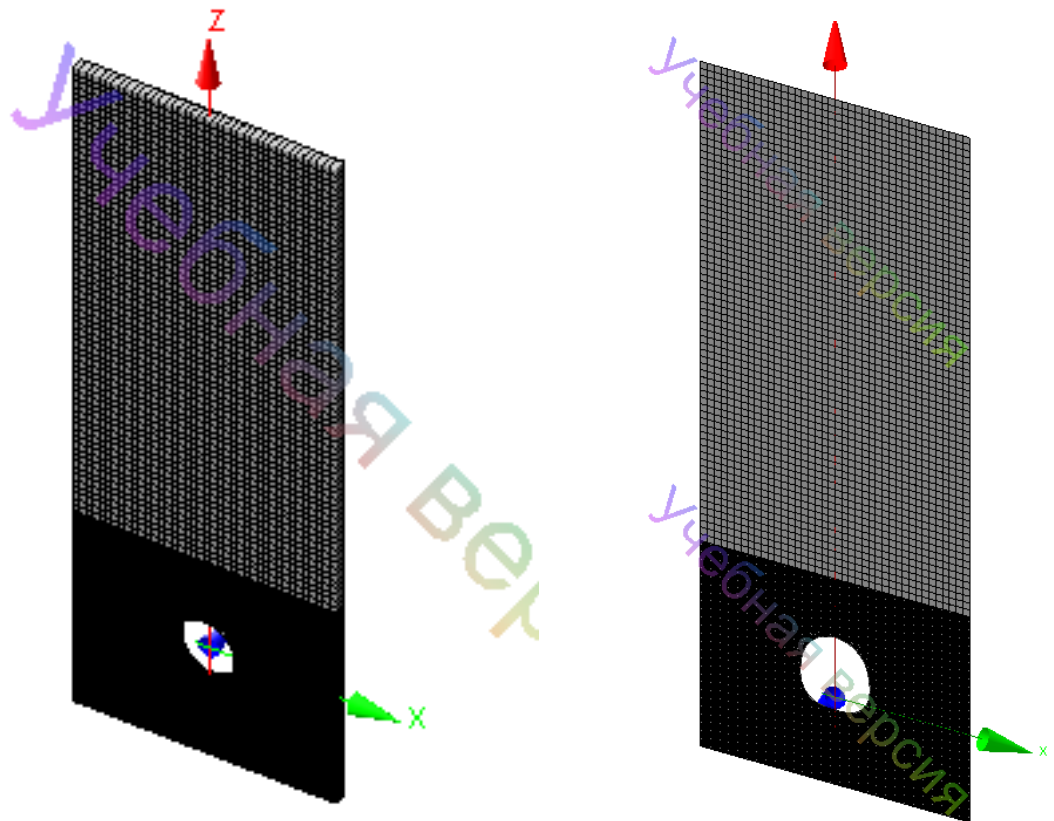


Рисунок 3.2 – Скінченно-елементна модель оправи і ґрунтового масиву:
а) колова б) еліптична

На рис. 3.3 показана скінченно-елементна модель оправи і ґрунтового масиву у зоні ґрунтового масиву навкруги оправ тунелів різного обрису.

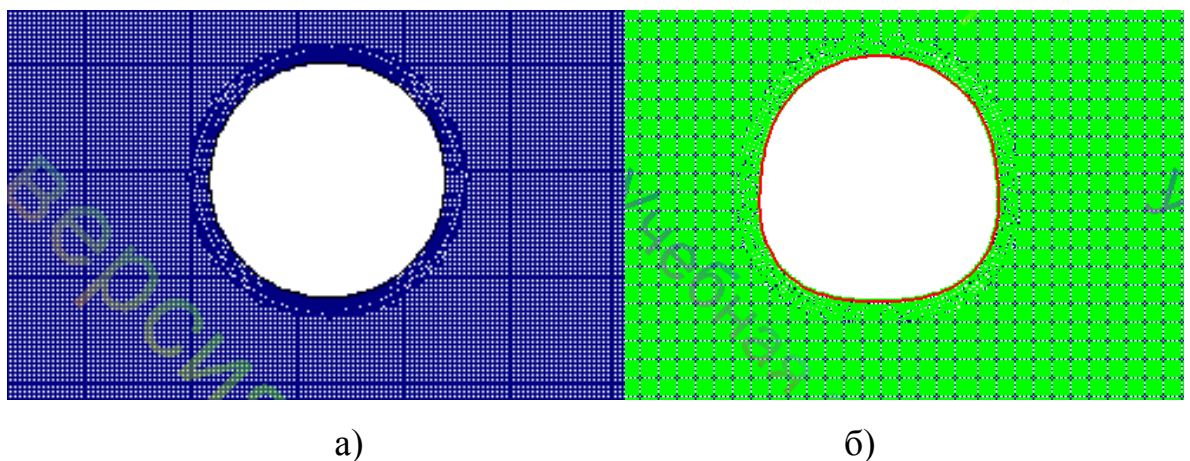


Рисунок 3.3 – Скінченно-елементна модель оправи і ґрунтового масиву:
а) колова б) еліптична

Для досягнення максимальної відповідності реальним умовам деформування, модель закріплена наступним чином: верх залишається вільним; бокові сторони, паралельні осі тунелю, обмежені в переміщеннях вздовж осей X та Y; бокові сторони, перпендикулярні осі тунелю, обмежені в переміщеннях вздовж осі Y, що відповідає умові плоскої деформації; низ моделі жорстко зафіксований.

Для моделювання оправи тунелю і ґрунтового масиву було задано наступні жорсткості елементам моделі:

- Стержням оправи назначено – брус перерізом $0,4 \times 1$ м, модуль пружності $E = 3.05915$ ГПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0.25$, щільність $\rho = 2,4983$ т/м³.

- Пластинам скельного ґрунту – KE281-284 , модуль деформації $E = 261557$ т/м², коефіцієнт Пуассона $\nu = 0.2$, щільність $R_0 = 2.65126$ т/м³, зчеплення ґрунту $C = 34.9763$ т/м², кут внутрішнього тертя $\varphi = 61.54^\circ$, коефіцієнт переходу до модуля деформації $K_e = 3$.

- Пластинам піщаного ґрунту KE 281-284 , модуль деформації $E = 1529$ т/м², коефіцієнт Пуассона $\nu = 0.2$, щільність $R_0 = 1.92$ т/м³, зчеплення ґрунту $C = 0,306$ т/м², кут внутрішнього тертя $\varphi = 26^\circ$, коефіцієнт переходу до модуля деформації $K_e = 3$

При розрахунку конструкції було задано навантаження від власної ваги.

Після створення скінченно-елементної моделі оправи тунелю, включаючи геометрію, матеріальні характеристики, граничні умови та навантаження, проведено розрахунок в програмному комплексі ЛИРА-САПР.

При моделюванні роботи оправи сумісно з оточуючим масивом ґрунту, було задано нелінійний тип розрахунку, з розбивкою на три монтажні стадії: I – ґрунтовий масив в початковій стадії, II – ґрунтовий масив після виїмки ґрунту всередині виробки, III – ґрунтовий масив після виїмки ґрунту всередині виробки та встановлення оправи тунелю.

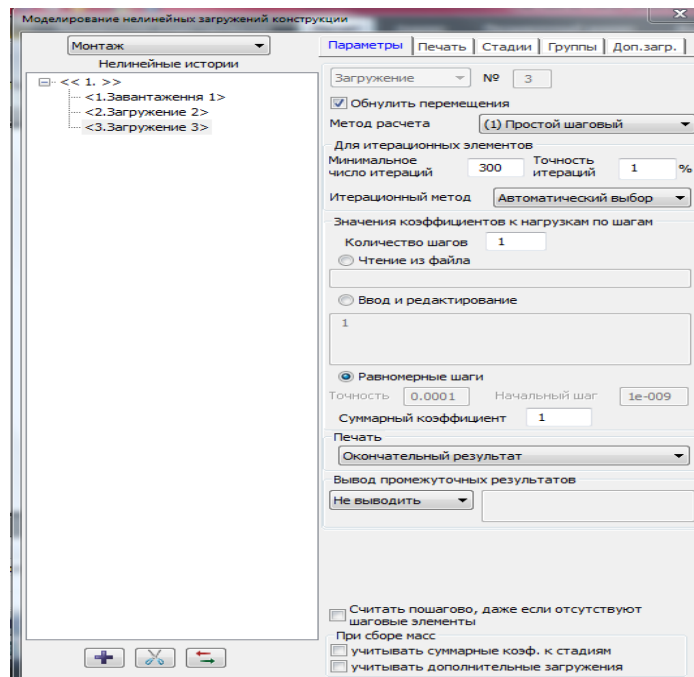


Рисунок 3.4 – Задання параметрів моделювання стадій в ЛІРА САПР

Для усіх стадій монтажу було задано простий кроковий метод розрахунку, точність розрахунку було задано за замовчуванням (рис.3.3). Для II та III стадії було обрано обнуління переміщення.

Обраний тип розрахунку дозволить розглянути вплив різних факторів на напружено-деформованого стану оправи тунелю, а також провести аналіз результатів розрахунків для моделей колової та еліпсоїдної форми.

4 ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ ПАРАМЕТРІВ КОНСТРУКЦІЇ ТА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОПРАВИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ

4.1 Аналіз підходів моделювання до визначення НДС перегінного тунелю

Досвід вивчення напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю у різних інженерно-геологічних умовах, від слабких ґрунтів до скельних порід, дає можливість обґрунтовано використовувати методи розрахунку, результати яких відображають максимально достовірну роботу конструкції для конкретних інженерно-геологічних умов.

Метод сил – основний метод докомп'ютерної епохи, який охоплював можливості різних хитрувань з метою скорочення кількості обчислень (багаточисельні варіанти розрахункових схем, метод пружного центру та ін.). Незабаром з'ясувалося, що метод сил є неперспективним зважаючи на труднощі алгоритмізації побудови розрахункових схем, і надалі від нього довелося відмовитися.

З розвитком комп'ютерної техніки найбільш поширеним методом розрахунку підземних споруд став метод чисельного (комп'ютерного) моделювання. В даний час існує досить велика кількість спеціалізованого програмного забезпечення, яке може успішно використовуватися при проектуванні.

Метод скінченних елементів дозволяє розглядати підземні споруди складних просторових форм, різні моделі поведінки ґрунтів, і враховувати технологію будівництва тунелів та існуючі інженерні споруди, застосовувати плоску або просторову постановку завдань досліджень.

4.2 Чисельний аналіз напружено-деформованого стану оправи (збірний-колового обрису)

Для контролю коректності розробленої скінченно-елементної моделі ґрунтового масиву і оправи тунелю, до нього прикладаються навантаження від власної ваги і розраховуються деформації масиву по глибині.

На рисунку 4.1 показані скінченно-елементна модель та ізополя переміщень в ґрунтовому масиві по осі Z до початку робіт по проходці перегінних тунелів метрополітену, стадія I. Горизонтальне розташування ізополів підтверджує правильність розробки моделі ґрунтового масиву та оправи тунелів.

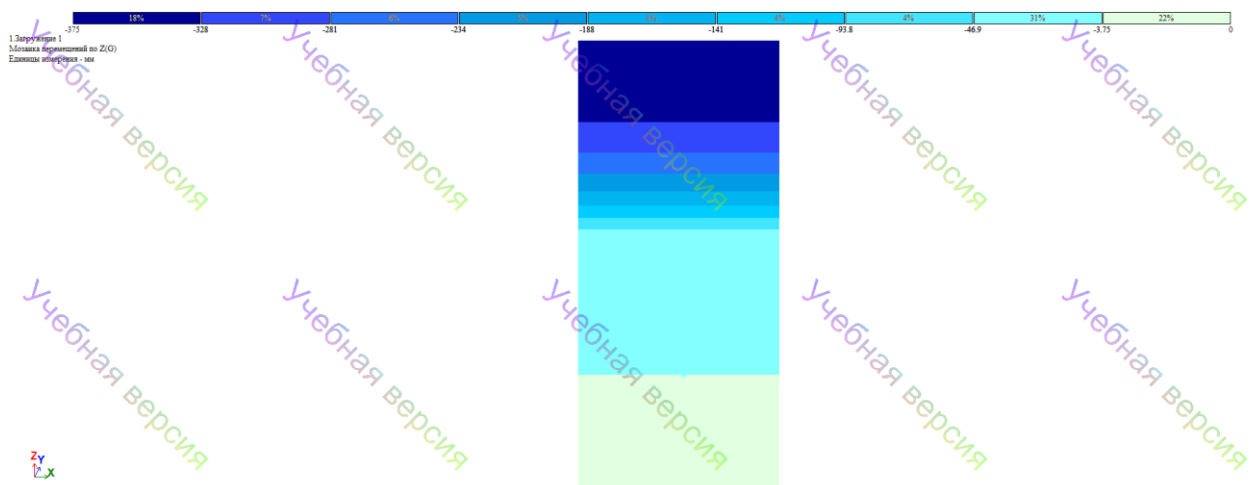


Рисунок 4.1 – Скінченно-елементна модель та ізополя переміщень ґрунтового масиву по осі Z

На рисунку 4.2 показані скінченно-елементна модель та ізополя переміщень по осі Z по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи до установки оправи тунелю, стадія II. Максимальні переміщення в ґрунтовому масиві в сводовій частині виробки сягають 1,5 мм, а в лотковій 0,511 мм.

На рисунку 4.3 показані скінченно-елементна модель та ізополя переміщень по осі Z по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи та після монтажу оправи тунелю, стадія III. Після монтажу оправи видно, що максимальні вертикальні переміщення спостерігаються в сводовій частині перегінного тунелю 0,025 мм, а в лотковій частині виробки вони практично відсутні.

II стадія будівництва

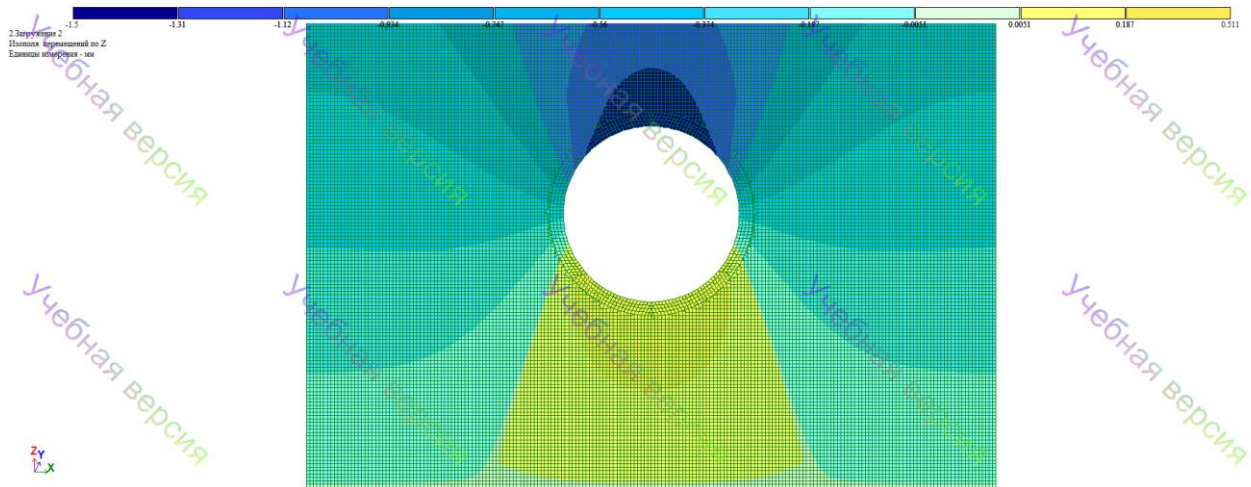


Рисунок 4.2 – Скінченно-елементна модель та ізополя переміщень ґрунтового масиву по осі Z

III стадія будівництва

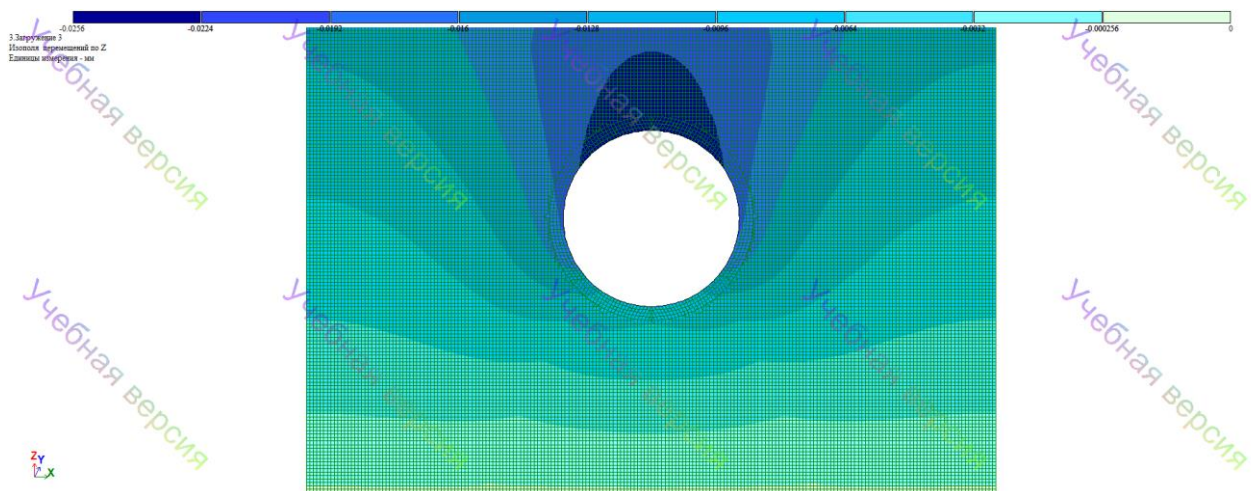


Рисунок 4.3 – Скінченно-елементна модель та ізополя переміщень ґрунтового масиву по осі Z

На рисунку 4.4 показані скінченно-елементна модель та ізополя переміщень по осі X по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи до установки оправи тунелю, стадія II. Результати спостережень показують, що максимальне горизонтальне переміщення ґрунтового масиву дорівнює 0,126 мм.

На рисунку 4.5 показані скінченно-елементна модель та ізополя переміщень по осі X по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи після монтажу оправи тунелю, стадія III. Спостерігаємо, що максимальні горизонтальні переміщення ґрунтового масиву після закріплення виробки зменшились та склали 0,05 мм.

II стадія будівництва

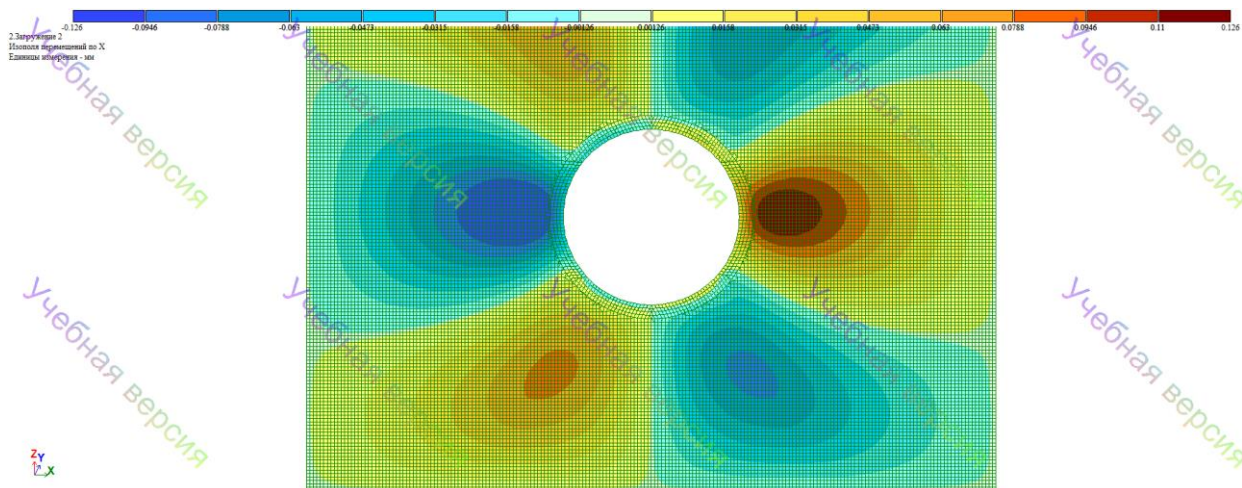


Рисунок 4.4 – Скінченно-елементна модель та ізополя переміщень ґрунтового масиву по осі X

III стадія будівництва

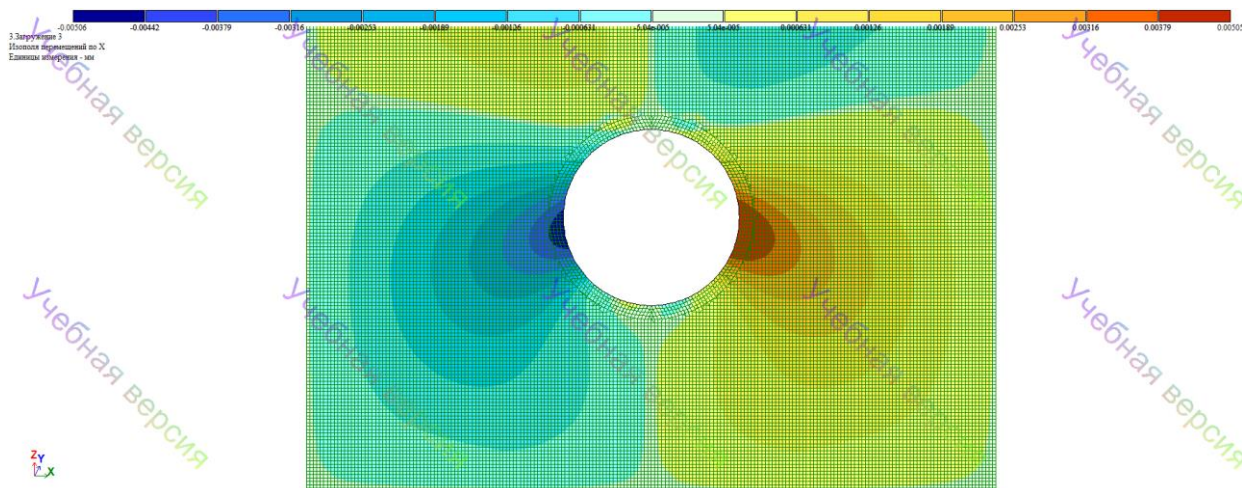


Рисунок 4.5 – Скінченно-елементна модель та ізополя переміщень ґрунтового масиву та оправи по X

На рисунку 4.6 показані скінченно-елементна модель та ізополя горизонтальних напружень N_x у ґрунтовому масиві по осі X по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи і до установки оправи тунелю, стадія II. За результатами моделювання максимальне значення горизонтальних напружень після розробки породи склали -229 т/м^2 , при тому спостерігаємо незначні зони напружень в лотковій та сводовій частині виробки $3,49 \text{ т/м}^2$.

II стадія будівництва

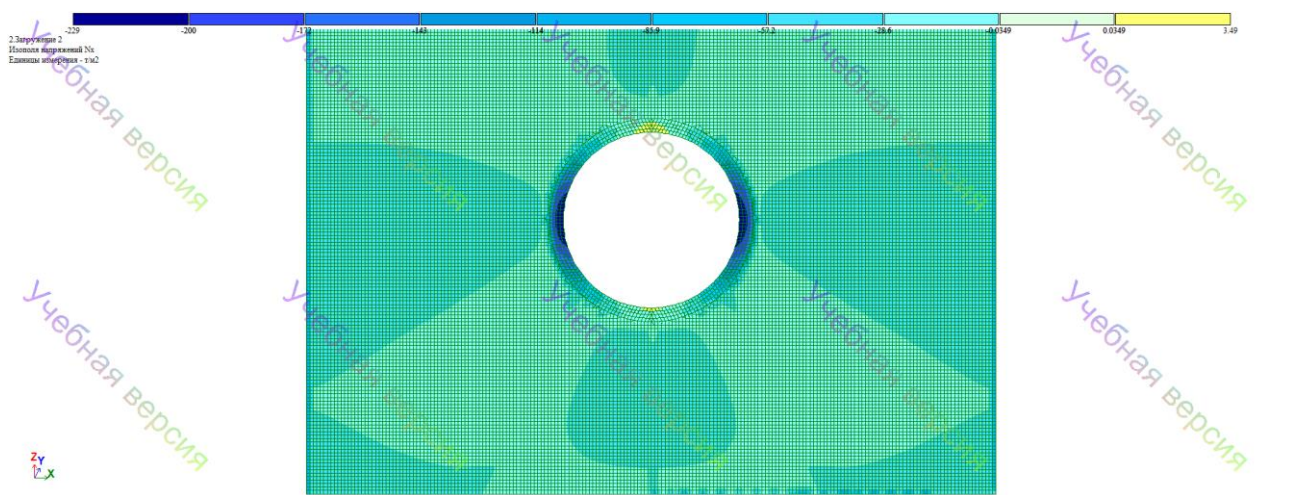


Рисунок 4.6 – Скінченно-елементна модель та ізополя горизонтальних напружень N_x ґрунтового масиву

На рисунку 4.7 показані скінченно-елементна модель та ізополя горизонтальних напружень N_x у оправі і ґрунтовому масиві по осі X по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи і до установки оправи тунелю, стадія III.

У ході монтажу оправи перегінного тунелю можемо спостерігати практично незмінні горизонтальні напруження в оправі та в ґрунтовому масиві в цілому.

III стадія

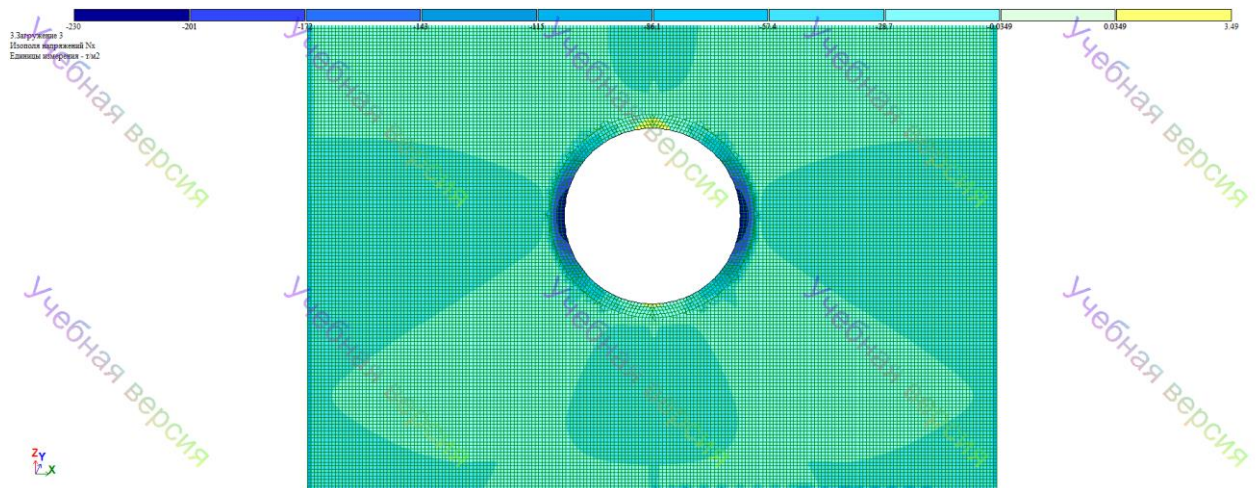
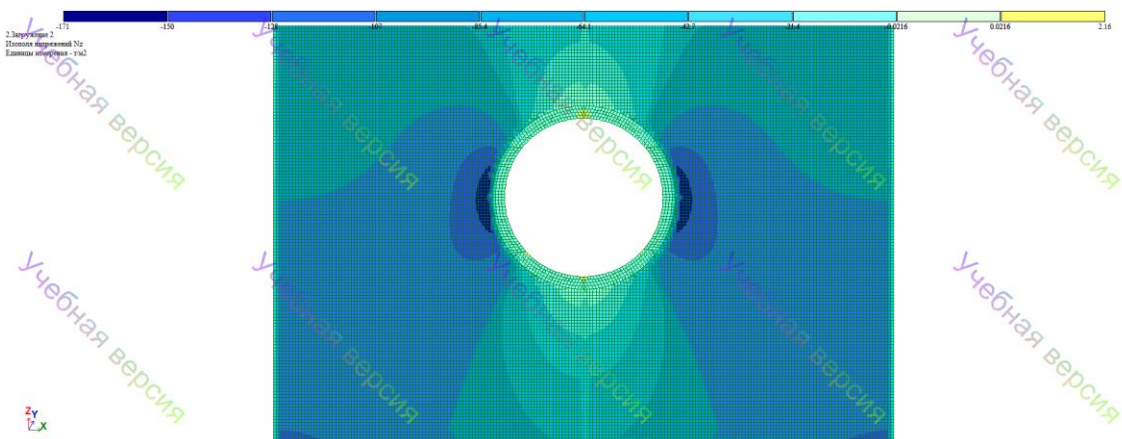


Рисунок 4.7 – Скінченно-елементна модель та ізополя горизонтальних напружень ґрунтового масиву і в оправі тунелю

На рисунку 4.8 показані скінченно-елементна модель та ізополя вертикальних напружень N_z у ґрунтовому масиві по осі Z по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи і до установки оправі тунелю, стадія II. У ході дослідження було встановлено, що максимальне значення вертикальних напружень становить -361 т/м^2 , в лотковій та сводовій частині виробки $2,96 \text{ т/м}^2$.



II стадія будівництва

Рисунок 4.8 – Скінченно-елементна модель та ізополя вертикальних напружень ґрунтового масиву

На рисунку 4.9 показані ізополя вертикальних напружень N_z у ґрунтовому масиві по осі Z та по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи після монтажу оправи тунелю, стадія III. Спостерігаємо на стадії монтажу оправи незмінні вертикальні напруження як в оправі так і ґрунтовому масиві.

III стадія будівництва

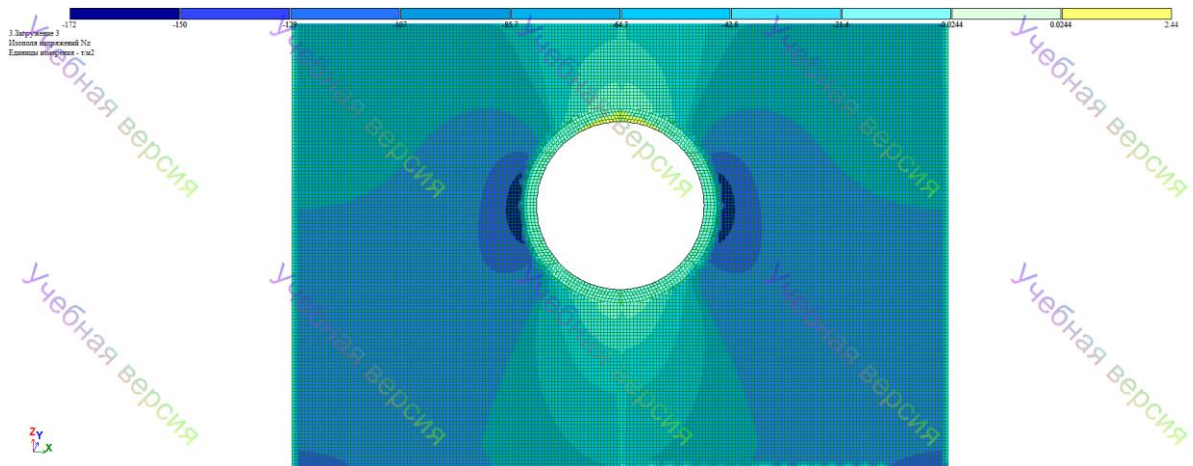


Рисунок 4.9 – скінченно-елементна модель та ізополя вертикальних напружень ґрунтового масиву і оправі тунелю

На рис. 4.10 наведені результати розрахунку зусиль в оправі перегінного тунелю колового обрису, значення наведені у таблиці 4.1.

Епюра нормальних сил

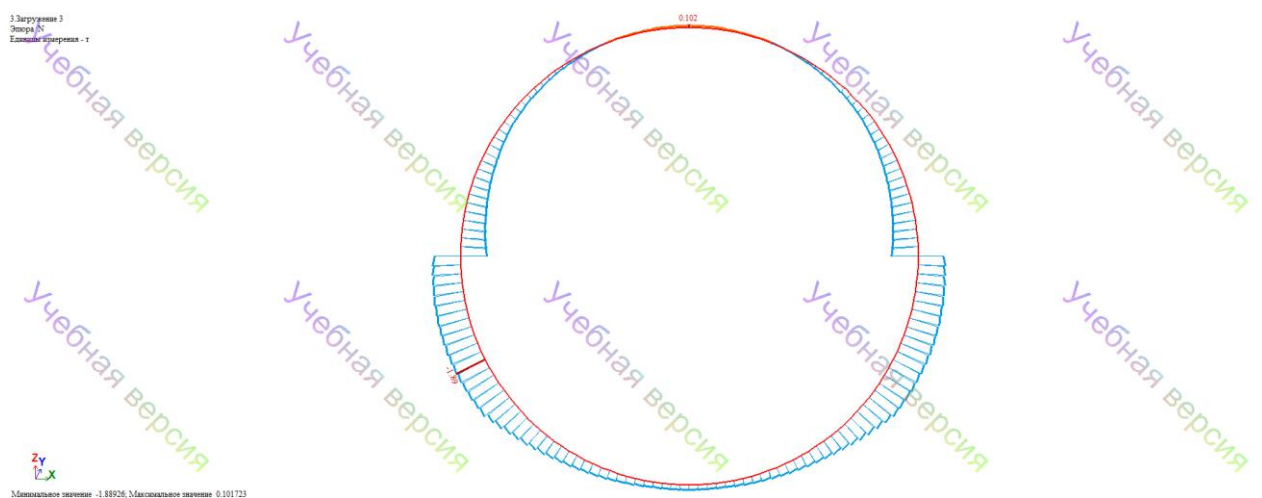


Рисунок 4.10 – Епюра нормальних сил в оправі тунелю

На рис. 4.11 наведені результати розрахунку зусиль в оправі перегінного тунелю колового обрису.

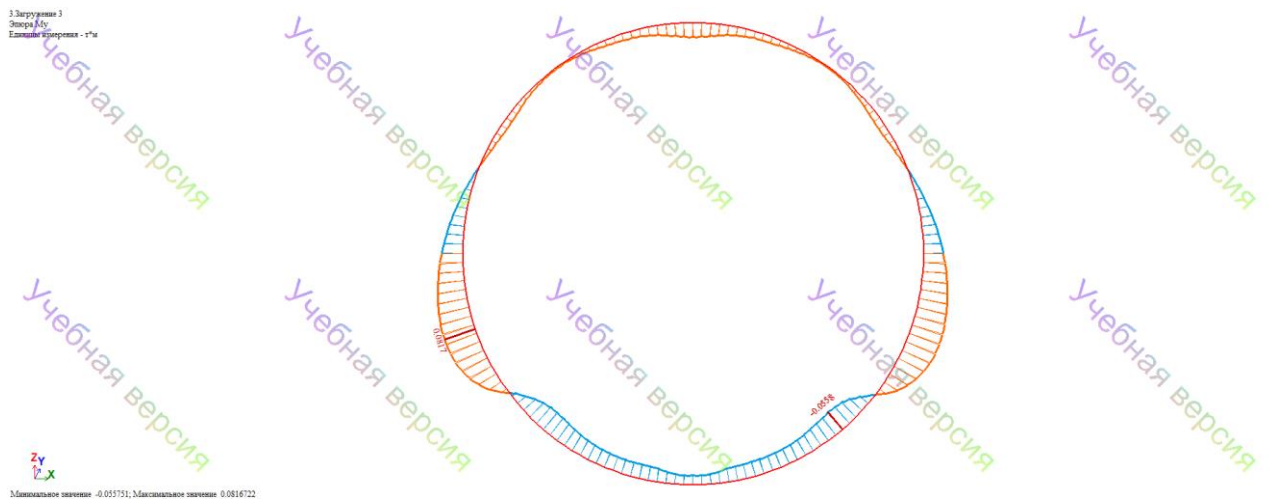


Рисунок 4.11 – Епюра згинальних моментів в оправі тунелю

4.3 Чисельний аналіз напружено-деформованого стану оправи (NATM-еліпсоїдної форми)

Для перевірки правильності створеної скінченно-елементної моделі ґрунтового масиву та оправі тунелю до нього прикладаються навантаження, що відповідають власній вазі, і визначаються деформації масиву за глибиною.

На рисунку 4.12 зображені скінченно-елементна модель та ізополя переміщень у ґрунтовому масиві вздовж осі Z на початковому етапі, до виконання робіт із проходки перегінних тунелів метрополітену (стадія I).

Горизонтальне розташування ізополів свідчить про коректність побудови скінченно-елементної моделі ґрунтового масиву та конструкції оправі тунелів.

I стадія

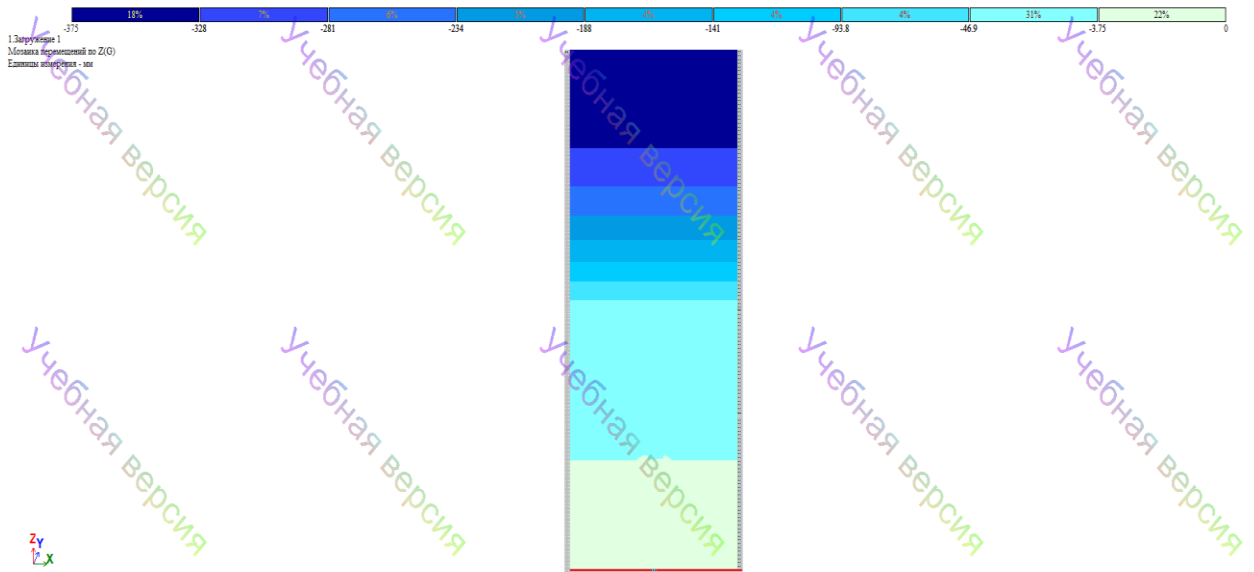


Рисунок 4.12 – скінченно-елементна модель та ізополя переміщень ґрунтового масиву по Z

На рисунку 4.13 показані ізополя переміщень по осі Z по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи до установки оправи тунелю, стадія II.

Максимальні переміщення в ґрунтовому масиві в сводовій частині виробки сягають 1,55 мм, а в лотковій 0,538мм.

II стадія

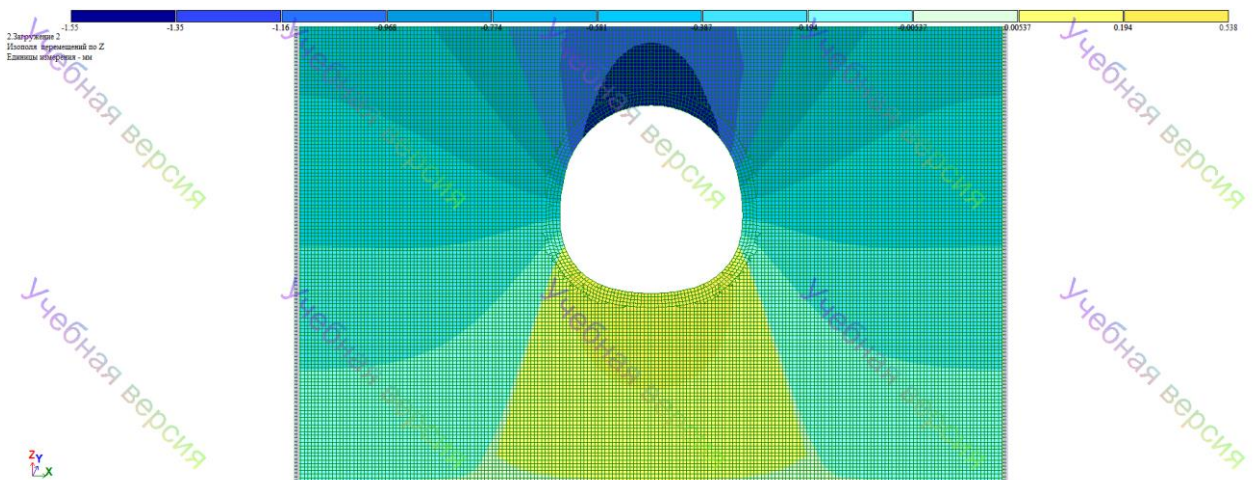


Рисунок 4.13 – Скінченно-елементна модель та ізополя переміщень ґрунтового масиву по осі Z

На рисунку 4.14 показані скінченно-елементна модель та ізополя переміщень по осі Z по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи та після монтажу оправи тунелю, стадія III. Після монтажу оправи видно, що максимальні вертикальні переміщення спостерігаються в сводовій частині перегінного тунелю 0,0266мм, а в лотковій частині виробки вони практично відсутні.

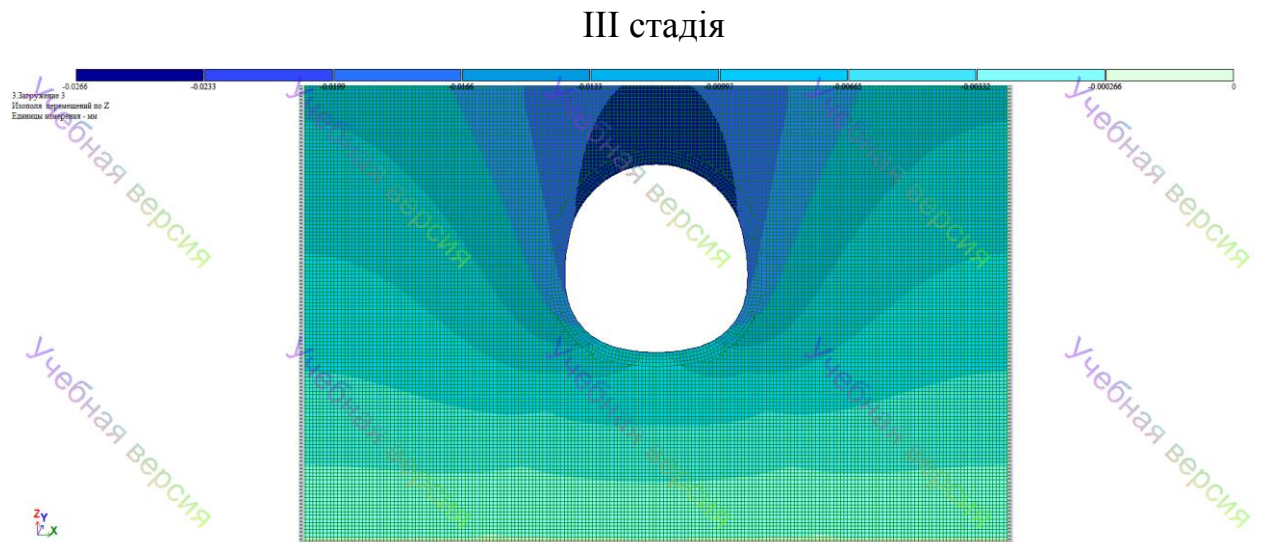


Рисунок 4.14 – Скінченно-елементна модель та ізополя переміщень ґрунтового масиву по осі Z

На рисунку 4.15 наведені скінченно-елементна модель та ізополя переміщень уздовж осі X по контуру виробки перегінного тунелю після видалення породи, але до встановлення оправи тунелю (стадія II). Результати показують, що максимальне горизонтальне переміщення ґрунтового масиву становить 0,0899 мм.

На рисунку 4.16 представлені скінченно-елементна модель та ізополя переміщень уздовж осі X по контуру виробки перегінного тунелю після видалення породи та монтажу оправи тунелю (стадія III). Спостерігається зменшення максимальних горизонтальних переміщень ґрунтового масиву після закріплення виробки, які склали 0,0531 мм.

II стадія

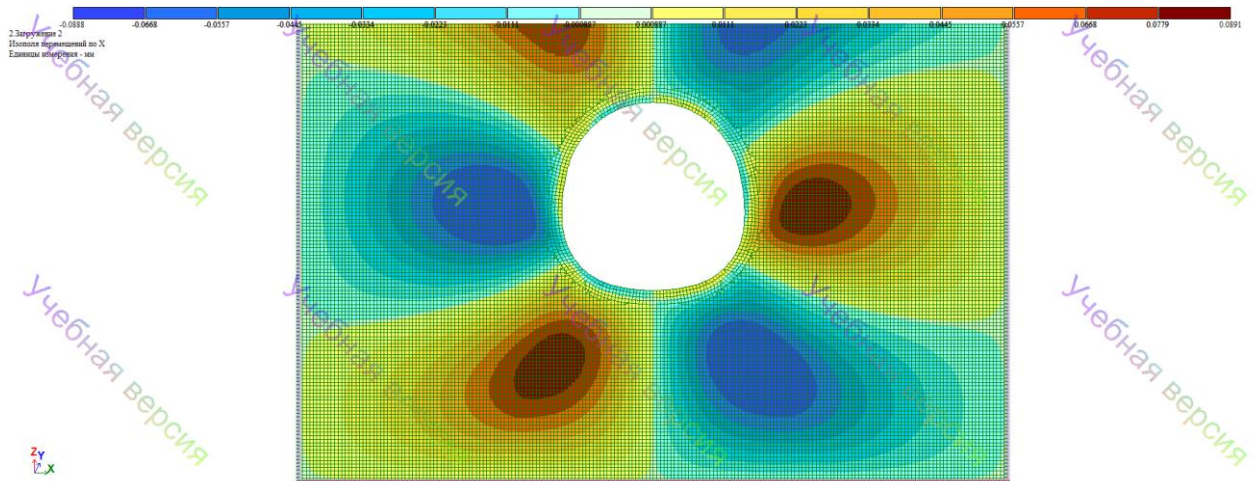


Рисунок 4.14 – скінченно-елементна модель та Ізополя переміщень ґрунтового масиву по X

III стадія

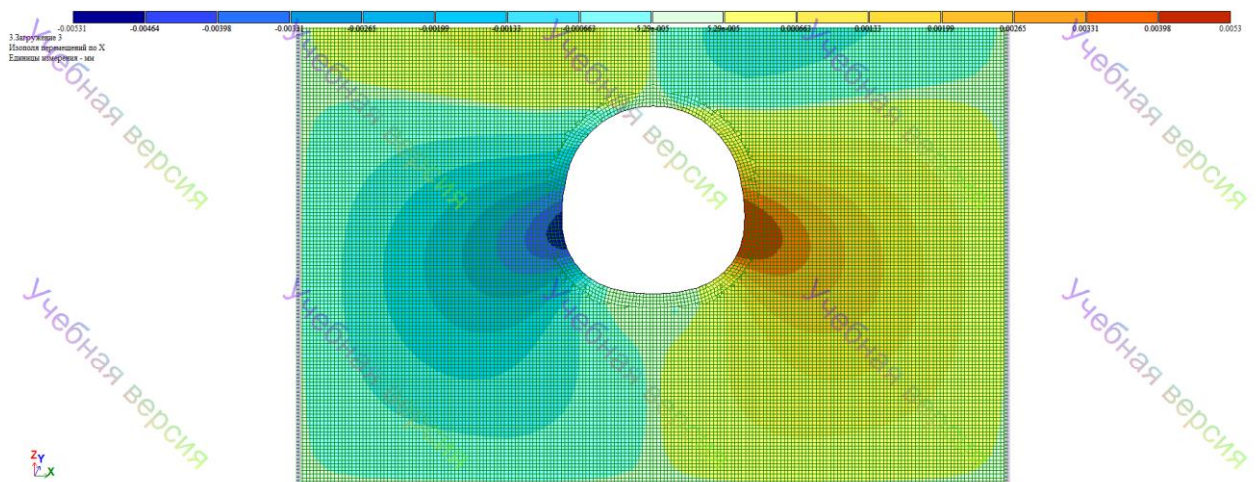


Рисунок 4.15 – скінченно-елементна модель та Ізополя переміщень ґрунтового масиву по X

На рисунку 4.16 зображені ізополя горизонтальних напружень у ґрунтовому масиві вздовж осі X по контуру виробки перегінного тунелю після видалення породи, але до встановлення оправи тунелю (стадія II). Результати моделювання показують, що максимальне значення горизонтальних напружень після розробки породи становить -231 т/м^2 , тоді як у лотковій та сводовій частинах виробки спостерігаються незначні зони напружень із величиною $3,5 \text{ т/м}^2$.

II стадія

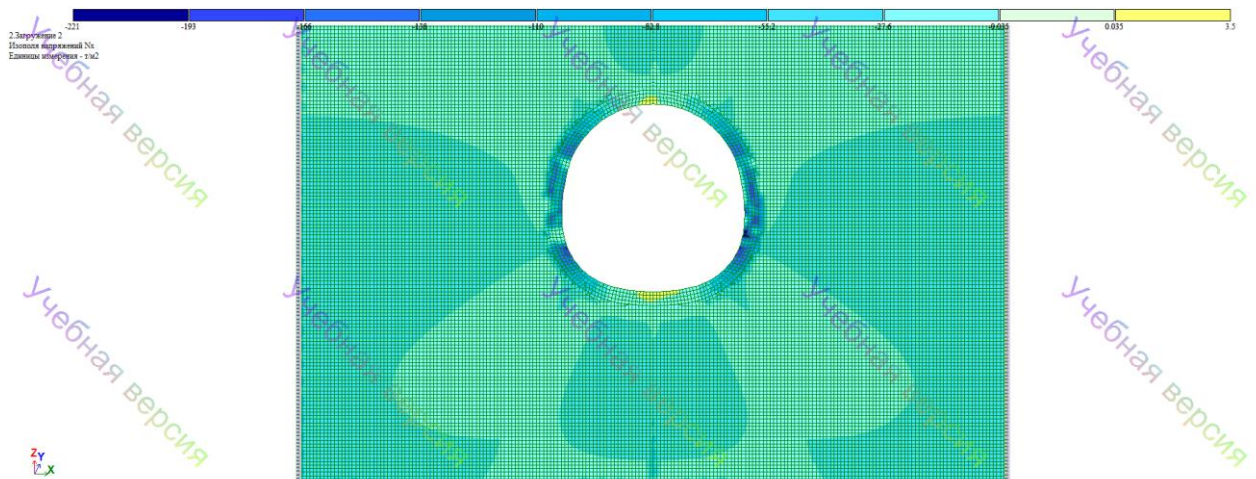


Рисунок 4.16 – скінченно-елементна модель та ізополя горизонтальних напружень ґрунтового масиву до монтажу оправи

На рисунку 4.17 наведені скінченно-елементна модель та ізополя горизонтальних напружень в оправі та ґрунтовому масиві вздовж осі X по контуру виробки перегінного тунелю після розробки породи та монтажу оправи (стадія III). Після встановлення оправи тунелю горизонтальні напруження в оправі та ґрунтовому масиві залишаються практично незмінними.

III стадія

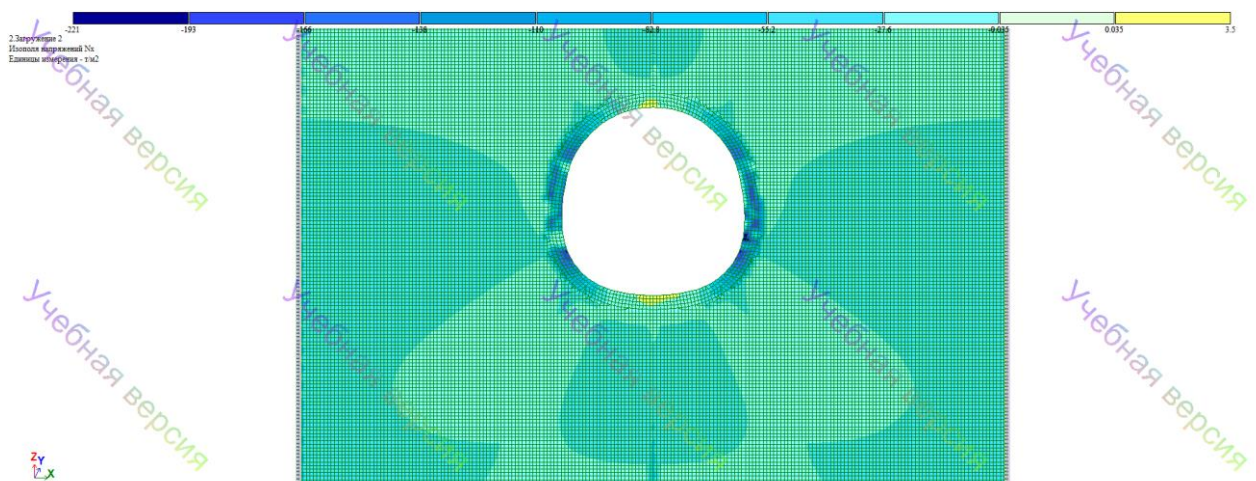


Рисунок 4.17 – Скінченно-елементна модель та ізополя горизонтальних напружень ґрунтового масиву і оправи тунелю

На рисунку 4.18 представлені ізополя вертикальних напружень N_z у ґрунтовому масиві вздовж осі Z по контуру виробки перегінного тунелю після видалення породи, але до встановлення оправи тунелю (стадія II). Результати дослідження показали, що максимальне значення вертикальних напружень становить -220 т/м^2 , тоді як у лотковій та звідній частинах виробки воно складає $3,5 \text{ т/м}^2$.



Рисунок 4.18 – Скінченно-елементна модель та ізополя вертикальних напружень ґрунтового масиву до монтажу оправи

На рисунку 4.19 зображені скінченно-елементна модель та ізополя вертикальних напружень N_z у ґрунтовому масиві вздовж осі Z та по контуру виробки перегінного тунелю після видалення породи та монтажу оправи (стадія III). Після встановлення оправи вертикальні напруження залишаються незмінними як у самій оправі, так і в ґрунтовому масиві.

III стадія

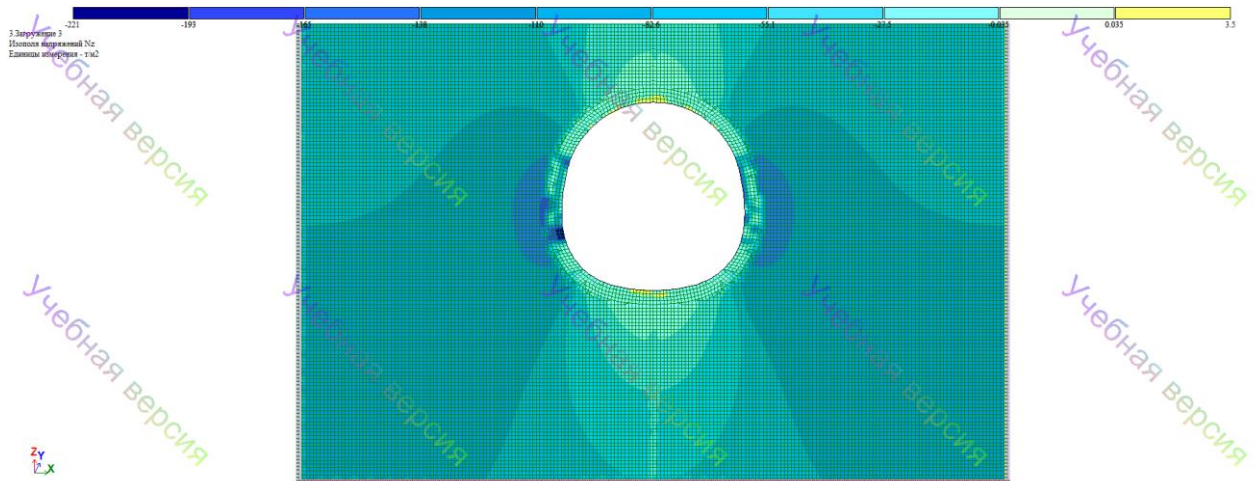


Рисунок 4.19 – скінченно-елементна модель та ізополя вертикальних напружень ґрунтового масиву і оправи тунелю

На рис. 4.19 наведені результати розрахунку зусиль в оправі перегінного тунелю еліптичного обрису.

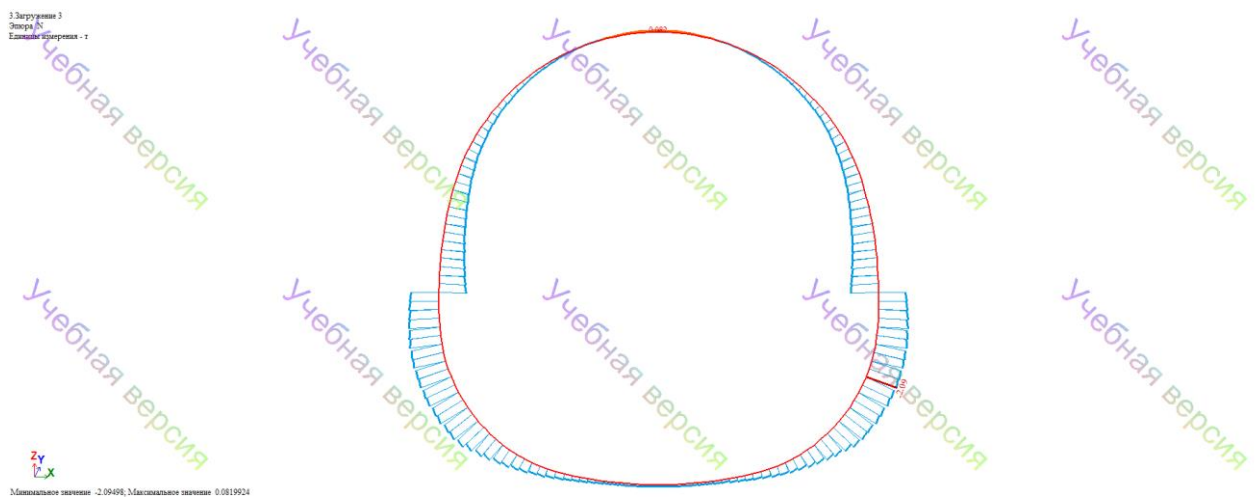


Рисунок 4.19 – Епюра згинальних моментів і епюра нормальних сил в оправі тунелю

На рис. 4.20 наведені результати розрахунку зусиль в оправі перегінного тунелю колового обрису.



Рисунок 4.20 – Епюра згинальних моментів і епюра нормальних сил в оправі тунелю

4.4 Порівняння результатів моделювання до визначення напружено-деформованого стану перегінного тунелю

Для порівняння напружено-деформованого стану (НДС) перегінного тунелю з коловим і еліпсоїдним перерізом у ключових точках перерізу (0° , 45° , 90° , 270°), доцільно створити таблицю (4.1).

Таблиця 4.1.

Порівняння напружено-деформованого стану масиву навколо виробки перегінного тунелю з коловим і еліпсоїдним перерізом

Стадія	Кути точок перерізу	Значення	Форма перегінного тунелю	
			Колова	Еліптична
До встановлення оправи	0°	Переміщення по X, мм	0.044	-0.025
		Переміщення по Z, мм	-0.457	-0.591
		Горизонтальні напруження N_x , т/м ²	-228.98	-197.86
		Вертикальні напруження N_z , т/м ²	-4.336	-2.252
	45°	Переміщення по X, мм	0.030	0.004
		Переміщення по Z, мм	0.030	-1.409
		Горизонтальні напруження N_x , т/м ²	-87.595	-90.762
		Вертикальні напруження N_z , т/м ²	-1.447	3.381

		напруження $N_z, \text{т/м}^2$		
90°	Переміщення по X, мм	2.077		7.581
	Переміщення по Z, мм	-0.537		-1.548
	Горизонтальні напруження $N_x, \text{т/м}^2$	3.497		3.495
	Вертикальні напруження $N_z, \text{т/м}^2$	2.077		0.378
	270°	Переміщення по X, мм	0.000	
270°	Переміщення по Z, мм	0.510		0.537
	Горизонтальні напруження $N_x, \text{т/м}^2$	0.259		0.010
	Вертикальні напруження $N_z, \text{т/м}^2$	2.361		3.497

Переміщення по X:

Коловий тунель:

Максимальне переміщення на 90° (2.077 мм), мінімальне на 270° (0.000 мм).

Еліптичний тунель:

Мінімальне переміщення також на 270° (0.000 мм), найбільше значення на 90° (7.581 мм).

Порівняння: Для еліптичного тунелю на 90° спостерігається значно більше переміщення, тоді як на інших кутах еліптична форма демонструє менш значні зміщення.

Переміщення по Z:

Коловий тунель:

Максимальне переміщення на 270° (0.510 мм), мінімальне на 0° (-0.457 мм).

Еліптичний тунель:

Найбільше переміщення на 90° (-1.548 мм), мінімальне на 0° (-0.591 мм).

Порівняння: У коловому тунелі переміщення по Z менші, ніж в еліптичному, особливо на 90° .

Еліптичний тунель демонструє більше переміщення по X на 90° (7.581 мм), але менш суттєві переміщення по Z на 0° (-0.591 мм).

У коловому тунелі переміщення по Z залишаються меншими на більшості точок.

Горизонтальні напруження (N_x):

Коловий тунель:

Максимальні негативні напруження на 0° (-228.98 т/м²), мінімальні на 90° (3.497 т/м²).

Еліптичний тунель:

На 0° спостерігається значно менше значення (-197.86 т/м²), що зростає на 270° (0.010 т/м²).

Порівняння: Горизонтальні напруження в еліптичному тунелі загалом менші, ніж у коловому.

У коловому тунелі спостерігаються значно більші негативні значення на 0° , ніж в еліптичному.

Вертикальні напруження (N_z):

Коловий тунель:

Найвищі напруження на 270° (2.361 т/м²), найнижчі на 0° (-4.336 т/м²).

Еліптичний тунель:

Найвищі значення на 270° (3.497 т/м²), найнижчі на 0° (-2.252 т/м²).

Порівняння: Вертикальні напруження для еліптичного тунелю на 0° менші за коловий тунель, але на 270° перевищують його.

Напруження для еліптичного тунелю в більшості випадків перевищують значення для колового, особливо на 270° .

Висновки: Коловий тунель демонструє стабільніші показники напружень та переміщень.

Еліптична форма більше піддається переміщенню та нерівномірним напруженням, що може впливати на довговічність конструкції.

Таблиця 4.2.

Порівняння напружено-деформованого стану оправ перегінного тунелю з коловим і еліпсоїдним перерізом

Стадія	Кути перерізу	Значення	Форма перегінного тунелю	
			Колова	Еліптична
Після монтажу оправи	0°	Переміщення по X, мм	0.004	0.004
		Переміщення по Z, мм	-0.020	-0.021
		Горизонтальні напруження N_x , т/м ²	-229.47	-198.34
		Вертикальні напруження N_z , т/м ²	-4.930	-2.587
		Поздовжнє зусилля N, т	-1.605	-1.581
		Згинальний момент M_y , т*м	0.055	-0.009
		Поперечна	-0.048	-0.062

		сила Qz, т		
45°	Переміщення по X, мм	0.001	0.001	
	Переміщення по Z, мм	-0.023	-0.025	
	Горизонтальні напруження Nx, т/м ²	-87.652	-90.768	
	Вертикальні напруження Nz, т/м ²	-0.870	3.404	
	Поздовжнє зусилля N, т	-0.411	-0.347	
	Згинальний момент Mu, т*м	0.010	0.005	
	Поперечна сила Qz, т	0.011	0.037	
	90°	Переміщення по X, мм	-2.983	-7.063
Переміщення по Z, мм		-0.026	-0.027	
Горизонтальні напруження Nx, т/м ²		3.498	3.494	
Вертикальні напруження Nz, т/м ²		2.866	1.261	
Поздовжнє зусилля N, т		0.102	0.082	

		зусилля N , т		
		Згинальний момент M_y , т*м	0.037	0.031
		Поперечна сила Q_z , т	0.031	0.045
	270°	Переміщення по X , мм	-1.222	-1.370
		Переміщення по Z , мм	-0.0106	-0.0105
		Горизонтальні напруження N_x , т/м ²	-0.033	-0.894
		Вертикальні напруження N_z , т/м ²	1.343	3.250
		Поздовжнє зусилля N , т	-0.300	-0.138
		Згинальний момент M_y , т*м	-0.023	-0.016
		Поперечна сила Q_z , т	0.056	0.054

Переміщення по X

Коловий тунель:

Максимальні переміщення спостерігаються на 270° (-1.222 мм), мінімальні — на 45° (0.001 мм).

Еліптичний тунель:

Подібна ситуація — максимальні переміщення на 270° (-1.370 мм), мінімальні також на 45° (0.001 мм).

Значення переміщень для обох форм тунелю майже однакові, з невеликою різницею на 270° .

Переміщення по Z

Коловий тунель:

Найбільші негативні переміщення на 90° (-0.026 мм), мінімальні на 270° (-0.0106 мм).

Еліптичний тунель:

Найбільше негативне значення також на 90° (-0.027 мм), мінімальне — на 270° (-0.0105 мм).

Еліптичний тунель демонструє дещо більші переміщення по Z у всіх точках.

Горизонтальні напруження (N_x)

Коловий тунель:

Максимальне негативне значення на 0° (-229.47 т/м²), найменше на 90° (3.498 т/м²).

Еліптичний тунель:

Аналогічно, найбільше значення на 0° (-198.34 т/м²), найменше на 90° (3.494 т/м²).

Горизонтальні напруження у коловому тунелі вищі у точці 0° , тоді як в еліптичному вони нижчі на всіх точках.

Вертикальні напруження (N_z)

Коловий тунель:

Максимальні негативні напруження на 0° (-4.930 т/м²), найменші на 270° (1.343 т/м²).

Еліптичний тунель:

Найбільші напруження на 270° (3.250 т/м²), найменші на 0° (-2.587 т/м²).

Вертикальні напруження значно більші у еліптичному тунелі на 270° , але менші на 0° .

Поздовжнє зусилля (N)

Коловий тунель:

Максимальне негативне значення на 0° (-1.605 т), мінімальне на 90° (0.102 т).

Еліптичний тунель:

Найбільше негативне значення на 0° (-1.581 т), мінімальне на 90° (0.082 т).

Еліптичний тунель має трохи менші значення поздовжнього зусилля.

Згинальний момент (M_y)

Коловий тунель:

Найбільше позитивне значення на 0° (0.055 т·м), мінімальне на 270° (-0.023 т·м).

Еліптичний тунель:

Найбільше значення на 90° (0.031 т·м), мінімальне на 270° (-0.016 т·м).

Згинальні моменти в еліптичному тунелі трохи нижчі за коловий.

Поперечна сила (Q_z)

Коловий тунель:

Найбільше значення на 270° (0.056 т), найменше на 0° (-0.048 т).

Еліптичний тунель:

Аналогічна ситуація, але максимальні значення трохи нижчі (0.054 т).

Різниця в поперечній силі між формами тунелів незначна.

Загальні висновки:

Переміщення: Еліптичний тунель має трохи більші переміщення по Z, але переміщення по X майже однакові.

Горизонтальні напруження: Коловий тунель демонструє більші значення на всіх точках, особливо на 0° .

Вертикальні напруження: Еліптичний тунель має вищі значення напружень на 270° , але менші на 0° .

Згинальні моменти та поперечні сили: Різниця між формами тунелів є мінімальною.

Це дозволяє припустити, що еліптичний тунель більш стійкий до деформацій на горизонтальному рівні, тоді як коловий тунель краще витримує вертикальні навантаження.

Результати розрахунку, особливо отримані з використанням складних моделей у чисельних методах, практично завжди потребують перевірки. Однак не завжди можна коректно здійснити розрахунок іншими методами через обмеження їх можливостей. Тому в таких умовах єдиним способом перевірити результати розрахунку є результати натурних досліджень, про що говорять багато дослідників.

Не менш важливим є врахування технічного стану конкретно самої оправи при оцінці її несучої здатності, зокрема багаторічної роботи тимчасових і постійних кріплень. Результати. При всьому різноманітті методів розрахунку напружено-деформованого стану оправ і виробіток статистика натурних досліджень при будівництві транспортних тунелів в Україні показує, що величини зусиль не завжди відповідають розрахунковим значенням. Можна багато міркувати про нестачу розрахункових методів та необхідність їх розвитку, але є інший шлях – визначення найефективнішого методу розрахунку в залежності від конкретних умов будівництва. Це можна зробити за наявності великого обсягу результатів натурних досліджень.

ВИСНОВКИ

Проведений аналіз способів розрахунку тунельних оправ різної форми і отримані результати розрахунку напружено-деформованого стану як оправи перегінного тунелі різної форми, так і оточуючого ґрунтового масиву дають змогу зробити наступні висновки:

1. Проаналізовані інженерно-геологічні умови спорудження перегінного тунелю дали змогу зробити висновок про те, що ґрунт в якому споруджується перегінний тунель має зони з великою тріщинуватістю тому його міцність приймається мінімальною.

2. Розроблено скінчено-елементні моделі ґрунтового масиву і тунельних оправ різної форми для чисельного аналізу системи з розміром скінчених елементів 10 см. Що покращує результати розрахунків.

3. Виконано аналіз результатів напружено-деформованого стану ґрунтового масиву і тунельних оправ, який надав змогу отримати висновок про розбіжність результатів для різних форм оправ.

4. Проведений аналіз напружено-деформованого стану оправ різної форми з урахуванням способу спорудження і їх гідроізоляції дає змогу зробити висновок, що оправи еліптичної форми, які споруджуються Новоавстрійським способом мають переваги у міцності і довговічності.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Петренко, В. І. Станції метрополітену: конструкції та спорудження [Текст]: навчальний посібник / В. І. Петренко, В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін. – Д.: Вид-во «Нова ідеологія», 2012. – 164 с.
2. Айвазов, Ю. М. Проектування метрополітенів (у 3-х частинах). Начальний посібник. Частина 1 [Текст] / Ю. М. Айвазов. – Київ: НТУ, 2006. – 166 с.
3. Петренко, В. Д. Методичні вказівки до курсового й дипломного проектування «Станція метрополітену глибокого закладення (конструкції та спорудження)» [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін, Д. В. Тютюкін. – Д.: Нова ідеологія, 2015. – 30 с.
4. Гайко, Г. І. Конструкції кріплення підземних споруд: Навчальний посібник [Текст] / Г. І. Гайко. – Алчевськ: Дон ДНУ, 2006 – 133с.
5. Тютюкін, О. Л. Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій [Текст] / О. Л. Тютюкін. – Дніпро : Журфонд, 2020. – 260 с.
6. Тютюкін О. Л. Тунелі і метрополітени. Навчально-методичні рекомендації для курсового проектування «Спорудження тунелів щитовим способом» / Уклад. О. Л. Тютюкін, В. П. Купрій, В. А. Мірошник; Електрон. вид. – Дніпро : УДУНТ, 2023. – 60 с.
7. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. 74 с.
8. ДБН В.2.3-7-2018. Метрополітени. Основні положення. – На заміну ДБН В.2.3-7-2010; надано чинності 2019-09-01. – Київ: Мінрегіонбуд України 2019. – 69 с.
9. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – На заміну ДБН В.1.2-14:2009; надано чинності 2019-01-01. – Київ: Мінрегіон України, 2018. – 29 с.
10. Петренко, В. І. Розрахунок трисклепінчастих станцій метрополітену

глибокого закладення [Текст] / В. І. Петренко, В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін. – Дніпропетровськ : Наука і освіта, 2004. – 176 с.

11. Петренко, В. Д. Методичні вказівки для курсового та дипломного проектування «Математичне моделювання підземних споруд на основі методу скінченних елементів. Ч. 1. Structure CAD for Windows (SCAD)» [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін, В. П. Купрій. – Дніпропетровськ : Нова ідеологія, 2010. – 56 с.