

Реферат

Дипломна робота магістра представлена на _____ сторінках та містить _____ рисунків, _____ таблиць, _____ літературних джерел.

Об'єкт дослідження: перегінні тунелі підводної частини альтернативної лінії Дніпровського метрополітену.

Предмет дослідження: напружено-деформований стан перегінних тунелів підводної частини.

Мета роботи полягає в обґрунтуванні спорудження перегінних тунелів підводної частини альтернативної лінії Дніпровського метрополітену та у визначенні закономірностей напружено-деформованого стану їх оправи під час дії гідростатичного тиску.

В дипломній роботі магістра вирішені наступні **задачі:**

1. Проведено аналіз особливостей будівництва підводних тунелів.
2. Розроблені варіанти оправи та проведено їх техніко-економічне порівняння.
3. Виконаний аналітичний розрахунок оправи перегінного тунелю підводної частини та її чисельний аналіз.
4. Проведене обґрунтування щитової проходки перегінного тунелю підводної частини із аналізом технологічних процесів.
5. Розроблені основи охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях при перегінних тунелів підводної частини.

Галузь застосування: метробудування.

Ключові слова: метрополітен, перегінний тунель, підводна частина, щитова проходка, тунелепрохідницький комплекс, метод скінченних елементів, охорона праці

										011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

Вступ

Розділ 1. Аналіз особливостей будівництва підводних тунелів

1.1 Порівняльний аналіз способів спорудження підводних тунелів ...

1.2 Щитова проходка при спорудженні підводних перегінних тунелів

1.3 ТПМК із привантаженням для протидії гідростатичному тиску під час будівництва підводних тунелів

1.4 Аналіз інженерно-геологічних умов будівництва

Розділ 2. Варіантне проектування оправи перегінного тунелю підводної частини.....

2.1 Визначення параметрів варіантів оправи перегінного тунелю

2.2 Техніко-економічне обґрунтування варіантів оправи

Розділ 3. Аналітичний розрахунок оправи перегінного тунелю підводної частини.....

3.1 Основні положення аналітичного розрахунку

3.2 Визначення навантажень

3.3 Аналітичний розрахунок оправи за методом О. Ю. Бугаєвої

3.4 Перевірка оправи на міцність

Розділ 4. Чисельний аналіз оправи перегінного тунелю підводної частини

4.1 Чисельний аналіз оправи перегінного тунелю в експлуатаційній стадії

4.2 Чисельний аналіз оправи перегінного тунелю під час дії гідростатичного тиску

Розділ 5. Обґрунтування щитової проходки перегінного тунелю

5.1 Організація будівництва перегінного тунелю

5.2 Будівельний майданчик

5.3 ТПМК для проведення щитової проходки

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

5.4	Навантаження ґрунту
5.5	Монтаж оправи
5.6	Гідроізоляція збірної залізобетонної тунельної оправи
5.7	Герметизація тунельної оправи із застосуванням гумових ущільнювачів
5.8	Первинне нагнітання
5.9	Контрольне нагнітання
5.10	Розрахунок вентиляції
5.11	Вентиляція, водопостачання та освітлення
Розділ 6. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	
Висновки	
Бібліографічний список	

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Вступ

Перегінні тунелі призначені для руху поїздів та за своєю довжиною складають основну частину підземної лінії метрополітену. Вони розрізняються по числу шляхів, конструктивній формі і матеріалу оправ. Також характерною особливістю перегінних тунелів є спосіб їх спорудження – щитова проходка або еректорний (безщитовий).

Якщо перегінні тунелі метрополітену споруджуються для підводної частини (блок-дільниці), то при виробництві робіт, а також при проектуванні та розрахунку, додається серйозна складність – дія гідростатичного тиску, що викликаний наявністю стовпа води над шелигою склепіння. Слід відмітити, що, при наявності декількох технологій спорудження підводних тунелів, чіткого обґрунтування їх особливостей не отримано. Це пояснюється об'єктивним положенням, оскільки сумісний вплив гірського та гідростатичного тиску є складною науковою задачею.

Спорудження альтернативної лінії Дніпровського метрополітену, яка прямує із центра міста на лівий берег (початок Слобожанського проспекту), потребує обґрунтування перегінних тунелів підводної частини. Причому, як вже було відмічено, цей процес розділюється на дві задачі. По-перше, оскільки спорудження вказаних тунелів буде спиратися на щитову проходку, слід детально обґрунтувати усі технологічні процеси, пов'язані із тунелепрохідницьким комплексом.

По-друге, обґрунтування потребує і напружено-деформований стан оправы перегінного тунелю, яка взаємодіє із скельним масивом, що характеризується високою тріщинуватістю, що, в свою чергу, тягне за собою значну дію гідростатичного тиску. Таку задачу можливо вирішити лише за допомогою чисельного аналізу на основі методу скінченних елементів.

Альтернативна лінія Дніпровського метрополітену, яка поєднає потенційні станції «Майдан» (пересадочний вузол разом із станцією «Центральна») та «Слобожанська» (станція мілкового закладення на початку

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Слобожанського проспекту), потребує вирішення обох цих задач. Це пояснюється тим, що досвід будівництва підводних тунелів в Україні дуже обмежений, а їх оправи є недостатньо сконструйованими. Ще одним важливим питанням є вибір тунелепрохідницького комплексу, який повинен мати привантаження для протистояння гідростатичного тиску.

Вибір такого комплексу тягне за собою зміну конструкції оправи перегінного тунелю, а також вибір її матеріалу. Застосування чавунних тубінгів, яке є обґрунтованим та закономірним, може бути кореговане шляхом заміни залізобетонних блоків із герметизацією тунельної оправи із застосуванням гумових ущільнювачів (досвід УНДКТІ м. Дніпра). Але зміна напружено-деформованого стану, що пов'язана із кардинальною зміною жорсткості, є важливим, ще не вирішеним питанням.

Таким чином, в магістерській роботі поставлено за мету провести обґрунтування спорудження перегінних тунелів підводної частини альтернативної лінії Дніпровського метрополітену та у визначенні закономірностей напружено-деформованого стану їх оправи під час дії гідростатичного тиску. Вирішення такої комплексної задачі в магістерській роботі позначене науковою новизною, а отримані результати обґрунтування спорудження мають практичну цінність.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

опускних секцій Н2.

Вартість підводного тунелю довжиною в кілька сотень метрів вища за вартість моста. Проте зі збільшенням довжини переходу вартість 1 м тунелю знижується, а моста – збільшується.

Недоліки підводного тунелю: необхідність постійної вентиляції, освітлення та водовідведення, здорожують експлуатацію. З розвитком туризму у підводних тунелів знайшовся ще такий недолік, як відсутність оглядовості.

У сучасній практиці підводного тунелебудування вироблені оптимальні глибини (20...35 м) розташування тунелю щодо середнього рівня води. Така глибина не викликає великих навантажень від гідростатичного тиску, забезпечує безпечний пропуск суден та дозволяє в разі необхідності використовувати працю водолазів.

Секції представляють собою окремі ланки конструкції довжиною до 150 м. Спорудження секцій виконують індустріальними способами, а монтаж їх в готовий тунель порівняно мало трудомісткий. Якщо всі секції для тунелю виготовлені, то саме складання відбувається в короткі терміни, які вимірюються декількома тижнями або місяцями.

Спосіб опускання секцій вибирають залежно від умов судноплавства в місці розташування тунелю.

В період будівництва окремих секцій в доці або на стапелях навантаження від їх власної ваги передається на опалубку і кружала, несучу спроможність яких визначають звичайними прийомами. Після розбирання кружал оправа сама починає працювати на це навантаження. Однак до цього часу матеріал конструкції (залізобетон) вже набирає міцність, цілком достатню для того, щоб навантаження від власної ваги не викликало в оправі істотних деформацій.

Одним з найбільш відповідальних процесів будівництва підводного тунелю є підводне стикування секцій один з одним. Ранні прийоми стикування виконувалися за участю водолазів і в спеціальних кесонах, що перекривають стик. У місці з'єднання секцій підводним бетонуванням влаштовували

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

бетонний об'ємний комір, після чого тимчасові торцеві діафрагми розбирали і зсередини виконували гідроізоляцію стику. Пізніше стикування здійснювалося за допомогою розтруба, форму якого надавали одному з торців секції. В цей розруб заводили торець іншого елемента конструкції.

Принципово інше рішення, що дозволяє виконувати стикування без участі водолазів, було вперше застосовано для прямокутних секцій. Суть рішення в тому, що в торці конструкції однієї з стикуємих секцій по всьому периметру стику закріплюють гумовий профіль, що забезпечує герметичність стикової камери – простору, обмеженого тимчасовими торцевими діафрагмами секцій.

Після стикування секцій котлован засипають піском, гравієм або щебенем врівень з дном водотоку. Засипка, що лежить на перекритті секцій, виконує роль баласту, що збільшує її вагу. Для цієї ж мети в секціях, конструкції яких мають велику позитивну плавучість, можуть бути влаштовані спеціальні бічні «кишені», які заповнюються сипучим матеріалом. Крім того, насипний ґрунт захищає секції від ударів скинутого якоря або випадково затонулого судна.

1.2 Щитова проходка при спорудженні підводних перегінних тунелів

Протягом останніх тридцяти років в техніці і технології щитової проходки тунелів відбулися істотні зміни. В першу чергу вони торкнулися принципу роботи механізованого щита і його конструкції, що є визначальним в складі тунелепрохідницького механізованого комплексу (ТПМК) і в технології спорудження тунелів [8, 36].

Створено кілька типів щитів нового покоління з герметичною забійною камерою і з пристроями для активного привантаження забою [36]. Це дозволило вести проходку тунелів діаметром від 2 до 15 м в складних інженерно-геологічних і містобудівних умовах без застосування дорогих і трудомістких методів закріплення нестійких ґрунтів і водозниження зі значними швидкостями, до 500 м і більше на місяць і з невеликими осіданнями земної поверхні, до 30 мм.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

робіт в зоні територій, що охороняються;

- повністю ліквідовано важку ручну працю прохідників у забої і підвищена безпека робіт;
- значно зменшений ризик виникнення аварійних ситуацій;
- забезпечена можливість застосування надійних водонепроникних обробок з високою точністю їх монтажу;
- виключення шкідливого впливу на навколишнє середовище, збереження рівня ґрунтових вод;
- досягається позитивний економічний ефект і скорочення термінів будівництва в порівнянні з використанням спеціальних методів робіт.

Стосовно конкретних інженерно-геологічних і містобудівельних умов кожен тип механізованого щита з властивим йому видом активного привантаження забою має свою область ефективного застосування.

Підбір типу механізованого щита стосовно конкретних інженерно-геологічних умов, а також комплекс супутнього обладнання та відповідної оправи є складним техніко-економічним завданням.

В теперішній час розроблені рекомендації покликані в залежності від заданих конкретних умов надати допомогу в попередньому виборі технології робіт і конструкції механізованого щита, тунельної оправи і комплексу захітового обладнання. Остаточний вибір перед укладенням контракту слід проводити за участю представників фірм, що виготовляють устаткування. Рекомендації складені на основі аналізу науково-технічної інформації, та зарубіжного досвіду робіт, в тому числі, по застосуванню ТПМК з привантаженням забою в різних містах світових країн.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Принцип дії механізованих щитів з ґрунтовим привантаженням заснований на протитиску на забій, що створюється ґрунтом, що розробляється та заповнює ізольовану призабійну камеру, яка відділяється герметичною перегородкою від іншої частини щита.

У щитах з ґрунтовим привантаженням протитиск (ґрунтове привантаження), врівноважує гірське і гідростатичний тиск, забезпечується просуванням щита, з одночасним дозованим відбором ґрунту за допомогою регулювання продуктивності шнекового конвеєра. Зміною швидкості пересування щита і частоти обертання шнека (визначає обсяг відбору ґрунту) досягається регулювання тиску ґрунтового привантаження.

1.4 Аналіз інженерно-геологічних умов будівництва

Основним завданням вишукувань для обґрунтування проєктування та будівництва метрополітену є комплексне вивчення інженерно-геологічних умов району, що дозволяє правильно та економічно запроєктувати, побудувати і експлуатувати метрополітен. В результаті досліджень отримуємо інформацію про будову і склад гірського масиву, про гідрогеологічну обстановку. Від правильної оцінки інженерно-геологічних даних залежить стійкість, довговічність підземної споруди, безпека виробництва будівельних робіт, безпека людей, що працюють в забої і збереження міських наземних будівель і комунікацій. Геологічна експертиза, що узагальнює результати досліджень, дає відповідь на всі питання, що цікавлять будівельників, передбачити труднощі, що можуть виникнути в процесі будівництва й експлуатації тунелю, і рекомендувати найбільш сприятливе в геологічному відношенні положення траси.

Дослідженнями встановлені такі основні відомості:

- геологічна будова траси (види і склад гірських порід, характер залягання пластів, їх потужність і тріщинуватість);
- гідрогеологічні умови (наявність водоносних горизонтів, глибина залягання рівнів підземних вод, напрям і швидкість руху підземних вод,

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

характеристика водопроникності порід, очікувані величини водопритоків у виробки, температура і хімічний склад підземних вод);

- фізико-механічні властивості порід;
- можливість прояву при будівництві негативних процесів (розвитку великого гірського тиску, осідань поверхні над тунелями, утворення вивалів породи в забої, прориву пливунів).

Вишукування виконуються у три етапи. У початковому, підготовчому, періоді збираються, вивчаються і узагальнюються фондові та літературні матеріали по району досліджень і намічається програма робіт. Потім, на другому, польовому, етапі робіт за розробленою програмою ведеться інженерно-геологічна розвідка (буріння розвідувальних свердловин, геофізичні дослідження, проходка розвідувальних виробок, лабораторні дослідження ґрунтів і підземних вод за зразками, відібраними в процесі буріння свердловин і проходки виробок). На третьому етапі обробляються матеріали розвідки, завершуються лабораторні роботи і складається звіт про виконану роботу.

Основним видом геологічної розвідки є буріння вертикальних розвідувальних свердловин з періодичним відбором проб ґрунтів, за якими визначається потужність пластів, їх чергування і міцність. Одночасно визначається водоносність шарів окремо для кожного шару. В процесі буріння свердловини опис ґрунтів, що зустрілися, та їх характеристика заносяться у спеціальний буровий журнал. На ділянках траси з відносно простою геологічною будівлею бурять три ряди свердловин через 50 м один від іншого; свердловини в рядах розташовуються через 200 м у шаховому порядку. На ділянках траси зі складною геологічною будівлею (карсти, зсуви, розмиви і т.п.) бурять п'ять рядів свердловин через 25 м один від іншого з розташуванням свердловин у рядах через 50 м у шаховому порядку. У місцях розташування станційних тунелів метрополітену бурять шість свердловин. Глибина свердловин призначається на 6 м більше глибини закладення підосви тунелю, а в складних геологічних умовах свердловини занурюються на 2 м у шар стійких порід, що залягають нижче тунелю.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

У початковій стадії вишукувань для проєктування і техніко-економічного обґрунтування рішень проєкту тунелю буриться тільки частина (не менш 50%) свердловин з урахуванням складності умов у районі його розташування. Остаточне положення споруд, типи конструкцій тунелю і методи провадження робіт по його будівництву установлюються за результатами розвідницького буріння, виконаного в повному обсязі. Не менш 1/3 загального числа свердловин обладнюються фільтрами. Зі свердловин роблять спробні відкачки з метою визначення дебіту, хімічного складу, температури і коливань рівня підземних вод, а також коефіцієнта фільтрації гірських порід.

На підставі геологічних колонок, отриманих за результатами буріння свердловин, розташованих вздовж траси метрополітену, складається геологічний розріз, який представляє графічне зображення геологічних і гідрогеологічних умов, в яких буде вестися будівництво. Складені за результатами досліджень звіт і геологічний розріз – одні з основних документів для проєктування лінії метрополітену. Інженерно-геологічні умови будівництва описуються окремо для кожного перегону, станції, ескалаторного тунелю і стовбура.

Відповідно до загальноприйнятого районування досліджена територія знаходиться у межах Азово-Придніпровської височини та Придніпровської низовини, які є складовими полігенної рівнини України і структурно зумовлені Українським щитом і Дніпровсько-Донецькою западиною.

Азово-Придніпровська височина являє собою морфоструктуру першого порядку переважно на докембрійській основі і частково на палеогеновій та неогеновій. Представлена на дослідженій території Придніпровською височиною. В структурному відношенні вона відповідає Середньопридніпровському району Українського щита. Поверхня височини слабо горбиста із сплещеними межиріччями, з інтенсивно ерозійно розчленованими схилами та слабо нахиленими до Дніпра придолинними рівнинами.

Особливості будови Придніпровської височини зумовлені рельєфом

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

поверхні докембрійського фундаменту, а також залежні від складу і потужності пухкого, переважно лесового покриву, та густоти ерозійного розчленування, активізації тектонічних рухів в неоген-четвертинний час.

Середня глибина розчленування поверхні Придніпровської височини в смузі, що примикає до Дніпра складає від 30 м у межах м. Дніпро до 75...80 м на решті території. На підвищеній вододільній площі глибина розчленування – 50...90 м. Максимальна абсолютна відмітка поверхні +172,9 м (центральна частина вододілу), мінімальна відповідає рівню р. Дніпра і дорівнює +51,4 м. Густота розчленування рельєфу від 0,3 до 0,9 км/км².

Більшістю морфоструктура сформована на денудаційній поверхні докембрійського фундаменту, але місцями, де її перетинають палеодепресії, на міоценовій поверхні вирівнювання та на алювії дев'ятої і десятої давніх похованих терас, які поширені в східній частині Придніпровської височини.

Субгоризонтальна поверхня денудаційного походження умовно поділяється на підвищену нерозчленовану поверхню плато (e,vdP_{III-N}) та слабо розчленовану поверхню плато (e,vdP_{II-III}), яка знаходиться на більш низькому гіпсометричному рівні, а в її межах закладені верхів'я ерозійних форм.

Рельєф Придніпровської височини інтенсивно розчленований потужною мережею більш дрібних ерозійних форм: балок, ярів, улоговин, видолінок та виярків з численними водоріями і борознами на їх схилах. Найбільш значні серед них балки (Башмачка, Попова, Саланджиїва, Канцеровка, Майорова та деякі інші) мають відносно широке (100-200 м) і пласке днище з чітко вираженим, але який місцями зникає, водорієм канавоподібної форми, глибиною до 0,5...1,0 м, місцями до 1,5 м, із незначним меандруванням тимчасового водостоку. Поперечні профілі балок переважно симетричні відносно тальвегу, але на окремих ділянках, особливо там, де перетинають кристалічні породи фундаменту, симетрія суттєво порушується. Схили великих балок характеризуються виположеністю, згладженістю, але при наявності бічних ярів, виярків та більш дрібних ерозійних форм, що їх розчленовують, кількість і глибина врізання яких суттєво збільшені на ділянках найновіших

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

включенням дресви і щебеню материнської скельної породи до 10...40 %.

Потужність до 2,5 м;

6. Уламкова зона кори вивітрювання скельних порід, деревно-щебенисті ґрунти з піщано-глинистим заповненням до 30...40 %, неоднорідні потужністю 1,9...15,6 м;

7. Уламкова зона кори вивітрювання скельних порід, щебенево-брилові ґрунти з піщано-глинистим заповненням до 30...40 %, неоднорідні потужністю до 11 м;

8. Плагіограніт сірий, зеленувато-сірий, масивний, мілко- і середньозернистий, тріщинуватий.

Проаналізувавши інженерно-геологічні умови району будівництва, в якості об'єкту дослідження приймається тунель глибокого закладення підводної частини в скельних ґрунтах, які є відносним водоупором. Глибина закладення – 45 м. Ухил поздовжнього профілю прийнято з умов водовідведення і становить 3 ‰. Довжина ділянки тунелю, що проєктується, – 1040 м.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розділ 2

Варіантне проєктування оправи перегінного тунелю підводної частини

2.1 Визначення параметрів варіантів оправи перегінного тунелю

Для перегінних тунелів широко застосовуються збірні оправи із залізобетонних елементів, а в ускладнених гідрогеологічних умовах будівництва (при нестійких обводнених ґрунтах, великому гідростатичному тиску води і великому гірському тиску) – збірні оправи з чавунних тюбінгів.

Габарит наближення будівель для перегінних тунелів кругового обрису враховує розміщення поза габаритом устаткування пристроїв шляху, санітарної техніки, електропостачання, освітлення, СЦБ і зв'язку, автоматичного гальмування та доріжки для проходу службового персоналу. Він забезпечує експлуатацію вагонів шириною 2,7 м, висотою 3,7 м, застосування верхньої будови колії та контактної рейки з нижнім струмозніманням.

При проєктуванні варіантів оправ враховуємо те, що геологія в районі будівництва дуже складна. Тунель є підводним і залягає в тріщинуватому граніті. При цьому рівень підземних вод над склепінням тунелю становить біля 40 метрів. Тому в нашому випадку розглядаються 2 варіанти оправ: із залізобетонних блоків та з чавунних тюбінгів.

Варіант 1

В першому варіанті розглядається оправа із залізобетонних блоків з бетону класу В30. Для визначення товщини блоків користуються емпіричною формулою:

$$h = n^3 \sqrt{\frac{R_{вн}^2}{f}},$$

де $R_{вн}$ – внутрішній радіус оправи, $R_{вн}=2,55$ м; f – коефіцієнт міцності породи, за класифікацією проф. М. М. Протод'яконова. Для

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.150021.МР.2020.ПЗ				

плагіограніту $f = 12$, а в зонах розлому $f = 3,5$; n – емпіричний коефіцієнт, $n=10$ – для блоків з бетону класу В30.

Незалежно від результатів розрахунку товщина оправи з залізобетонних блоків повинна бути не менше 15 см.

$$h = 10^3 \sqrt{\frac{2,55^2}{12}} = 8,15(\text{см}),$$

Беручи до уваги важкі інженерно-геологічні умови, товщину блоку приймаємо $h=30$ см.

Отже, зовнішній радіус оправи становитиме:

$$R_{\text{зн}} = R_{\text{вн}} + h = 2,55 + 0,3 = 2,85(\text{м})$$

Ширина кільця оправи із залізобетонних блоків для перегінних тунелів приймається 1 м. Число елементів у кільці для зниження трудовитрат на монтаж і гідроізоляцію поздовжніх стиків приймаємо мінімальним з урахуванням, що вага елемента не повинна перевищувати 2 т, а довжина дуги по зовнішній стороні повинна бути не більше 2,4 м.

Проектуємо оправу з лотковим блоком з плоскою внутрішньою поверхнею, яка дозволяє влаштувати на ній відкаточний шлях. Всього оправа має 9 блоків і складається з: одного лоткового, чотирьох нормальних, двох суміжних, половини нормального і ключового елементів. Блок, який дорівнює половині нормального, включається в оправу для можливості перев'язки поздовжніх стиків. Він встановлюється то ліворуч, то праворуч від лоткового блоку. Поздовжні борти блоків радіальні. Схема розбивки кільця на елементи показана на рисунку 2.1.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

011.150021.МР.2020.ПЗ

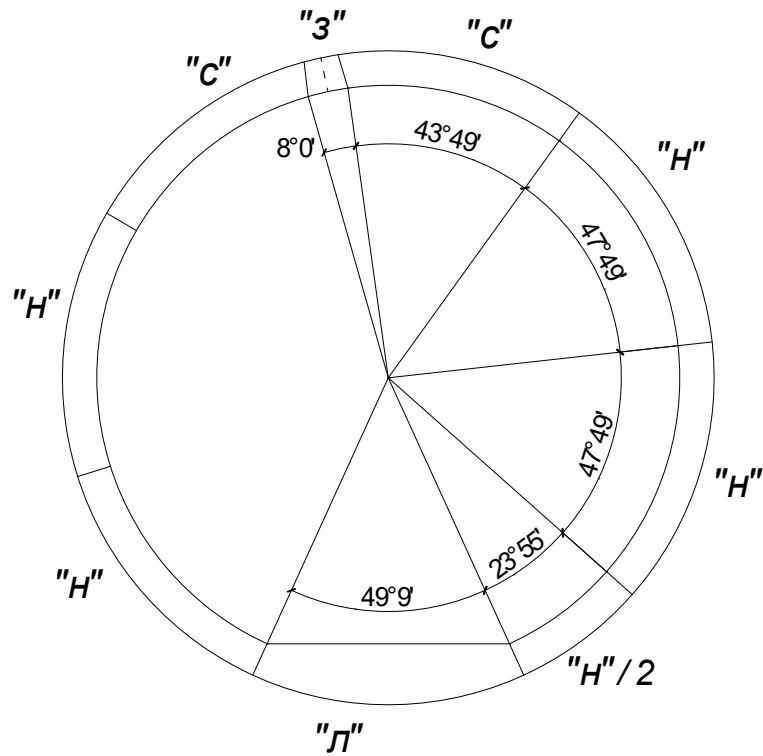


Рисунок 2.1 – Розбивка кільця на елементи із залізобетонних блоків

Ширина лоткового блоку у тунелях метрополітенів $l_{л}=2,37$ м, що складає $\alpha_{л} = 49^{\circ}09'$. Виходячи з цього, центральний кут половинного елемента оправи визначаємо за формулою:

$$\alpha_n = \frac{360^{\circ} - \alpha_{л}}{n},$$

де n – кількість половин нормальних елементів ($\ll n \gg / 2$).

$$\alpha_n = \frac{360^{\circ} - 49^{\circ}09'}{13} = 23^{\circ}55'.$$

Тоді центральний кут нормального блоку складає:

$$\alpha_n = 2 \cdot \alpha_n = 2 \cdot 23^{\circ}55' = 47^{\circ}49'.$$

А центральний кут суміжного елемента:

						011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

$$\alpha_c = \alpha_n - \frac{\alpha_3}{2} = 47^\circ 49' - \frac{8^\circ}{2} = 43^\circ 49'.$$

У верхній частині кільця розміщується ключовий елемент, який необхідний для замикання кільця. Центральний кут замкового блоку $\alpha_3 = 8^\circ$, а довжина дуги по зовнішній поверхні цього елемента складає $l_3 = 0,304$ м.

Варіант 2

В другому варіанті розглядається оправа з чавунних тюбінгів. Чавун марки СЧ 21-40.

Для визначення параметрів конструкції оправи користуємося тими ж формулами, що і для Варіанту 1. Висота бортів тюбінгу визначається за емпіричною формулою:

$$h = n^3 \sqrt{\frac{R_{вн}^2}{f}} = 7,5^3 \sqrt{\frac{2,55^2}{12}} = 6,11(\text{см}),$$

де n – емпіричний коефіцієнт, $n=7,5$ – для чавунних тюбінгів.

Незалежно від результатів розрахунку висота бортів тюбінгу повинна бути не менше 20 см. Отже, приймаємо $h=20$ см.

Зовнішній радіус оправи становитиме:

$$R_{зн} = R_{вн} + h = 2,55 + 0,2 = 2,75(\text{м})$$

Ширина кільця оправи з чавунних тюбінгів для перегінних тунелів приймається 0,75 м. Число елементів у кільці для зниження трудовитрат на монтаж і гідроізоляцію поздовжніх стиків приймаємо мінімальним з урахуванням, що вага елемента не повинна перевищувати 1,5 т, а довжина дуги по зовнішній стороні повинна бути не більше 2,0 м.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Проектуємо оправу із залізобетонним лотковим блоком з плоскою внутрішньою поверхнею, яка дозволяє влаштувати на ній відкаточний шлях. Для забезпечення гідроізоляції плоска поверхня покрита двома чавунними ребристими плитами товщиною 20 мм, які зв'язані анкерами з арматурним каркасом блоку. Всього оправа має 11 тюрінгів і складається з: одного лоткового, шести нормальних, двох суміжних, половини нормального і ключового елементів. Тюрінг, який дорівнює половині нормального, включається в оправу для можливості перев'язки поздовжніх стиків. Він встановлюється то ліворуч, то праворуч від лоткового блоку. Схема розбивки кільця показана на рисунку 2.2.

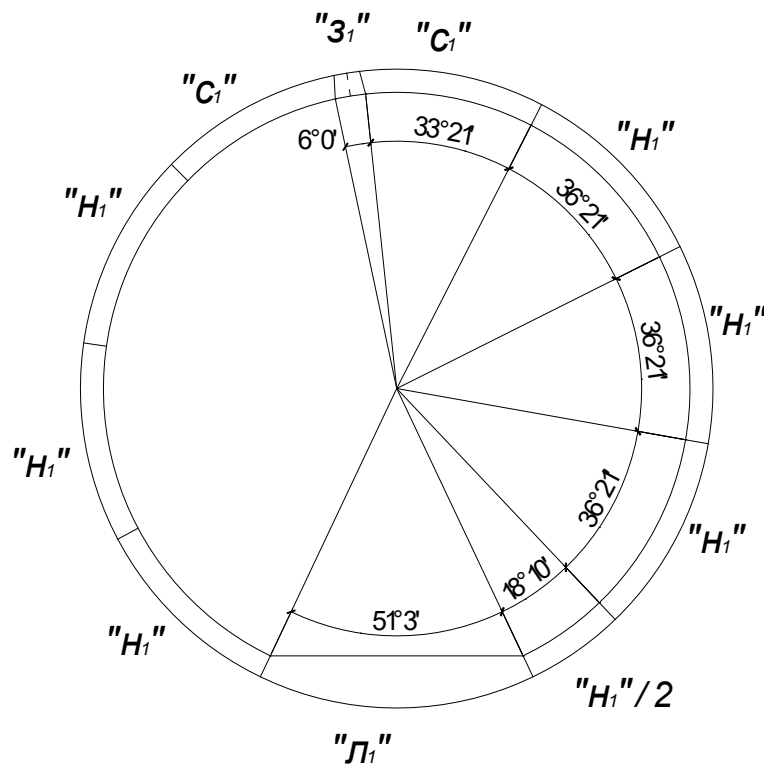


Рисунок 2.2 – Розбивка кільця на елементи з чавунних тюрінгів

Як і в першому варіанті, ширина лоткового блоку складає $l_{л}=2,37$ м, що складає $\alpha_{л} = 51^{\circ}03'$.

Центральний кут половинного елемента оправи визначаємо за формулою:

$$\alpha_n = \frac{360^{\circ} - \alpha_{л}}{n} = \frac{360^{\circ} - 51^{\circ}03'}{17} = 18^{\circ}10'.$$

						011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

Центральний кут нормального блоку за формулою складає:

$$\alpha_n = 2 \cdot \alpha_n = 2 \cdot 18^\circ 10' = 36^\circ 21'.$$

А центральний кут суміжного елемента:

$$\alpha_c = \alpha_n - \frac{\alpha_z}{2} = 36^\circ 21' - \frac{6^\circ}{2} = 33^\circ 21'.$$

У верхній частині кільця розміщується ключовий елемент, який необхідний для замикання кільця. Центральний кут ключового блоку $\alpha_z = 6^\circ$, а довжина дуги по зовнішній поверхні цього елемента складає $l_3 = 0,224$ м.

2.2 Техніко-економічне обґрунтування варіантів оправи

Для встановлення найбільш економічного варіанту виконуємо техніко-економічне порівняння оправ за трудовитратами. Для кожного з них виконується розрахунок об'ємів робіт для спорудження одного метра тунелю. Складання техніко-економічного порівняння варіантів ґрунтується на складанні відомостей трудовитрат на проходку і спорудження 1 погонного метра тунелю для кожного варіанта. Види робіт і цінові коефіцієнти на них визначаються згідно ДБН Д 2.2.-29-99 «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 29. Тунелі та метрополітени».

Найбільш вигідний варіант у подальшому буде використовуватися для статичного розрахунку.

Визначення об'ємів робіт для Варіанту 1

1. Розробка породи (м³). Об'єм визначається за формулою:

$$V_p = \frac{\pi \cdot D_{zn}^2}{4},$$

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де $D_{\text{зі}}$ – зовнішній діаметр оправи, $D_{\text{зі}} = 5,7 \text{ м}$.

$$V_p = \frac{3,14 \cdot 5,7^2}{4} = 25,51 \text{ м}^3.$$

2. Навантаження породи (м^3):

$$V_n = k_p V_p,$$

де k_p – коефіцієнт розрихлення, для граніту $k_p = 2,2$.

$$V_n = 2,2 \cdot 25,51 = 56,13 \text{ м}^3.$$

3. Монтаж залізобетонної оправи (м^3):

$$V_k = \lambda \frac{\pi}{4} (D_{\text{зі}}^2 - D_{\text{вн}}^2),$$

де $D_{\text{вн}}$ – внутрішній діаметр оправи, $D_{\text{вн}} = 5,1 \text{ м}$;

λ – коефіцієнт, який враховує наявність порожнин в залізобетонному елементі (для блоків $\lambda=1$).

$$V_k = 1 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot (5,7^2 - 5,1^2) = 5,1 \text{ м}^3.$$

Вага погонного метра залізобетонної оправи для визначення ваги одного елемента і подальшого використання у статичному розрахунку визначається за формулою:

$$G_k = \gamma V_k,$$

де γ – питома вага залізобетону ($\gamma=2,5 \text{ т/м}^3$).

$$G_k = 2,5 \cdot 5,1 = 12,75 \text{ т}.$$

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

4. Нагнітання за оправу (м²):

$$S_k = L_k \cdot 1 = \pi D_{zn},$$

де L_e – довжина дуги кільця по зовнішньому діаметру.

$$S_k = 3,14 \cdot 5,7 = 17,9 \text{ м}^2.$$

5. Чеканення швів (на погонний метр):

$$L_{ч.ш.} = L_{вн} + n \cdot 1 = \pi D_{вн} + n,$$

де $L_{дi}$ – довжина кола оправы по внутрішньому діаметру;

n – кількість поздовжніх швів в оправі, $n=9$.

$$L_{ч.ш.} = 3,14 \cdot 5,1 + 9 = 25,1 \text{ пог.м.}$$

Розрахунок трудовитрат заноситься у таблицю 2.1.

Таблиця 2.1

Розрахунок трудовитрат для Варіанту 1

№ пор.	Найменування робіт	Шифр	Од. виміру	Об'єм робіт	Трудовитрати, люд.-год	
					На одиницю	На об'єм
1.	Розробка породи	29-70-16	м ³	25,51	8,6115	220
2.	Навантаження породи	29-94-1	м ³	56,13	0,4108	24
3.	Монтаж оправы	29-126-4	м ³	5,1	5,1508	27
4.	Нагнітання цементно-піщаного розчину за оправу	29-137-12	м ²	17,9	2,0066	36
5.	Чеканення швів	29-145-11	м	25,1	1,0033	26
					Всього:	333

					011.150021.МР.2020.ПЗ		Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

Визначення об'ємів робіт для Варіанту 2

1. Розробка породи (м³).

$$V_p = \frac{\pi \cdot D_{\text{зн}}^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 5,5^2}{4} = 23,75 \text{ м}^3,$$

де $D_{\text{зн}}$ – зовнішній діаметр оправи, $D_{\text{зн}} = 5,5 \text{ м}$.

2. Навантаження породи (м³).

$$V_n = k_p V_p = 2,2 \cdot 23,75 = 52,25 \text{ м}^3.$$

3. Монтаж чавунної оправи (т). Маса одного метра чавунної оправи:

$$G_k = 0,28 \gamma \frac{\pi}{4} (D_{\text{зн}}^2 - D_{\text{вн}}^2),$$

де γ – питома вага чавуну ($\gamma = 7,3 \text{ т/м}^3$).

$$G_k = 0,28 \cdot 7,3 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot (5,5^2 - 5,1^2) = 6,8 \text{ т}.$$

4. Нагнітання за оправу (м²).

$$S_k = L_k \cdot 1 = \pi D_{\text{зн}} = 3,14 \cdot 5,5 = 17,3 \text{ м}^2.$$

5. Чеканення швів (на погонний метр). За формулою (2.10):

$$L_{\text{ч.ш.}} = L_{\text{вн}} + n \cdot 1 = \pi D_{\text{вн}} + n = 3,14 \cdot 5,1 + 11 = 27,1 \text{ пог.м.}$$

де n – кількість поздовжніх швів в оправі, $n = 11$.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розрахунок трудовитрат заноситься у таблицю 2.2.

Таблиця 2.2

Розрахунок трудовитрат для Варіанту 2

№ пор.	Найменування робіт	Шифр	Од. виміру	Об'єм робіт	Трудовитрати, люд.-год	
					На одиницю	На об'єм
1.	Розробка породи	29-70-16	м ³	23,75	8,6115	205
2.	Навантаження породи	29-94-1	м ³	52,25	0,4108	22
3.	Монтаж оправи	29-130-1	т	6,8	4,42	31
4.	Нагнітання цементно-піщаного розчину за оправу	29-137-4	м ²	17,3	2,0066	35
5.	Чеканення швів	29-145-15	м	27,1	1,9276	53
					Всього:	346

На основі представлених відомостей трудовитрат по варіантах робимо висновок, що найбільш вигідним варіантом для подальшого розрахунку і спорудження є Варіант 1 із залізобетонних блоків з бетону класу В30, але Варіант 2 (чавунні тубінги), як такий, що має високу герметичність, важливої для перегінних тунелів підводної частини, також буде розглядатися при дослідженні впливу гідростатичного тиску.

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.150021.МР.2020.ПЗ					

Розділ 3

Аналітичний розрахунок оправи перегінного тунелю підводної частини

3.1 Основні положення аналітичного розрахунку

Конструкції підземних споруд метрополітену розраховуються за граничними станами першої та другої груп. Розрахунки за граничним станом першої групи обов'язкові для всіх конструкцій і виконуються на можливі найбільш несприятливі поєднання розрахункових навантажень [1, 2].

При розрахунках конструкцій, які споруджуються закритим способом, на міцність і стійкість вводиться коефіцієнт умов роботи конструкції, що дорівнює 0,9 і враховує зниження її несучої здатності. Розрахунки оправ тунелів на витривалість, як правило, не виконуються [37].

Розрахунок оправи перегінного тунелю виконується з урахуванням його конструктивно-технологічних особливостей, структурно-механічних характеристик ґрунтового масиву і способу виробництва прохідницько-будівельних робіт. Геометричні і жорсткісні параметри оправи тунелю, що зв'язані з наявністю конструктивних і монтажних елементів, податливих стиків, з'єднань і в'язів, з використанням різних за властивостями матеріалів, відповідно відображуються в розрахунковій схемі.

При визначенні напружено-деформованого стану ґрунтового масиву і оправи тунелю враховуються структурна неоднорідність масиву, порушення суцільності, що викликане тріщинувато-пористістю і наявністю тріщин контакту, фізично нелінійний характер деформованості ґрунтів, їх пластичні і реологічні властивості. Також ураховуються змінення властивостей ґрунтового масиву, які пов'язані з проведенням прохідницьких робіт звичайним або спеціальними способами. При розрахунку оправи тунелю враховується вплив забою і його просування в процесі проходки.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.150021.МР.2020.ПЗ				

3.2 Визначення навантажень

Статичний розрахунок оправи проводиться для можливого несприятливого сполучення основних та додаткових навантажень. Навантаження і впливи, що діють на оправу тунелів і на ґрунтовий масив, який її вміщує, при розрахунках діляться на постійні і тимчасові (тривалі, короткочасні і особливі) [7, 10, 12].

Основними навантаженнями є постійні навантаження, які діють в експлуатаційній стадії:

- а) власна вага оправи;
- б) вертикальний тиск порід;
- в) горизонтальний тиск порід – активний або пасивний (у вигляді пружного відпору);
- г) гідростатичний тиск підземних вод.

Додатковими є тимчасові навантаження, які діють у будівельній стадії:

- а) вага механізмів для збирання оправи (блокоукладальників);
- б) тиск розчину, що нагнітається за оправу.

Відповідно до цього статичний розрахунок збірної оправи проводиться по двох стадіях її роботи: в експлуатаційній і в будівельній.

В загальному випадку оправа перегінного тунелю і ґрунтовий масив, який її вміщує, розглядається як єдина систему «оправа-масив», яка працює в режимі спільної деформації. Розрахункові схеми системи «оправа-масив» враховують умови роботи споруди і особливості взаємодії елементів конструкції між собою і ґрунтом.

Навантаження і впливи приймаються у найбільш несприятливих, але можливих комбінаціях окремо для експлуатаційного і будівельного періодів. Розрахункові навантаження визначаються як добуток нормативних навантажень на коефіцієнти надійності [27, 28].

Напружений стан підземних конструкцій глибокого закладення визначається шляхом рішення контактної задачі механіки суцільних середовищ з урахуванням можливого впливу постійних навантажень на ґрунтовий масив і

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.150021.МР.2020.ПЗ				

оправу тунелю.

До ґрунтового масиву прикладаються навантаження:

- а) від власної ваги ґрунтів, що складають масив;
- б) від залишкових тектонічних та інших силових полів;
- в) від гідростатичного та гідродинамічного тиску ґрунтових вод;

До оправы тунелю прикладається навантаження від власної ваги оправы і внутрішніх пристроїв.

Величина навантажень від гірського тиску визначається розрахунком на основі результатів інженерно-геологічних вишукувань, аналітичних і експериментальних досліджень.

Постійне навантаження від власної ваги ґрунтового масиву з урахуванням реального стану масиву до моменту утворення виробки прикладається до нього у вигляді об'ємних сил, які створюють силове гравітаційне поле.

Нормативне постійне навантаження, яке прикладається до оправы від її власної ваги і власної ваги внутрішніх конструкцій і обладнання, визначається за проектними розмірами будівельних конструкцій і паспортами обладнання.

Нормативне постійне навантаження від зовнішнього тиску води приймається з урахуванням найнижчого рівня води в період будівництва і найвищого, який установлюється за довгостроковим гідрогеологічним прогнозом.

При визначенні навантаження від зовнішнього тиску води враховується наявність водотривких пластів в ґрунтовому масиві, а також можливість порушення водоупору в процесі будівництва.

Глибина закладення тунелю складає 45 м, а сам він прокладається у скельному тріщинуватому ґрунті, тому величину вертикального гірського тиску знаходимо, використовуючи теорію проф. М. М. Протод'яконова про склепіння обвалення (рис. 3.1). Розрахунок проводиться в зоні послаблення масиву тріщинами.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

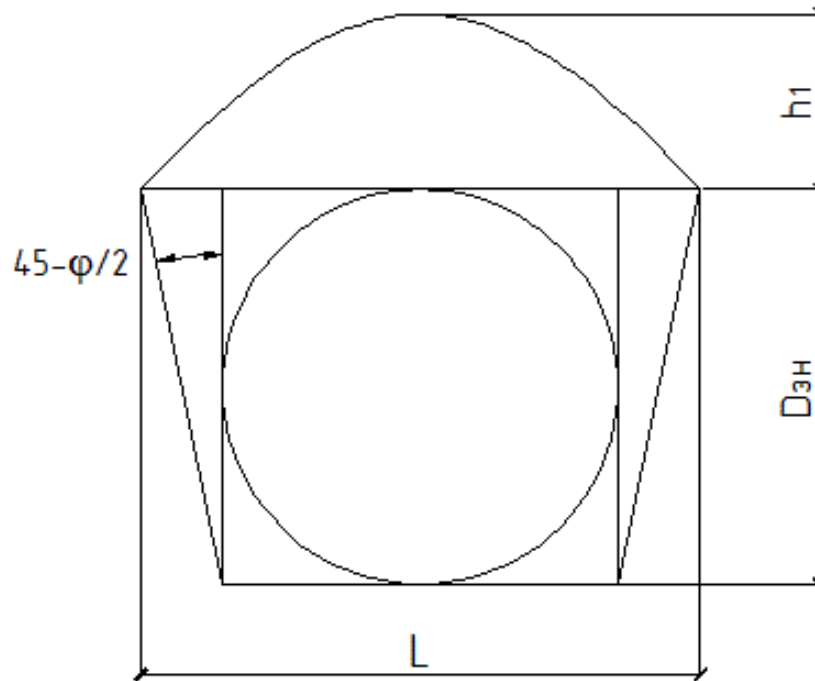


Рисунок 3.1 – Схема для визначення параметрів склепіння обвалення за проф. М. М. Протод'яконовим

Величина вертикального гірського тиску визначається за формулою:

$$q_g^H = \gamma h_1, \quad (3.1)$$

$$h_1 = \frac{L}{2f}, \quad (3.2)$$

$$L = D_{зн} + 2D_{зн} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (3.3)$$

де γ – питома вага ґрунту, $\gamma=26,1 \text{ кН/м}^3$;

f – коефіцієнт міцності породи $f = 12$;

φ – кут внутрішнього тертя породи, $\varphi=76^\circ$;

h_1 і L – відповідно висота і ширина склепіння обвалення.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$L = 5,7 + 2 \cdot 5,7 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{76^\circ}{2} \right) = 7,1 \text{ м},$$

$$h_1 = \frac{7,1}{2 \cdot 12} = 0,3 \text{ м},$$

Тоді:

$$q_6^H = 26,1 \cdot 0,3 = 7,72 \text{ кН / м}^2.$$

Відповідно до вимог ДБН В.2.3-7-2010 [3] у розрахунку оправи за несучою здатністю величина розрахункових навантажень визначається шляхом множення нормативних навантажень на коефіцієнт перевантаження n :

$$q_6^P = q_6^H \cdot n, \quad (3.4)$$

де $n=1,5$.

$$q_6^P = 7,72 \cdot 1,5 = 11,58 \text{ кН / м}^2.$$

Нормативна власна вага оправи визначається як:

$$p^H = \frac{G_{\kappa}}{2\pi r}, \quad (3.5)$$

де G_{κ} – вага кільця оправи (приймаємо за проєктним об'ємом, який визначили при проєктуванні варіантів), кН;

r – середній радіус оправи, м.

$$r = \frac{R_{\text{вн}} + R_{\text{зн}}}{2} = \frac{2,55 + 2,85}{2} = 2,7 \text{ м}, \quad (3.6)$$

$$p^H = \frac{125}{2 \cdot 3,14 \cdot 2,7} = 7,4 \text{ кН / м}^2.$$

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розрахункове значення власної ваги оправи визначаємо множенням на коефіцієнт перевантаження:

$$p^p = np^n, \quad (3.7)$$

де $n=1,1$ за табл. 7 ДБН В.2.3-7-2010 [3].

$$p^p = 1,1 \cdot 7,4 = 8,14 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Горизонтальний тиск у породі розглядається як пасивний у вигляді пружного відпору. Коефіцієнт пружного відпору k , прийнятий в зонах розлому, становить $6 \cdot 10^5 \text{ кН/м}^3$.

3.3 Аналітичний розрахунок оправи за методом О. Ю. Бугаєвої

Оправу тунелів, які споруджуються в стійких і міцних породах, слід розраховувати з урахуванням пружного відпору порід. В нашому випадку використовуємо метод О. Ю. Бугаєвої як найбільш простий, але за точністю результатів який не поступається іншим методам розрахунку. Розрахункова схема методу наведена на рисунку 3.2.

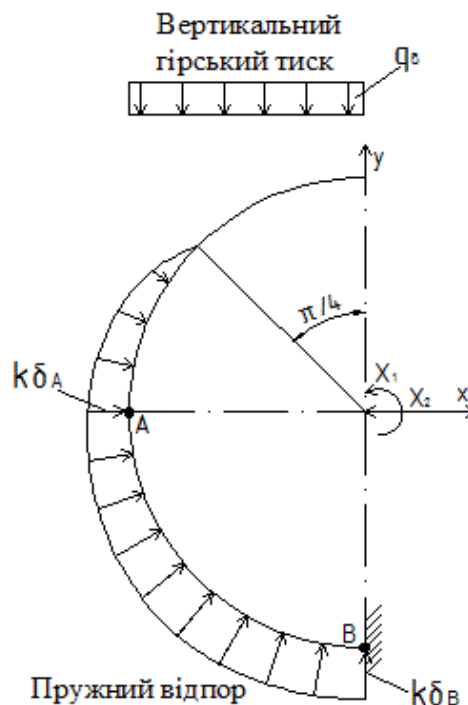


Рисунок 3.2 – Розрахункова схема для методу О. Ю. Бугаєвої

						011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

Згідно з методом епюра пружного відпору передбачається відомою і описується тригонометричними кривими, які виходять з нульових точок (рис. 3.2):

$$k\delta = -k\delta_A \cdot \cos 2\psi \quad \text{при } \frac{\pi}{4} \leq \psi \leq \frac{\pi}{2}, \quad (3.8)$$

$$k\delta = k\delta_A \cdot \sin^2 \psi + k\delta_B \cdot \cos^2 \psi \quad \text{при } \frac{\pi}{2} \leq \psi \leq \pi, \quad (3.9)$$

де k – коефіцієнт пружного відпору породи, $k=4 \cdot 10^5$ кН/м³;

δ – радіальне переміщення оправи в перерізі, нахиленому під кутом до вертикалі;

δ_A, δ_B – невідомі переміщення перерізів А і В оправи відповідно (визначаються в процесі розрахунку).

Канонічні рівняння деформації такої системи:

$$\delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} = 0, \quad (3.10)$$

$$\delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} = 0, \quad (3.11)$$

$$\Sigma Y = 0, \quad (3.12)$$

$$\delta_a = \delta_{a1}X_1 + \delta_{a2}X_2 + \Delta_{ap}. \quad (3.13)$$

Проектуємо оправу постійної жорсткості ($EI=\text{const}$), тому зусилля в перерізах на одиницю ширини оправи визначаються за формулами (3.14) та (3.15).

Повні зусилля в переізах знаходяться, як сума зусиль від гірського тиску, власної ваги оправи і тиску ґрунтових вод:

$$M = X_1 + X_2 \cdot r \cdot \cos \alpha + M_p, \quad (3.14)$$

$$N = X_2 \cdot \cos \alpha + N_p, \quad (3.15)$$

де M_p, N_p – відповідно момент і нормальна сила від навантаження; r – середній радіус оправи.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Для розрахунку за методом О. Ю. Бугаєвої необхідно визначити коефіцієнти m та n .

$$m = 2 - \frac{R_{zn}}{r}, \quad (3.16)$$

$$n = \frac{1}{0,06416 + \frac{EI}{r^3 R_{zn} kb}}, \quad (3.17)$$

де E – модуль пружності залізобетонного блоку, $E=32,5 \cdot 10^6$ кН/м²;

I – момент інерції залізобетонного блоку;

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad (3.18)$$

b – ширина оправи, $b=1$ м;

h – товщина блоку, $h=0,3$ м.

$$I = \frac{1 \cdot 0,3^3}{12} = 0,00225 \text{ м}^4,$$

$$m = 2 - \frac{2,85}{2,7} = 0,944,$$

$$n = \frac{1}{0,06416 + \frac{32,5 \cdot 10^6 \cdot 0,00225}{2,7^3 \cdot 2,85 \cdot 4 \cdot 10^5 \cdot 1}} = 14,8.$$

Розрахунок проводиться в програмі Excel. Результати розрахунків наведені в таблиці 3.1.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Результати розрахунку методом О. Ю. Бугасової

		Яна Самборська	
Глибина закладення, м	Н	45,00	
Висота води, м	Н _в	40,00	
Питома вага ґрунту, кН/м ³	γ	26,1	
Внутрішній радіус оправи, м	R _{вн}	2,55	
Зовнішній радіус оправи, м	R _{зн}	2,85	
Розрахункове значення вертикального тиску, кН/м ²	q _в ^p	11,58	
Розрахункове значення власної ваги оправи, кН/м ²	p ^p	8,14	
Значення середнього радіусу оправи, м	r	2,7	
Значення коефіцієнту m	m	0,944	
Значення коефіцієнту n	n	14,8	
Значення коефіцієнту пружного відпору, кН/м ³	k	400000	

Кут нахилу	Від p ^p	Від q _в ^p	Від q _в	Сумарний
0	1,151	3,518	2,203	6,9
45	-0,363	-2,029	-0,615	-3,0
90	-0,571	-0,502	-1,068	-2,1
135	-1,399	0,439	-2,514	-3,5
180	3,130	0,383	5,723	9,2

Кут нахилу	Від p ^p	Від q _в ^p	Від q _в	Сумарна
0	17,778	19,548	112,671	150,0
45	22,579	30,325	88,388	141,3
90	40,391	38,463	53,936	132,8
135	55,894	38,133	83,641	177,7
180	60,989	38,163	119,106	218,3

3.4 Перевірка оправи на міцність

Після визначення згинаючих моментів і нормальних сил в перерізі оправи виконуємо перевірку на міцність запроєктованого перетину.

Розрахунок на міцність залізобетонних елементів здійснюється для

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.150021.МР.2020.ПЗ					

перерізів, нормальних до їх поздовжньої осі, а також для похилих до неї перетинів найбільш небезпечного напрямку.

Граничні зусилля в перерізі, нормальному до поздовжньої осі елемента, визначаються з таких передумов:

- Опір бетону розтягу приймається рівним нулю;
- Опір бетону стиску представляється напруженнями, рівними R_b і рівномірно розподіленими по стиснутій зоні бетону;
- Розтягуючі напруження і арматурі приймаються не більше розрахункового опору розтягу R_s , а стискаючі напруження – не більше розрахункового опору стисненню R_{sc} .

Захисний шар бетону для робочої арматури приймається з умов забезпечення спільної роботи арматури з бетоном на всіх стадіях роботи конструкції, а також захисту арматури від зовнішніх атмосферних, температурних та інших дій на основі [2].

Відстані у просвіті між стержнями арматури по висоті і ширині перерізу забезпечують спільну роботу арматури з бетоном і приймаються не менше найбільшого діаметру стержнів або не менше 30 мм.

Перед проведенням перевірки оправи на міцність проводиться її попереднє армування, виходячи із правила симетричного армування блоку. Через неможливість передбачити заздалегідь, який пояс буде працювати на розтягування, а який на стиск, задамося оптимальним відсотком армування в межах 1...3%, при цьому кількість стержнів у верхньому і нижньому поясах приймається однаковою. Коефіцієнт армування приймається $\mu=1\%$

Площа поперечного перетину блоку:

$$A_b = bh, \quad (3.19)$$

де b і h – ширина і товщина елемента оправи відповідно.

$$A_b = 1 \cdot 0,3 = 0,3 \text{ м}^2.$$

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Попереднє визначення площі арматури:

$$A_s^{сум} = \mu A_b, \quad (3.20)$$

$$A_s^{сум} = 0,01 \cdot 0,3 = 0,003 м^2.$$

Площа поперечного перетину одного стержня становитиме:

$$A_{1cm} = \pi r_{cm}^2, \quad (3.21)$$

де r_{cm} – радіус стержня арматури, $r_{cm} = 12 мм$.

$$A_{1cm} = 3,14 \cdot 0,012^2 = 0,00038 м^2.$$

Кількість стержнів робочої арматури:

$$n = \frac{A_s^{сум}}{A_{1cm}}, \quad (3.22)$$

$$n = \frac{0,003}{0,00038} = 8 шт.$$

Приймаємо 8 шт.

Фактична площа арматури становить:

$$A_s^{факт} = A_s + A'_s = n A_{1cm}, \quad (3.23)$$

$$A_s^{факт} = 8 \cdot 0,00038 = 0,003 м^2.$$

Площа розтягнутої та стиснутої арматури (при симетричному армуванні блоку дорівнюють одна одній):

$$A_s = A'_s = \frac{A_s^{факт}}{2}, \quad (3.24)$$

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$A_s = \frac{0,003}{2} = 0,0015 \text{ м}^2.$$

Ексцентриситет нормальної сили e_0 відносно геометричної осі центру ваги перерізу елементу (в найнебезпечнішому місці):

$$e_0 = \frac{M}{N}, \quad (3.25)$$

де M – момент в небезпечному перерізі, $M=12 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

N – поздовжня сила в небезпечному перерізі, $N=124 \text{ кН}$.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12}{124} = 0,097 \text{ м}.$$

Перевірка блоків на міцність проводиться за формулою розрахунку перерізів, які працюють в режимі позацентрального стиску:

$$N \cdot e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (3.26)$$

де e – ексцентриситет нормальної сили N відносно центра розтягнутої арматури;

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a, \quad (3.27)$$

де $a = a'$ - геометричний параметр, який дорівнює сумі товщини захисного шару та половинному діаметру стержня, $a = 0,041 \text{ м}$.

$$e = 0,097 + \frac{0,3}{2} - 0,041 = 0,206 \text{ м}.$$

R_b – розрахунковий опір бетону класу В30 на стиск, $R_b = 17000 \text{ кН} / \text{м}^2$;

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

x – висота стиснутої зони бетону;
 h_0 – висота перерізу від верхньої фібри до половини розтягнутої арматури, $h_0 = 0,259 м$;

R_{sc} – розрахунковий опір арматури класу А400 на стиск,
 $R_{sc} = 355000 кН / м^2$;

a' – сумарна відстань від верхньої фібри до половини стиснутої арматури, $a' = 0,041 м$.

Висота стиснутої зони бетону x визначається із формули:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x. \quad (3.28)$$

Оскільки $R_s A_s = R_{sc} A'_s$ при симетричному армуванні блоку, то

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{124}{17000 \cdot 1} = 0,0073 м.$$

Підставляємо всі значення у формулу і виконуємо перевірку:

$$124 \cdot 0,206 \leq 17000 \cdot 1 \cdot 0,0073 \cdot (0,259 - 0,5 \cdot 0,0073) + 355000 \cdot 0,0015 \cdot (0,259 - 0,041)$$

$$26 кН \cdot м < 148 кН \cdot м$$

Умова виконується.

Запас міцності достатній. У зв'язку з тим, що перегінний тунель залягає в дуже складних інженерно-геологічних умовах і оправа проектується з постійною товщиною блоків по довжині тунелю, необхідний запас міцності, який компенсує непередбачувані геологічні умови.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розділ 4

Чисельний аналіз оправи перегінного тунелю підводної частини

4.1 Чисельний аналіз оправи перегінного тунелю в експлуатаційній стадії

Надане дослідження проводиться для того, щоб визначити вплив тимчасових навантажень і відзначити їх роль у формуванні НДС оправи і масиву [14, 30-33]. Для цього була розроблена модель перегінного тунелю із взаємодією оточуючого масиву (рис. 4.1).

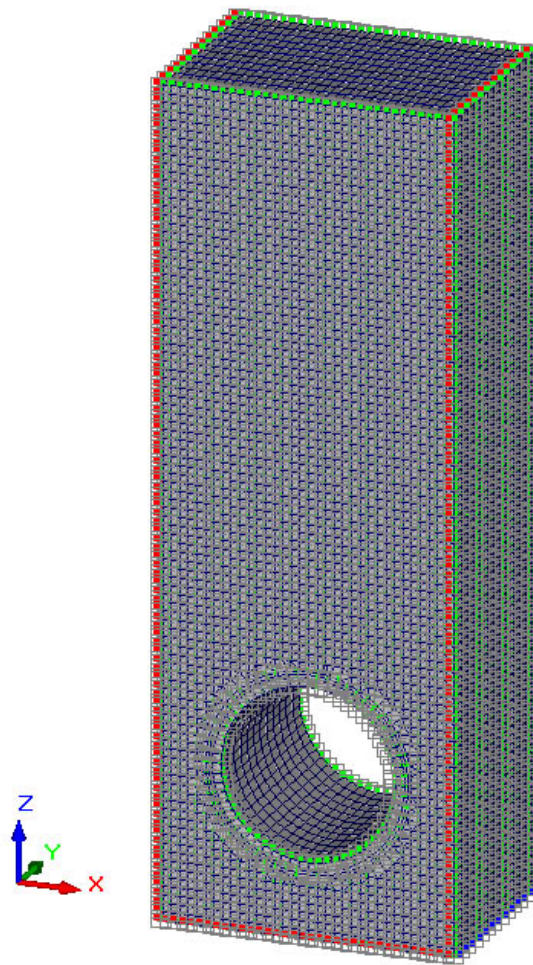


Рисунок 4.1 – Скінченно-елементна модель (СЕ-модель) перегінного тунелю із взаємодією оточуючого масиву

Модель побудована із ізопараметричних скінченних елементів типу призма (34 та 36 тип елементу у комплексі SCAD) із узгодженими вузлами [43].

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.150021.МР.2020.ПЗ				

Це надає змогу отримати найточніше рішення, оскільки у систем із неузгодженими вузлами рішення матриць мультифронтальним методом із оптимізацією матриці жорсткості методом вкладених перерізів має розриви, що позначається на точності результатів [5, 11, 13, 23]. Похибка розрахунку в рішенні рівнянь матриці жорсткості в даному випадку становила $1 \cdot 10^{-6}$, тобто в практичному плані може бути прирівняна нулю. Узгодженість вузлів моделі потребувала створення схеми-прототипу, яка потім копіювалася у режимі створення об'ємних елементів, що дозволило контролювати хід моделювання, але дещо збільшило час на її розробку, ніж у випадку автоматичної тріангуляції прототипу. Але, в подальшому, аналіз результатів моделі у вигляді ізополів дав змогу зробити висновок, що відмова від тріангуляції покращила вигляд презентаційних результатів (відсутність переламів ізоліній, плавні переходи між ізополями тощо) [24, 26].

В моделі застосовувалися елементи таких розмірів в площині XZ: $0,5 \times 0,5$ м (більш 95 % від об'єму СЕ схеми – весь ґрунтовий масив та оправа) (рис. 4.2); $0,2 \times 0,5$ м (2,5 % від схеми – моделювання шару нагнітання за оправу) та тетраедричні елементи $0,5 \times 0,5$ м (2,5 % від об'єму схеми – елементи спрягання між оправою та масивом).

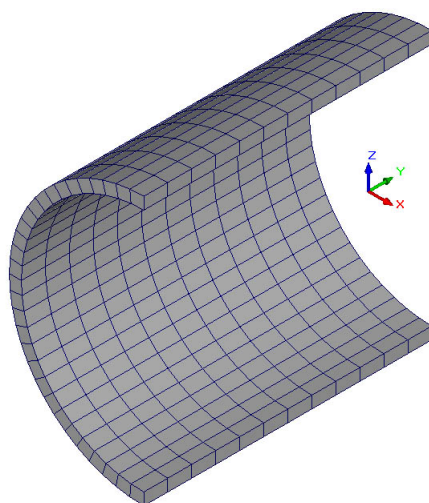


Рисунок 4.2 – Фрагмент перегінного тунелю

По осі Y (по довжині тунелю) розмір елементів складав 1 м, що обґрунтовується меншим впливом розміру СЕ в цьому напрямку, хоча для

						011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

E_a , μ_a – те ж, для арматури; $n = \frac{E_a}{A_a}$; $m = \frac{G_a}{G_a}$; $\alpha = \frac{F_a}{F_a}$; F_a , F_a – площі поперечного перерізу арматури і бетону відповідно.

Вони склали: залізобетон В30, модуль пружності $E=38\ 500$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,02$, питома вага $\gamma=25$ кН/м³. Для випадку чавуну СЧ 21-40 ці властивості склали модуль пружності $E=100\ 000$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,1$, питома вага $\gamma=72$ кН/м³.

На рис. 3.3 наведена карта деформаційних властивостей моделі.

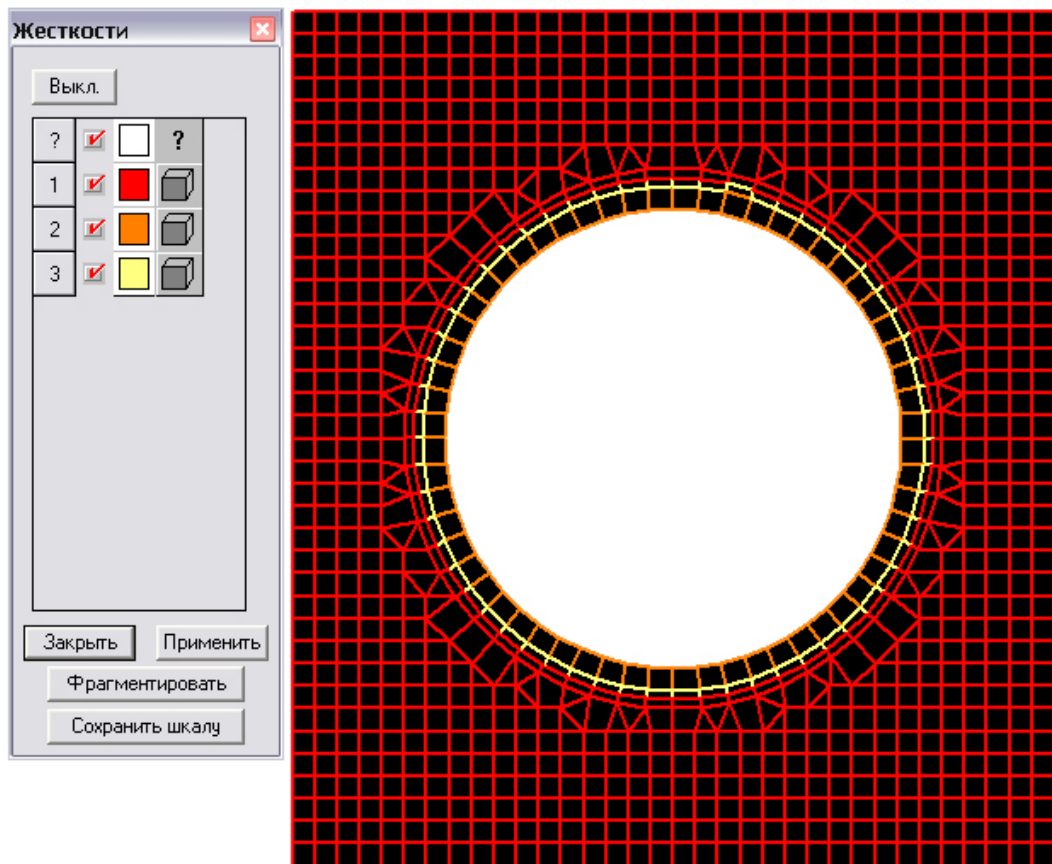


Рисунок 4.3 – Карта деформаційних властивостей SE-моделі (фрагмент):

1 – жорсткість оточуючого масиву; 2 – жорсткість матеріалу оправи

Після створення SE-моделі, проводився її розрахунок, результати якого наведені на рис. 4.4-4.5.

Із залізобетонною оправою

Із чавунною оправою

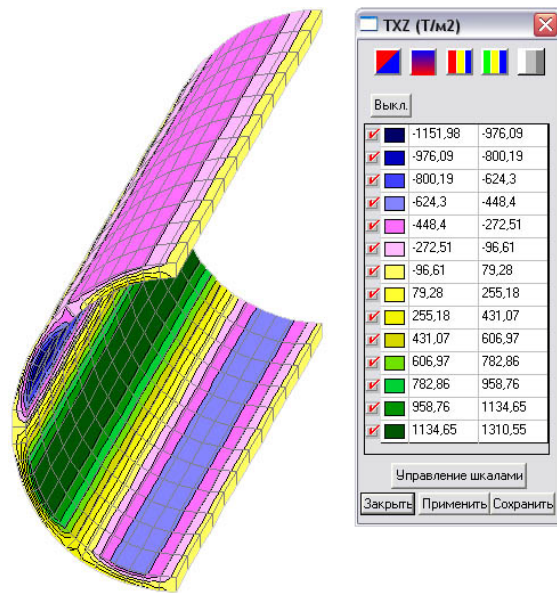
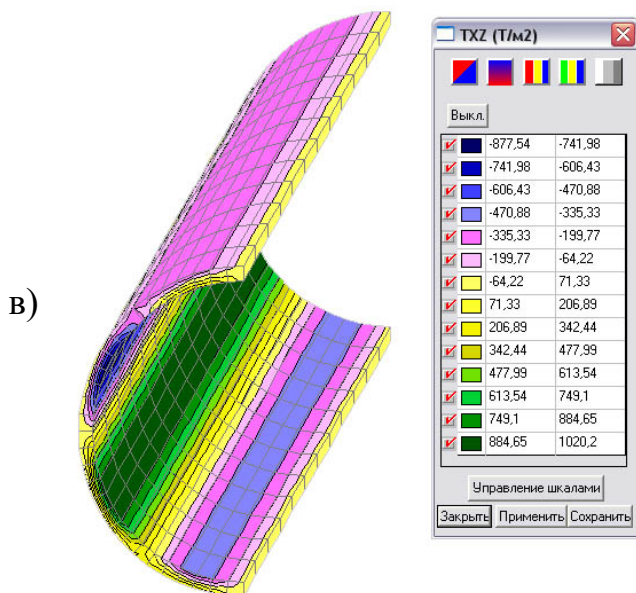
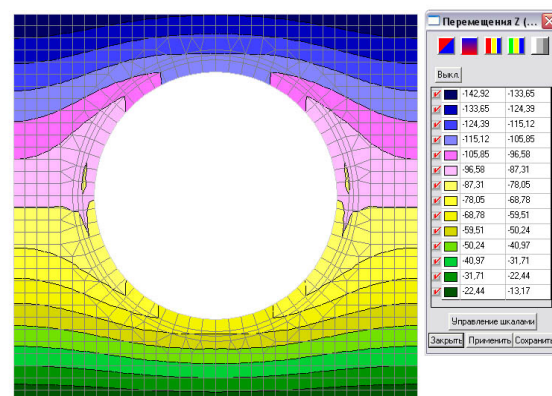
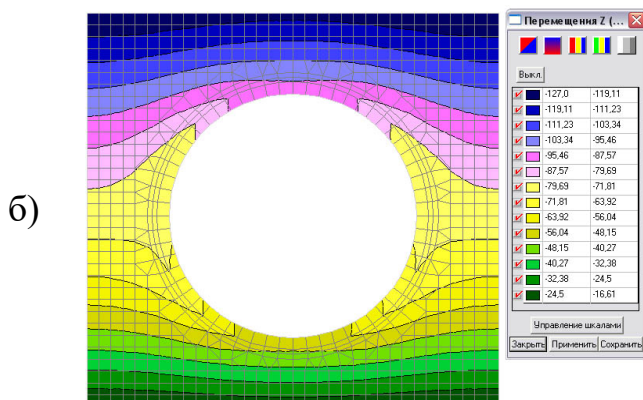
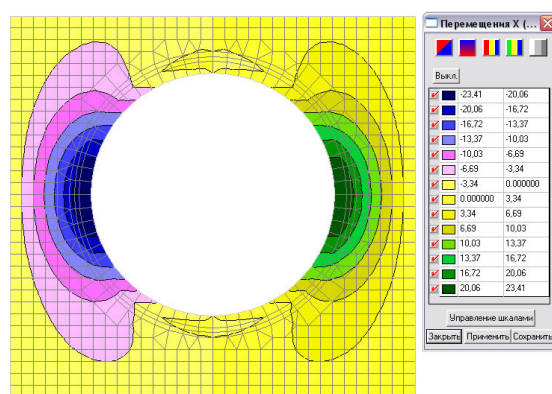
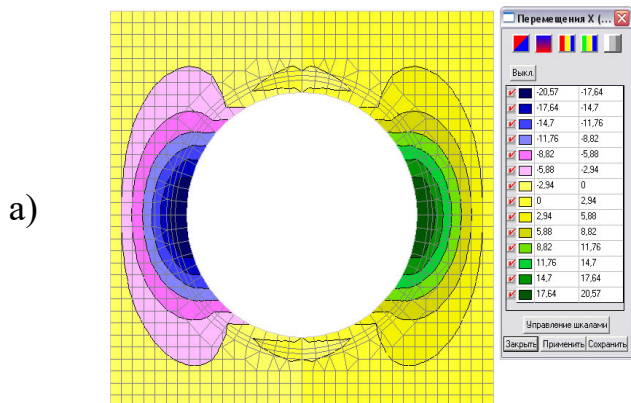


Рисунок 4.4. Ізолінії та ізополя параметрів напружено-деформованого стану перегінного тунелю (фрагмент моделі та саме оправа):
 а) переміщення по осі X; б) переміщення по осі Z;
 в) дотичні напруження в площині XZ

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата
------	------	----------	--------	------

011.150021.МР.2020.ПЗ

Арк.

змінюється в 1,4...1,55 рази (напруження по осі X), в 6,3...6,5 рази (напруження по осі Y) та 1,4...1,8 рази (напруження по осі Z). Із цього слідує, що такий рівень напружень для чавунної оправи не є критичним, оскільки межа міцності чавуну СЧ 21-40 $[\sigma]=180$ МПа при стиску та 60 МПа при розтягу. Значне підвищення напружень також пояснюється збільшенням деформаційних характеристик чавуну на відміну від залізобетону (зокрема, модуля пружності). Характер розподілу дотичних (тангенціальних) напружень (рис. 4.5, 1)-2), в якісно не відрізняється, а кількісно відрізняється в 1,28...1,31 рази.

Для більш глибокого кількісного аналізу застосуємо четверту теорію міцності (енергетичну), виразом для якої є [31, 32]:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2} \leq [\sigma]^2 \quad (4.3)$$

де σ_x та σ_z – компоненти нормальних напружень по глобальних осях X та Z; τ_{xz} – дотична компонента в площині XZ; $[\sigma]$ – межа міцності матеріалу.

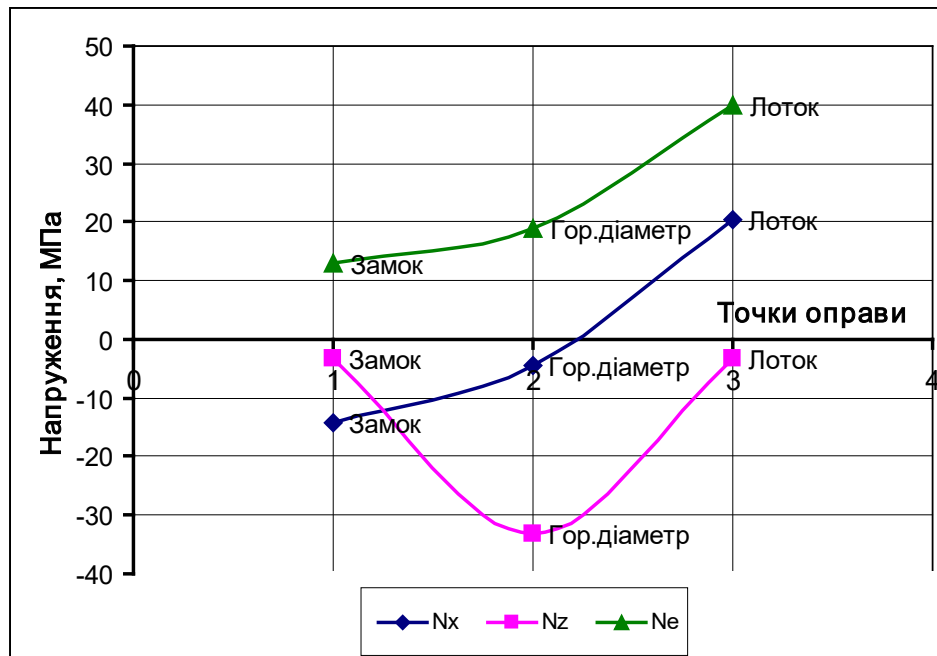


Рисунок 4.6 – Графік закономірностей розподілу напружень в характерних точках моделі (залізобетонна оправа)

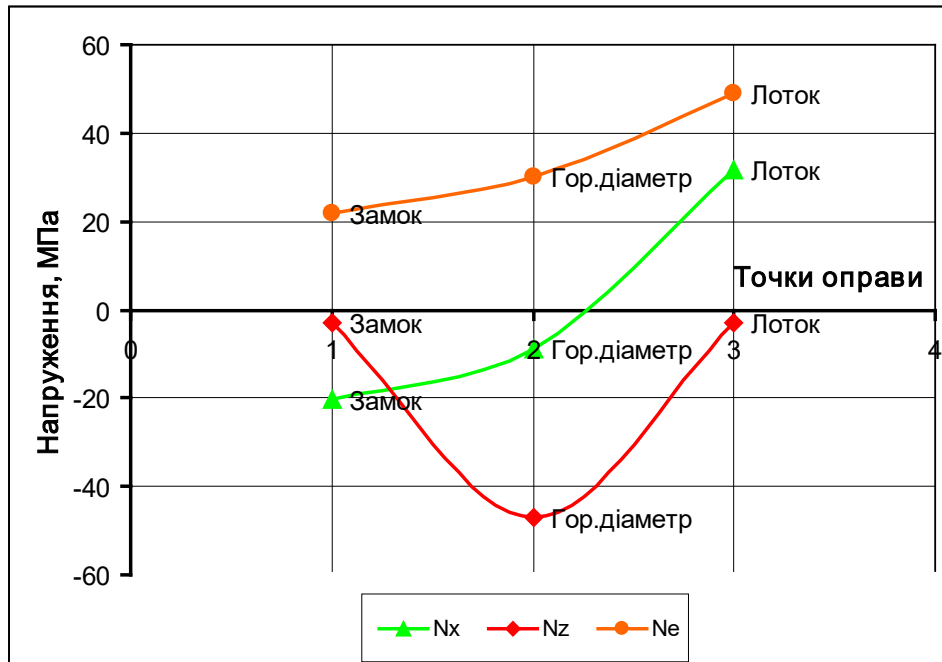


Рисунок 4.7 – Графік закономірностей розподілу напружень в характерних точках моделі (чавунна оправа)

На основі рівняння (4.1) для найбільших напружень в характерних точках на оправі (замок точка на горизонтальному діаметрі, лоток) побудовані графіки закономірностей нормальних горизонтальних (N_x), вертикальних (N_z) та еквівалентних (N_e) напружень (рис. 4.6-4.7).

Значення еквівалентних напружень для чавунної оправы свідчать про те, що навіть при стані, в якому вона в деяких частинах працює на розтяг, запас міцності складає від 1,25 до 2,85 разів, при цьому залізобетонна оправа в областях на горизонтальному діаметрі має значні концентрації напружень (до 1,86 разів). Це ще раз доводить, що бетон в зоні біля горизонтального діаметра може тріскатися.

Аналіз деформованого стану (рис. 4.4) свідчить про те, що переміщення по осі X в обох випадках мають однаковий характер розподілу та збільшуються незначно (на 3 мм у випадку чавунної оправы). Переміщення ж по осі Z значні в обох випадках: загальні переміщення верху моделі (мульда осідання) – 1) залізобетонна оправа – 127 мм; 2) чавунна оправа – 142 мм. Більші переміщення у випадку чавунної оправы пояснюються тим, що об'єкт з

більшою жорсткістю значно більше переміщується в оточуючий масив, аналогічно працюючи як жорсткий штамп. Переміщення самої оправи можна знайти із переміщень замку і лотку (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

Переміщення оправи по осі Z

Вид оправи	Переміщення, мм		
	Замку	Лотку	Загальні
Залізобетонна	-95,46	-56,04	-39,42
Чавунна	-115,12	-68,78	-46,34

Як видно із таблиці загальні переміщення моделі оправи знаходяться в межах, які є нормативними (до 100 мм – у випадку залізобетонної та 50 мм у випадку чавунної оправи), хоча у випадку чавунної оправи, яка є більш жорсткою конструкцією і це є причиною її меншої адаптації до оточуючого масиву, значення загальних переміщень близько до критичного.

Таким чином, проведений розрахунок та аналіз результатів перегінного тунелю в експлуатаційній стадії в подальшому будуть являтися тим рішенням, з яким будуть порівнюватися інші розрахунки.

4.2 Чисельний аналіз оправи перегінного тунелю під час дії гідростатичного тиску

В якості математичного моделювання задачі взаємодії оправи перегінного тунелю зі скельним масивом також обрано чисельний аналіз за допомогою МСЕ. Аналізуючи ряд переваг наданого методу, слід відмітити те, що при вирішенні задач МСЕ не потребує уведення в розрахункові схеми (СЕ-моделі) ніяких додаткових припущень, тобто вплив невизначених параметрів на результати розрахунку мінімальний. Вирішені вище задачі розрахунку підземних споруд із впливом оточуючого масиву довели доцільність

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.150021.МР.2020.ПЗ					

застосування цього методу, але застосування МСЕ у випадку дії гідростатичного тиску на оправа потребує більшої розробки цього питання.

Більшість концепцій, пов'язаних з розрахунками підземних споруд, відрізняється неоднозначністю і невизначеністю, причому можлива наявність двох і більш поглядів на деяке положення розрахунку, прямо протилежних один одному, але незалежно від цього що широко застосовуються в практиці [39, 41]. Таке положення обумовлене складністю і різноманіттям властивостей об'єкту дослідження механіки підземних споруд, недостатністю інформації про взаємодії системи «оправа перегінних тунелів–оточуючий масив». Неоднозначністю підходів до проблеми урахування гідростатичного тиску підземних вод в міцнісних розрахунках підземних споруд позначені концепції, які намагаються пояснити і врахувати це явище.

Важливий той факт, що питання урахування гідростатичного тиску недостатньо розроблене, що обумовлено його уявною простотою. Причому гідростатичний тиск в розрахунках підземних споруд з важливого постійного навантаження перейшов в розряд тимчасових тривалих, що також знизило інтерес до докладного вивчення.

Існують дві основні концепції обліку гідростатичного тиску [6]. Перша розглядає його як активне навантаження, що підкоряється законам гідростатики. У розрахункових схемах воно розглядається як рівномірна вертикальна і нерівномірна трапецієвидна горизонтальна. До підошви прикладається негативний гідростатичний тиск (виштовхуюча архимедова сила). Недоліком концепції є той факт, що підземна споруда розглядається як би в розриві від взаємодії ґрунту, який зазнає зміни від дії підземних вод. Друга концепція [6] розглядає гідростатичний тиск як пасивний, тобто оточуючий споруду ґрунт вважається підданим зважуючій дії води і його питома вага зменшується на деяку величину. Дія гідростатичного тиску приймається схожою з дією пружного відпору. Як видно з викладу основних принципів цих двох концепцій, вони суперечать один одному: дія підземних вод приймається то активною, то пасивною.

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

011.150021.МР.2020.ПЗ

переміщеннями в вузлах скінченного елемента і вузлів системи, фізичним законом, який визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), які входять в опис цього закону та інше. Всі вузли і елементи схеми нумеруються. Номера, які присвоєні ним слід трактувати тільки як імена, які дозволяють зробити необхідні посилання.

Для дослідження НДС перегінного тунелю, створено нову просторову модель із об'ємних елементів (рис. 4.8), яка найбільше відображає наступні особливості реальної конструкції, але відрізняється від моделі (див. рис. 4.1):

- вплив просторового фактору на формування напруженого стану, тобто вплив третьої компоненти σ_y на компоненти σ_x та σ_z ;
- найбільш повне відтворення взаємодії залізобетонної або чавунної оправи із ґрунтовим масивом, який у загальному змінює свої властивості.

Модель побудована із ізопараметричних скінченних елементів типу призма (34 та 36 тип елемента у комплексі SCAD) із узгодженими вузлами [25, 38]. В моделі застосовувалися елементи таких розмірів в площині XZ: 0,25×0,25 м (більш 95 % від об'єму СЕ схеми – весь ґрунтовий масив та оправа); 0,1×0,25 м (2,5 % від схеми – моделювання шару нагнітання за оправа) та тетраедричні елементи 0,5×0,5 м (2,5 % від об'єму схеми – елементи спрягання між оправою та масивом).

По осі Y (по довжині тунелю) розмір елементів складав 0,25 м, що обґрунтовується меншим впливом розміру СЕ в цьому напрямку, хоча для моделювання розрахункової області таких розмірів можна було б застосовувати і елементи більш значних розмірів, що пропонується в роботі [25], в якій надана рекомендація визначати розмір елемента як 1/20 від характерного розміру розрахункової області.

СЕ-модель представляє собою половину реальної конструкції, оскільки вона є симетричною із симетричним навантаженням. Відтворення лише половини тунелю зменшило об'єм розрахунків і дозволив провести найточнішу розбивку тунелю і оточуючого масиву на скінченні елементи, що було б

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

неможливо при розробці цілої моделі, оскільки кількість СЕ у застосованому комплексі обмежується рівною 40 000 штук (рис. 4.8).

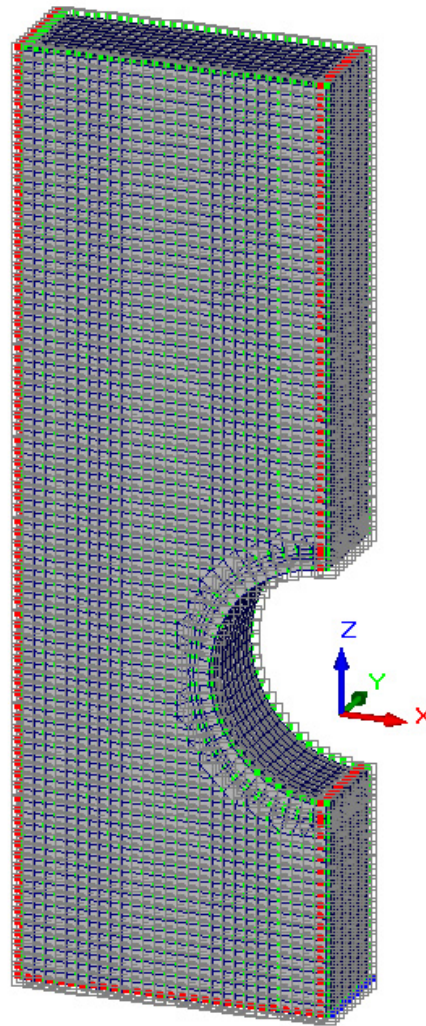


Рисунок 4.8 – Скінченно-елементна модель (СЕ-модель) перегінного тунелю із взаємодією оточуючого масиву

СЕ-модель, яка застосовувалася у всіх дослідженнях має наступні розміри: по осі X – 7,0 м, по осі Y – 2,5 м; по осі Z – 21,24 м. Тобто нормальним розміром СЕ можливо було б прийняти $2 \times 2 \times 2$ м, але це не дозволило більш точно відтворити специфічні особливості системи «оправа–тунель», наприклад, випадок первинного нагнітання. Загальне число вузлів СЕ-моделі – 23 947, загальне число СЕ – 20 840 штук. Кількість СЕ свідчить про те, що задача, що вирішувалася, є задачею середньої розмірності (до 50 тисяч скінченних елементів).

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Модель була створена таким чином, щоб відтворити всі геометричні розміри перегінного тунелю: діаметр внутрішній – 5,1 м, діаметр зовнішній – 5,7 м (залізобетонні блоки В30) чи 5,5 м (чавунні тьюбінги СЧ21-40).

На схему накладені граничні умови: верх моделі – без закріплень; сторони, паралельні осі тунелю (площина YZ) – заборона переміщень по осям X та Y; сторони перпендикулярні осі тунелю (площина XZ) – заборона переміщень по осі Y (це найбільш точно відповідає умові плоскої деформації); низ моделі – заборона переміщень по осям X, Y та Z. Ці граничні умови найбільш точно дозволяють відтворити реальну картину деформування моделі.

Моделям були надані деформаційні властивості, які отримані із реальних досліджень матеріалів. Оточуючий масив складено сильно-тріщинуватими плагіогранитами, модуль пружності $E=30\ 000$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,2$, густина $\gamma=2,0$ т/м³, межа міцності на одноосний стиск у водонасиченому стані складає 5,9 МПа. Жорсткість цементно-піщаного розчину надавалася такою: усереднена товщина 0,1 м, модуль пружності – 20 000 МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu=0,2$, густина $\gamma=2,2$ т/м³.

Деформаційні властивості залізобетону отримані як приведені характеристики і склали: модуль пружності $E=35\ 100$ МПа (при відсотку армування – 3%), коефіцієнт Пуасона $\mu=0,03$, густина $\gamma=2,5$ т/м³.

Для випадку чавуну СЧ 21-40 ці властивості склали: модуль пружності $E=100\ 000$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,1$, густина $\gamma=7,2$ т/м³. Оскільки в SE-моделі перетин спинки чавунного тьюбінга задати складно (товщина спинки 22 мм), він був заданий з товщиною 0,2 м. Момент інерції чавунного тьюбінгу складає $I_x^{\text{дбá}i\ddot{a}} = 11\ 985,03$ см⁴, відповідно співвідношення жорсткостей EI_x для цих двох випадків істотно відрізняється.

Після створення SE-моделі, проводився її розрахунок, результати якого наведені на рис. 4.9-4.10. Жорсткість обох варіантів оправи значна і достатня для сприйняття гірського тиску, який діє на неї у випадку заданих інженерно-геологічних умов, про що свідчать горизонтальні переміщення оправи (рис. 4.9, а), значення яких складають тисячні долі міліметра.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Слід відмітити, що ці переміщення відшукувалися в експлуатаційній стадії, коли всі тимчасові процеси (монтаж, первинне і контрольне нагнітання тощо) не впливають на розвиток деформацій, яким керує лише гірський тиск.

Розподіл напружень в оправі (рис. 4.10) співпадає з класичним розподілом напружень в кільці, навантаженому зовнішньою розподіленою силою, що ще раз доводить, що розроблена модель відповідає фундаментальним положенням механіки суцільного середовища і підземних споруд. Порівняльний аналіз розподілу напружень двох варіантів свідчить про суттєві розбіжності у формуванні напруженого стану в залізобетоні і чавуні, що пояснюється значною зміною жорсткості з/б боку і чавунного тюбінгу. Хоча характер напружень дещо зберігається якісно, кількісно він змінюється значно. Максимальні вертикальні і сумарні переміщення в замку (рис. 4.9, б-в) складають 0,15 мм у випадку залізобетону і 0,17 мм у випадку чавуну, що свідчить про нормальну експлуатацію оправі при сталому значенні гірського тиску.

Максимальні значення горизонтальних напружень стиску складають: для залізобетону – -0,192 МПа (в перерізі під кутом 45° і 135° від вертикалі), для чавуну – -0,098 МПа (в перерізі під кутом 45° і 135° від вертикалі); напруження розтягу незначні і коливаються у межах +0,019...0,023 МПа. Такі значення значно менше меж міцності як залізобетону, так і чавуну. Максимальні значення вертикальних напружень значно менше меж міцності як залізобетону, так і чавуну і складають: для залізобетону – -0,827 МПа (на горизонтальному діаметрі), для чавуну – -0,442 МПа (на горизонтальному діаметрі).

Максимальні значення дотичних напружень також менше меж міцності як залізобетону, так і чавуну і складають: для залізобетону – 0,256 МПа (в перерізі під кутом 60° і 120° від вертикалі), для чавуну – -0,130 МПа (в перерізі під кутом 60° і 120° від вертикалі). Аналіз напружень відносно глобальних осей моделі (X, Y та Z) свідчить про те, що їх рівень не є критичним.

Оскільки оправа знаходиться в складному об'ємному напруженому стані, при якому на міцність впливають усі компоненти напружень, то для більш

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

глибокого кількісного аналізу застосуємо вже застосовану раніше четверту теорію міцності (енергетичну). Відшукаємо еквівалентні напруження в наступних точках із максимальними значеннями компонент напружень: 1) в перерізі під кутом 45° (135°) від вертикалі; 2) в перерізі на горизонтальному діаметрі; 3) в перерізі під кутом 60° (120°) від вертикалі.

Значення еквівалентних напружень для залізобетону наступні: 1) 0,536 МПа; 2) 0,852 МПа; 3) 0,627 МПа, що значно менше межі міцності залізобетону на основі бетону класу В30, для чавуну: 1) 0,301 МПа; 2) 0,460 МПа; 3) 0,281 МПа, що значно менше межі міцності чавуну.

Для з'ясування впливу гідростатичного тиску, проведемо розрахунок тих же моделей із дією води за оправою. Для цього модифікуємо модель наступним чином. До зовнішніх точок оправи прикладаємо дію води у вигляді розподіленого навантаження із значенням тиску 0,1 МПа, що відповідає дії стовпа води висотою 10 м. На рис. 4.11. показано фрагмент модифікованої моделі із дією гідростатичного тиску.

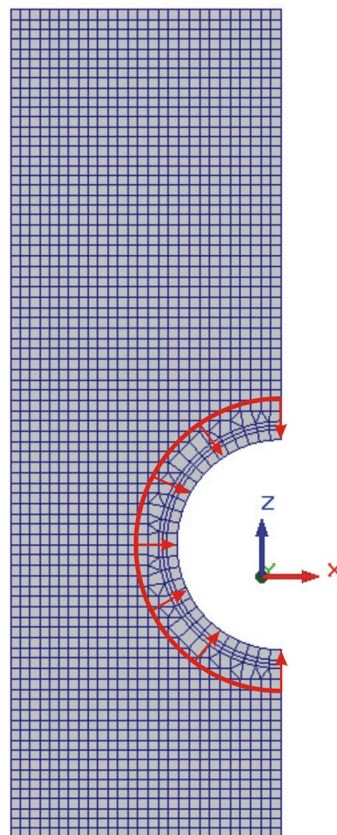


Рисунок 4.11 – СЕ-модель тунелю із дією гідростатичного тиску (фрагмент, червоним показано епюру гідростатичного тиску)

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

На рис. 4.12-4.13. наведені результати розрахунку із гідростатичним тиском.

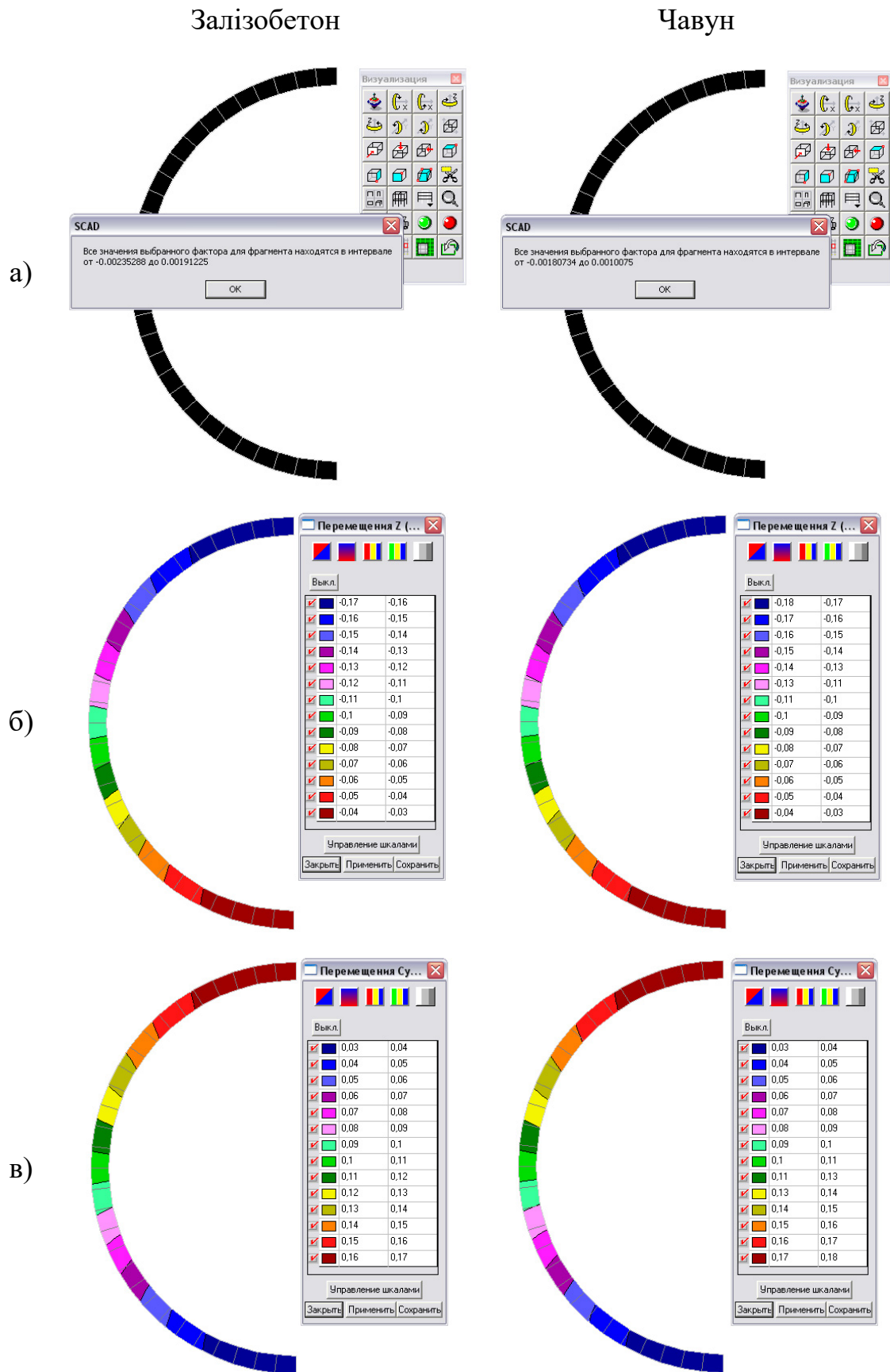


Рисунок 4.12 – Ізолінії та ізополі переміщень оправи (гідростатичний тиск):

а) вертикальні; б) горизонтальні; в) сумарні

Залізобетон

Чавун

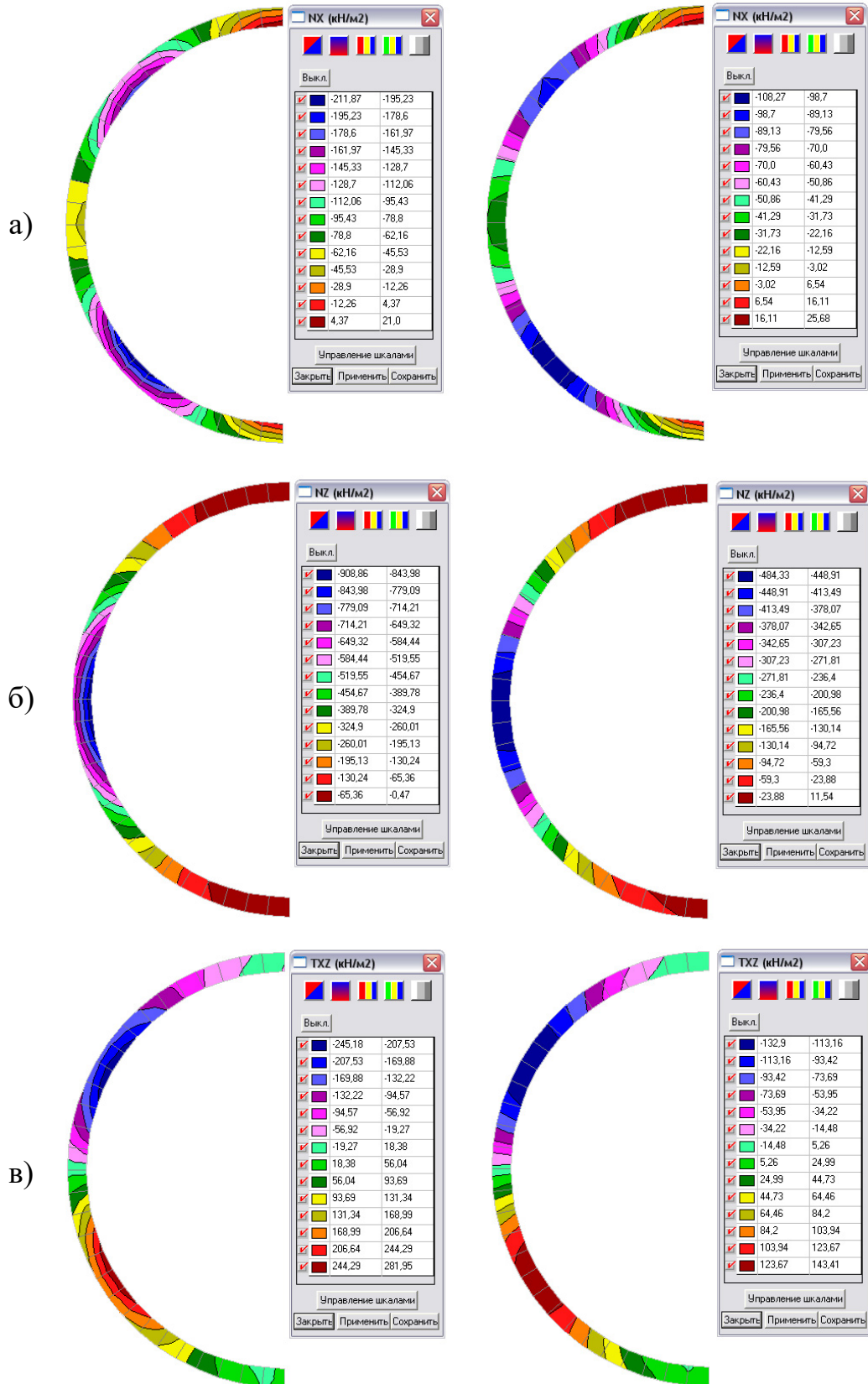


Рисунок 4.13 – Ізолінії та ізополя напружень в оправі (гідростатичний тиск):

а) вертикальні; б) горизонтальні; в) дотичні в площині XZ

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

Максимальні вертикальні і сумарні переміщення в замку (рис. 4.12, б-в) складають 0,17 мм у випадку залізобетону і 0,18 мм у випадку чавуну, що більше від випадку лише гірського тиску на 1,05...1,13 рази.

Максимальні значення горизонтальних напружень стиску складають (рис. 4.13): для залізобетону – -0,211 МПа (в перерізі під кутом 45° і 135° від вертикалі), для чавуну – -0,108 МПа (в перерізі під кутом 45° і 135° від вертикалі); напруження розтягу незначні і коливаються у межах +0,021...0,026 МПа. Такі значення значно менше меж міцності як залізобетону, так і чавуну. Максимальні значення вертикальних напружень значно менше меж міцності як залізобетону, так і чавуну і складають: для залізобетонних блоків – -0,908 МПа (на горизонтальному діаметрі), для чавуну – -0,484 МПа (на горизонтальному діаметрі). Максимальні значення дотичних напружень також менше меж міцності як залізобетону, так і чавуну і складають: для залізобетону – 0,245 МПа (в перерізі під кутом 60° і 120° від вертикалі), для чавуну – -0,132 МПа (в перерізі під кутом 60° і 120° від вертикалі).

Еквівалентні напруження в точках із максимальними значеннями компонент напружень: 1) в перерізі під кутом 45° (135°) від вертикалі; 2) в перерізі на горизонтальному діаметрі; 3) в перерізі під кутом 60° (120°) від вертикалі. Значення еквівалентних напружень для залізобетону наступні: 1) 0,777 МПа; 2) 0,932 МПа; 3) 0,639 МПа, що значно менше межі міцності залізобетону на основі бетону класу В30. Значення еквівалентних напружень для чавуну наступні: 1) 0,308 МПа; 2) 0,501 МПа; 3) 0,344 МПа, що значно менше межі міцності чавуну.

Проаналізувавши результати розрахунку перегінного тунелю з двома типами оправ в експлуатаційній стадії із двома видами навантаження в заданих інженерно-геологічних умовах (в тому числі, під час дії гідростатичного тиску) можна зробити висновок, що рівень переміщень і напружень не є критичним і не може викликати при нормальній експлуатації руйнування кожного з типів оправ.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розділ 5

Обґрунтування щитової проходки перегінного тунелю підводної частини

5.1 Організація будівництва перегінного тунелю

Організаційні заходи по будівництву метрополітену виконуються до початку робіт на будівельному майданчику. В процесі підготовчих робіт виконується освоєння будівельних майданчиків: їх розчищення і планування; винесення підземних комунікацій із зони робіт; створення геодезичної розбивочної основи для будівництва тунелю; облаштування під'їзних доріг; будівництво тимчасових виробничих і побутових будівель (механічних майстерень, компресорних, складів); прокладення мереж повітропостачання, електротеплопостачання, водопроводу, зв'язку; монтаж гірничих комплексів, устаткування і механізмів для виробництва робіт [3, 4].

Будівництво тунелю здійснюється у відповідності до проектно-кошторисної документації, що включає в себе проєкт організації будівництва і проєкт виробництва робіт [37].

Проєкт організації будівництва розробляється проектною організацією і є документом, на основі якого розподіляються капітальні вкладення і об'єми будівельно-монтажних робіт по термінах будівництва і робляться обґрунтування кошторисної вартості будівництва. До складу проєкту організації будівництва включається календарний план (графік) будівництва з вказівкою черговості і термінів будівництва основних і допоміжних споруд; будівельний генеральний план з розташуванням постійних і тимчасових будівель і споруд; організаційно-технологічні схеми зведення постійних споруд і опис методів робіт; матеріали для геодезичного забезпечення будівництв; відомості об'ємів будівельних, монтажних і спеціальних робіт; графік потреби в кадрах.

Проєкт виробництва робіт розробляється будівельною організацією. У основу проєкту покладені принципові рішення проєкту організації будівництва

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.150021.МР.2020.ПЗ				

і організаційно-технічні заходи, які розроблені будівельною організацією. Проект виробництва робіт передбачає: найбільш ефективні методи робіт з урахуванням уточнених місцевих умов і розвитку фронту робіт, окремі деталі елементів робіт, розставлення і повне використання гірничопрохідницького і будівельного устаткування і механізмів, механізацію виробничих процесів, використання новітніх досягнень науки і техніки [18, 19].

Також на всіх стадіях проєктування проводяться інженерно-геологічні вишукування, які виконуються по відповідній програмі, в якій вказано склад, обсяги, зміст, способи і строки виконання цих робіт.

Увесь комплекс підготовчих робіт технологічно пов'язаний з основними гірничопрохідницькими і будівельно-монтажними роботами і забезпечує необхідний фронт робіт будівельним підрозділам. Виробництво робіт починається тільки після завершення в необхідному об'ємі організаційно-підготовчих заходів і проведенні усіх поза- и внутрішньомайданчикових підготовчих робіт.

5.2 Будівельний майданчик

Будівельний майданчик запроєктований відповідно до рекомендацій і розташовується у стовбура шахти. Роботи по будівництву перегінного тунелю ведуться з базисного будівельного майданчика, на якому розміщуються тимчасові споруди, які безпосередньо пов'язані з будівництвом об'єкту.

При організації будівельного майданчика безпека умов праці на усіх етапах забезпечується заходами, що включають:

- облаштування під'їзних доріг до об'єкту будівництва в цілому;
- облаштування постійних і тимчасових автомобільних доріг до окремих об'єктів, до місць складування конструкцій і їх зведення;
- забезпечення об'єкту санітарно-побутовими приміщеннями і пунктами їди, облаштування пунктів електропостачання, місць складування будівельних конструкцій, матеріалів, пристосувань і оснащення;
- освітлення будівельного майданчика в цілому;

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- забезпечення пожежної безпеки.

Роботи підготовчого періоду розпочинаються з облаштування будівельного майданчика. Його місце обноситься огорожею заввишки 2,5 метри. Від міської тепло- і водомережі підводиться тепло і вода. Електропостачання здійснюється від міської енергомережі.

Під будмайданчик вибрана ділянка, освітлення якої вимагає найменших витрат робочого часу і засобів.

До проходки перегінних тунелів в початковий період будівництва споруджуються гірські виробки допоміжного призначення:

- стволи, білястовбурні двори, фурнелі, штольні для розкриття фронту робіт, транспортування породи і матеріалів;
- камери для монтажу прохідницьких комплексів, установки насосів, електроустаткування;
- підземні майстерні.

Підхідні штольні сполучають білястовбурний двір з тунельними забоями. На майданчику зводиться комплекс будівель і споруд, необхідних для забезпечення нормальної роботи. Безпосередньо у шахтного стовбура розташовуються основні споруди: надшахтний копер, бункерна і тельферна естакади, будівля підйомної машини, які складають надшахтний гірський комплекс. Він розташовується на поверхні над білястовбурним двором і сполучається зі стволом шахти.

Надшахтний копер монтується з тюбінгів за допомогою вантажопідйомного крану, встановленого над гирлом стовбура. При цьому залишаються необхідні технологічні отвори. У верхній частині копра встановлюються шківни для напряму підйомних канатів в ствол. У середині копра збираються металоконструкції, до яких кріпляться приймальні майданчики, провідники, сходи для проходу людей.

Бункерна естакада примикає до стовбура та має два бункери, в яких при розвантаженні вагонеток накопичується порода для механізованого вантаження її в автомобілі-самоскиди.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Під покрівлю тельферної естакади підвішена монорейка, по якій пересувається електрична таль для підйому вантажів. Під тельферною естакадою складуються блоки збірної тунельної оправи і матеріали для доставки в шахту. У будівлі підйомної машини розміщуються підйомні машини і апаратура управління ними.

Технологічне устаткування надшахтного гірського комплексу забезпечує вступ породи в приймальні бункери, переміщення вагонеток і блокотюбінговозок. Вагонетки з матеріалами подаються з поверхні на надшахтний гірський комплекс за допомогою допоміжного підйомника.

Особливу увагу повинна приділятися правильному складуванню залізобетонних конструкцій і деталей, що представляють небезпеку із-за значних розмірів і маси. Збірні бетонні та залізобетонні конструктивні елементи укладаються штабелями в зоні дії монтажних механізмів з дотриманням вимог. Залізобетонні блоки тунельної оправи складуються у штабелі за марками до шести рядів загальною висотою не більше 2,5 м з підкладками і прокладками.

5.3 ТПМК для проведення щитової проходки

Застосування механізованих щитів з безперервною розробкою і видаленням ґрунту з забою вимагає спеціальних засобів, які повинні утримувати в стійкому стані забої, покрівлю та ґрунтовий масив в цілому [8, 20].

Для збереження стійкого стану забою при його розкритті, який порушує природний напружений стан, необхідно врівноважити зсувні сили, що виникають в ґрунтовому масиві від власної ваги ґрунту і від гідростатичного тиску. Це досягається створенням в кожній точці забою протитиску з боку щита активними привантажувачами q_1 і q_2 [14]:

$$q_1 \geq \sigma_x \quad \text{і} \quad q_2 \geq p, \quad (5.1)$$

де σ_x – напруження в скелеті ґрунту (бічний тиск);

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

p – гідростатичний тиск.

Як уже зазначалося, в залежності від типу ґрунтів і величини гідростатичного тиску застосовуються активні привантажувачі, що діють як спільно $q = q_1 + q_2$, так і окремо q_1 і q_2 .

Практичне застосування різних технологій в водонасичених ґрунтах показало перевагу механізованих щитів, в яких використовується привантажувач q , одночасно діючий і на ґрунтовий скелет, і на ґрунтову воду. До таких привантажувачів відносяться:

- гідравлічний;
- ґрунтовий.

Для організації активного привантаження забою розроблені конструкції механізованих щитів з гідравлічним і з ґрунтовим привантаженням, використовуючи які, можна споруджувати тунелі різних діаметрів в складних інженерно-геологічних умовах.

У конструкції механізованого щита, призначеного для проходки в нестійких обводнених ґрунтах з будь-яким видом активного привантаження забою (гідравлічним, ґрунтовим, пневматичним) обов'язково обладнання герметичної забійної камери, в якій розміщуються породоруйнуючий робочий орган та інше необхідне для конкретної технологічної схеми забійне обладнання та пристрої (каменедробарка для подрібнення валунів, сопла для подачі в ґрунт, що розробляється, додатків, різних датчиків і т.п.) [36, 43].

Герметична забійна камера утворюється у вигляді спеціальної суцільної сталевий перегородки, що відокремлює головну частину щита і розрахована на максимальну проектну величину активного привантаження забою з 1,5-кратним запасом. У перегородку вбудовують шлюзові апарати і пристрої для переходу, в разі необхідності, в забійну камеру персоналу і подачі матеріалів після створення в ній підвищеного тиску. У забійній камері розміщуються механізми і пристрої для видачі з неї ґрунту або пульпи з необхідним дозуванням по технологічній схемі, комунікації, обладнання та інші пристосування.

У зв'язку з неможливістю візуального контролю над процесами, що

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

5.4 Навантаження ґрунту

Відкатка ґрунту – одна з найбільш трудомістких операцій прохідницького циклу [17]. Операція складається з навантаження ґрунту в транспортні засоби і переміщення його до місця відвала. В проєкті прийнята породонавантажувальна машина періодичної дії ППН-5 на рейковому ході із ступінчастим вантаженням ґрунту, що забезпечує надійне прибирання при будь-якій крупності кусків.

Транспортування ґрунту здійснюється у вагонетках з глухим кузовом по рейковому тимчасовому шляху вузької колії шириною 600 мм за допомогою електровозної відкатки. Наявність стріли забезпечує можливість взяття ґрунту на 175 мм нижче рівня відкаточних шляхів, а поворот транспортера в плані – можливість навантаження на проміжний поздовжній транспортер, що розташовується збоку від шляху, по якому рухається машина [40]. Розвантаження вагонеток здійснюється спеціальними перекидачами, які розташовуються на розвантажувальних естакадах над бункерами. Заміна окремих вагонеток у забою проводиться за допомогою маневрових пристроїв.

Кузови вагонеток не повинні загрузатися породою доверху. Відстань від породи до верху борта повинна бути не менше 10 см.

Розвантажувальна частина транспортера повинна періодично чиститись. Ця робота виконується лише при зупиненій транспортній стрічці і вимкненими електродвигунами.

При навантаженні породи в забої за допомогою навантажувальних машин виробництво будь-яких інших робіт в зоні дії машини забороняється.

Обсичлюємо об'єм породи для визначення трудовитрат.

Площа поперечного перерізу виробки (м²):

$$S_{\text{в}} = \frac{\pi \cdot D_{\text{зн}}^2}{4},$$

де $D_{\text{ці}}$ – зовнішній діаметр оправи, $D_{\text{зн}} = 5,7 \text{ м}$.

$$S_{\text{в}} = \frac{3,14 \cdot 5,7^2}{4} = 25,51 \text{ м}^3.$$

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Об'єм породи (м³):

$$V_n = k_p S_{\sigma} L_{\text{зах}},$$

де k_p – коефіцієнт розрихлення, для граніту $k_p = 2,2$;

$L_{\text{зах}}$ – глибина заходки, $L_{\text{зах}}=3$ м.

$$V_n = 2,2 \cdot 25,51 \cdot 3 = 168,37 \text{ м}^3.$$

5.5 Монтаж оправи

Після прибирання ґрунту виконують монтаж оправи за допомогою укладальника. Для монтажу оправи в перегінному тунелі використовується укладальники важільного типу. Для зручності монтажу він обладнаний висувними робочими платформами, які розташовані в двох рівнях. До початку робіт по монтажу збірної оправи тунелю укладальник ретельно оглядається машиністом укладальника і черговим електрослюсарем.

Елементи тунельної оправи подаються безпосередньо до захватного пристрою укладальника на спеціальних вагонетках платформного типу. Блок на візку подається до важеля укладальника і за допомогою спеціального захвату кріпиться до нього. Для закріплення блоку захватом робочого органу використовують отвір для нагнітання розчину. Болтові отвори в торцевій частині блока поєднують з болтовими отворами раніше змонтованого кільця.

Першим під захват укладальника подається лотковий блок. Далі елементи збірної залізобетонної оправи укладаються по черзі з кожного боку від лоткового блоку. Ключовий елемент замикає кільце і встановлюється останнім. Положення блоків регулюється підбивкою клинів. Перед встановленням чергового блоку поверхня стиків перевіряється і зачищається від бруду і пилу. Постановка болтів здійснюється відразу після укладання чергового блоку.

В процесі монтажу оправи важіль повністю перекриває поперечний перетин тунелю, тому роботи з навантаження ґрунту виконуються перед збіркою оправи.

При роботі блокукладальника забороняється знаходження людей в зоні

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

обертання важеля.

Після закінчення складання кожного кільця, до пересування укладальника тунельної оправи, а також після його проходу, перевіряється правильність складання кільця шляхом вимірів його по вертикальному і горизонтальному діаметрам, а також по двох діаметрах, розташованих під кутом 45° до горизонту. Правильність положення в плані і профілі кільця перевіряє маркшейдер. Допустиме відхилення розмірів горизонтального і вертикального діаметрів від проєктного повинно складати ± 25 мм. Центр кільця може бути зміщений від осі тунелю не більше ніж на 50 мм.

Обчислюємо об'єм кільця залізобетонної оправи для визначення трудовитрат і побудови циклограми.

Монтаж залізобетонної оправи (m^3):

$$V_k = \frac{\pi}{4} (D_{zn}^2 - D_{вн}^2), \quad (4.4)$$

де $D_{вн}$ – внутрішній діаметр оправи, $D_{вн} = 5,1 м$;

D_{zn} – зовнішній діаметр оправи, $D_{zn} = 5,7 м$.

$$V_k = \frac{3,14}{4} \cdot (5,7^2 - 5,1^2) = 5,1 м^3.$$

5.6 Гідроізоляція збірної залізобетонної тунельної оправи

Усі гідроізоляційні роботи виконуються за наступною схемою. Фронт робіт гідроізоляційної ділянки займає від 25 до 50 м. Роботи по гідроізоляції в нижній половині тунелю (до рівня його горизонтального діаметру) здійснюються без застосування риштування. Робота у верхній половині тунелю ведеться з пересувних збірних візків, що спираються на оправу (за допомогою кронштейнів) або на рейки, укладені в лотку тунелю.

Визначаємо площу поверхні, яка потребує нагнітання розчину (m^2):

$$S_k = L_k \cdot 1 = \pi D_{zn}, \quad (4.5)$$

де L_k – довжина дуги кільця по зовнішньому діаметру.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$S_k = 3,14 \cdot 5,7 = 17,9 \text{ м}^2.$$

5.7 Герметизація тунельної оправи із застосуванням гумових ущільнювачів

В теперішній час вироби з гуми завдяки своїм специфічним властивостям, все більш широко використовуються в тунельному та підземному будівництві.

Гума відноситься до еластомірних матеріалів з різко вираженою здатністю до високо пружного деформування в достатньо широкому інтервалі температур. Дуже важливою характеристикою гуми являє її невелика твердість та здатність до великих пружних деформацій. Що дозволяє їй бути одним із найбільш розповсюджених матеріалів для виготовлення ущільнювачів різноманітного призначення. Вироби з гуми, які експлуатуються в техніці, прийнято називати гумотехнічними виробами (ГТВ). Серед них найбільш розповсюджена група ущільнювачів.

В практиці будівництва метрополітенів, стовбурів шахт і тунелів в якості постійного кріплення – оправи, як правило, використовуються чавунні тюбінги та залізобетонні блоки. В залежності від того, на якій глибині і в яких ґрунтах проходять тунелі, вибирають конструкції споруд і матеріали для них.

Раніше при будівництві метрополітенів в Україні частіше всього використовували чавунні тюбінги, а герметизацію стиків поміж ними здійснювали ущільнювачами з свинцю. Але такий матеріал є пластичним і після того як тунельна оправа збирається, часто, внаслідок деформування ґрунтів, в тому числі і від динамічних навантажень при русі важких поїздів, стики з'єднань чавунних тюбінгів перестають бути герметичними, тобто надійність таких ущільнювачів невисока. Крім того, свинець є дефіцитним матеріалом, а його використання потребує складної технології.

У зв'язку з розвитком метро – та тунелебудування в Україні виникла потреба провести наукові дослідження з метою використання отриманого опиту створення гумових ущільнювачів для герметизації тунельних оправ.

Переваги використання гуми для ущільнювачів тунельної оправи полягає

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

в наступному:

- 1) за рахунок пружних властивостей гуми підвищується надійність герметизації стиків;
- 2) гума має значно меншу твердість, а це дає можливість застосовувати залізобетонні блоки замість чавунних;
- 3) витрати на матеріали для ущільнення між правних швів зменшуються;
- 4) якщо гуму захистити від старіння, то термін експлуатації ущільнювачів з неї можливо значно збільшити;
- 5) гума має невелику вагу;
- 6) монтаж гумових ущільнювачів можливо здійснювати в умовах виробництва залізобетонних блоків, що значно підвищує комфортність та продуктивність праці;
- 7) порівняльна простота монтажу та екологічна безпека.

Таким чином, гума може успішно конкурувати зі свинцем для виготовлення ущільнювачів. При цьому їх конструкція повинна бути достатньо простою, щоб забезпечити високопродуктивну роботу при виготовленні та високу якість під час монтажу.

Кожне кільце оправи тунелю складається з визначеної кількості блоків, які залежать від діаметра кільця та призначення. Герметизація міжблокових з'єднань по поперечних (кільцевих) та повздовжніх (радіальних) бортах залізобетонних тубінгів і блоків забезпечується за рахунок точності виготовлення блоків, точності їх збирання, канавок для гумових ущільнювачів та самих ущільнювачів. При цьому гумові ущільнювачі блоків, в процесі деформації поміж собою в тунельному кільці фланцевою стороною, створюють суцільний пояс герметизації поміж кільцями оправи в повздовжньому напрямку, при деформації торцевою стороною, створюють пояс герметизації в радіальному напрямку. Такі пояси герметизації можуть виконуватися як з перев'язкою швів, так і без їх перев'язки.

Гума схильна до старіння, із-за чого термін експлуатації виробів з неї

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

різко зменшується. Тому в теперішній час розроблені рецептури гум для виготовлення ущільнювачів з високими експлуатаційними властивостями, які відповідають вимогам експлуатації виробів і на них розроблена нормативна документація. Для виготовлення ущільнювачів використовуються два типи гуми складного складу: тип I – для профілю та тип II – для стикування.

Дані по розробленим гумам наведені в табл. 5.1.

Таблиця 5.1

№	Основні показники гуми	Одиниця вимірювання	Гума	
			Тип I	Тип II
1	Умовна міцність при розтягуванні, не менше	МПа	3	16,7
2	Відносне подовження при розриві, не менше	%	300	550
3	Твердість по Шору	Один Шор	55±5	55+5; 55-10
4	Твердість в міжнародних одиницях	IRHD одиниця	65±5	55±5
5	Відносна залишкова деформація після старіння в повітря при стиску 1+2 (20±3)% на протязі 24 годин при температурі +(20±2)°C	%	20	20

Як видно з таблиці, фізико-механічні властивості гуми обох типів забезпечують умови виготовлення ефективних ущільнювачів та їх монтажу в посадочні канавки блока. Достатньо велика умовна міцність при розтягуванні та відносне подовження при розриві забезпечують здійснення легкого монтажу та щільну їх установку в канавки блока. Середня твердість гуми дозволяє без великих зусиль здійснювати збирання блоків в кільце оправи та

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.150021.МР.2020.ПЗ					

кілець поміж собою.

Випробування по спеціальних методиках прискореного визначення експлуатаційних характеристик ущільнювачів з розроблених гум показали, що в визначених умовах вони зберігають свої властивості до 100 років.

Тунельна оправа являє собою залізобетонні блоки, які з'єднанні поміж собою в кільця, які, в свою чергу, послідовно стикуються поміж собою по ходу тунелю. Кількість залізобетонних блоків в тунельному кільці залежить від діаметра тунелю. Кожен залізобетонний блок виконує визначену функцію, тому їх розміри різні, а це потребує і різних типорозмірів ущільнювачів.

Схема герметизації тунельної оправи вибрана такою, щоб на кожен блок монтувався свій ущільнювач у вигляді прямокутної рамкової прокладки. При цьому посадочні місця під прокладки в суміжних блоках повинні співпадати один з іншим.

Таким чином, прокладка одного блоку стикується с прокладкою суміжного блоку по робочій поверхні. Розміри прокладок і посадочних місць блоків розраховано так, що в межах точності монтажу мають місце контактні напруження в гумі, яких достатньо для забезпечення герметичності на протязі заданого терміну експлуатації тунелю. Профіль прокладки виконаний у вигляді двох з'єднаних по великій стороні трапецій. На меншій стороні виконано повздовжні пази для зменшення об'єму та підвищення контактних напружень. Цією стороною здійснюється посадка прокладки на блок в спеціальну канавку, яка розташована по периметру блока. Для того, щоб прокладка міцніше трималась в канавці блока, вона має декілька менші розміри, ніж розміри канавки блока, тобто прокладка насаджується на блок з натягом, що не перевищує 10 %. Більший натяг недопустимий, оскільки такий механічний фактор негативно впливає на процес старіння гуми. Перед встановленням прокладки на блок, підготовлене посадочне місце покривається тонкою плівкою адгезійного матеріалу. Тому прокладка міцно утримується на блоці, як в процесі транспортування, так і в процесі монтажу.

В середній частині прокладки є повздовжні циліндричні канали. Вони

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

експлуатацію в грудні 1997 р. Розроблені гумові ущільнювачі були застосовані також при спорудженні похилого ходу станції «Дорогожичи», яку було введено в експлуатацію в березні 2000 р., «Житомирська» та «Академмістечко» – в 2004 р., «Сирецька» – в 2006 р. На цих станціях підтримується високий рівень герметичності тунельної оправи в процесі експлуатації вказаних об'єктів [28].

В теперішній час створено виробничі потужності, які забезпечують споживання даних виробів в Україні, а також проводяться дослідження по створенню нових матеріалів з більш високими властивостями.

5.8 Первинне нагнітання

Нагнітання цементно-піщаного розчину за збірну оправу тунелю здійснюється безперервно в процесі проходки за кожне останнє укладене кільце. Нагнітання за оправу із залізобетонних блоків ведеться послідовно від низу до верху по кільцю в спеціальні отвори в спинках блоків по обидві сторони від вертикальної осі оправи тунелю. Нагнітання виконують до появи розчину в отворах блоків, що розташовані вище. І так до ключового блоку.

Для нагнітання застосовується цементно-піщаний розчин складу 1:2. Нагнітання піщано-цементного розчину ведеться зі спеціального пересувного візка, що переміщується укладальником під тиском, що не перевищує 0,4 МПа. Візок оснащений насосами і устаткуванням для підйому контейнерів і вагонів з розчином або сухою сумішшю. Такі ж візки використовуються і при контрольному нагнітанні. Розчинонагнітач приєднується до оправи за допомогою розчиноводу, який у свою чергу сполучається з ін'єктором, який закріплюється в заздалегідь пробуреній свердловині. Отвори, в яких нагнітання вже здійснене, після зняття ін'єкторів закриваються дерев'яними або поліетиленовими пробками. Пробки з отворів вилучаються тільки після тужавіння розчину (3-4 години).

Спочатку здійснюється гідроізоляція болтових отворів і отворів для контрольного нагнітання. Гідроізоляція болтових отворів у блоках, що мають

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

болти в якості постійного кріплення, виконується гідроізоляційними шайбами, що встановлюються під голівкою болта і гайкою. Поверхня бетону біля отвору і болтів заздалегідь покривається бітумним лаком.

Після гідроізоляції отворів для первинного нагнітання, болтових отворів і затвердіння матеріалу, що зачеканили, здійснюється контрольне нагнітання в стики між елементами збірної залізобетонної оправи.

5.9 Контрольне нагнітання

Контрольне нагнітання виконується для заповнення найдрібніших тріщин і порожнеч, що утворилися в результаті тверднення і усадки розчину первинного нагнітання. Воно ведеться після завершення усіх будівельних робіт на примиканнях до оправи притунельних споруд, але не ближче 30- 40 м від забою. Нагнітання виконується цементним розчином.

Контрольне нагнітання виконується до тих пір, поки не припиниться поглинання розчину при максимально допустимому тиску. Цей тиск не повинен перевищувати 0,4 МПа. Порядок виробництва робіт такий же, що і для первинного нагнітання. Отвори після закінчення контрольного нагнітання заповнюються ущільнюючим складом на всю глибину.

5.10 Розрахунок вентиляції

Кількість повітря, необхідного для подачі в забій, визначається по допустимості концентрації окису вуглецю (0,008%).

Розрахунок кількості свіжого повітря, необхідного для вентиляції виробки, визначається за наступними параметрами:

- по максимальній кількості людей, що одночасно зайняті на підземних роботах;
- по мінімальній швидкості руху повітря.

Розрахунок по максимальній кількості людей, що одночасно зайняті на підземних роботах:

$$Q_{n2} = 6 \cdot n_{\text{люд}},$$

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де $n_{\text{люд}} = 7$ – найбільша кількість людей, що знаходяться в тупиковій виробці.

$$Q_{n2} = 6 \cdot 7 = 42 \text{ м}^3 / \text{хв.}$$

Розрахунок по мінімальній швидкості руху повітря:

$$Q_{n3} = 60 \cdot V_{\text{min}} \cdot S,$$

де $V_{\text{min}} = 0,25 \text{ м} / \text{с}$ – мінімальна швидкість руху повітря.

$$Q_{n3} = 60 \cdot 0,25 \cdot 25,5 = 382,5 \text{ м}^3 / \text{хв.}$$

З отриманих результатів обираємо найбільший. Отже, $Q_n = 383 \text{ м}^3 / \text{хв.}$

Розрахункова продуктивність роботи вентилятора (з компенсацією втрати повітря):

$$Q_e = Q_n \cdot \eta,$$

$$Q_e = 383 \cdot 1,01 = 387 \text{ м}^3 / \text{хв.}$$

Статичний напір у вентиляційному трубопроводі знаходимо за формулою (значення продуктивності вентилятора і необхідної кількості повітря підставляємо в $\text{м}^3/\text{с}$):

$$h_{\text{ст}} = R \cdot Q \cdot Q_B$$

$$h_{\text{ст}} = 3 \cdot 6,4 \cdot 6,45 = 124 \quad \text{мм вод. ст.}$$

Площа вихідного отвору вентилятору дорівнює:

$$F_B = \frac{Q_B}{V_B},$$

де $V_B = 6 \text{ м} / \text{с}$ – швидкість повітря через вихідний отвір вентилятора (знаходимо за допомогою номограми).

$$F_B = \frac{6,45}{6} = 1,1 \text{ м}^2.$$

За розрахунками для провітрювання при забійного простору приймаємо вентилятор СВМ-6м.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

5.11 Вентиляція, водопостачання та освітлення

Вентилятори розміщуються на поверхні землі поблизу ствола. Подача свіжого повітря передбачається по сталевих трубах діаметром 600 мм. Відстань від вентилятора до ствола з метою запобігання підсмоктування відпрацьованого повітря приймається 15 м.

Вентиляція передбачається на період проходки ствола, тунелю укладання труб згідно з графіком виконання робіт при щитовій проходці і графіком роботи механізмів та обслуговуючих процесів.

Відставання вентиляційних труб від забою тунелю має бути не більше 10 м, а від забою ствола – 4м. В міру проходки тунелю через кожні 400 м у трубопровід монтується спонукальні вентилятори ВМ – 6. При відстані між стволами більше 1 км споруджуються вентиляційні свердловини, через які подається свіже повітря в забій.

Кількість повітря, що подається в забій, визначається з розрахунку не менше 6 м³/хв на кожного працюючого. В повітрі тунелю повинно бути не менше 20 % кисню і не більше 0,5 % вуглекислого газу.

Для водопостачання будівництва прокладається тимчасовий водопровід, підключений до діючої мережі. Подача води до тунелю передбачається по сталевих трубах діаметром 100 мм.

Шахтні стволи і тунелі забезпечуються електроосвітленням від низьковольтної електричної мережі з напругою у сухих тунелях 36 В і 12 В – у вогких.

Освітлювальна проводка на шахтних стволах і тунелях здійснюється кабелями. Світильники застосовуються ті, що мають захисну сітку.

Робочі місця забезпечуються аварійним освітленням – акумуляторними світильниками.

Робота пневматичного інструменту здійснюється за допомогою енергії і стисненого повітря. Необхідну кількість стисненого повітря забезпечують пересувні компресори типу ДУ – 9. Компресор встановлюється на поверхні землі.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Стиснене повітря від компресора до робочого інструменту подається по металевих трубах. На кінці повітропроводу установлюється повітророзподільний пристрій («Павук»).

Головний водовідлив здійснюється насосами ЦНС – 180 – 128 (відкачування води із зумпфа у шахтному стволі на поверхню), місцевий (забійний) водовідлив – насосами ГНОМ25 -20.

Скидання води здійснюється по водоскидному колектору із сталевих труб діаметром 200 мм, що кладуться на поверхню, в діючу зливу приймальну мережу.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розділ 6

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

Технологічні операції при щитовій проходці

При щитовій проходці виконуються наступні роботи.

1. Проходка тунелю механізованим щитом. Щит, виготовлений німецькою фірмою Herrenknecht, який використовується у даній роботі на здобуття ОС «магістр», є тунелепрохідницьким комплексом.

2. Прибирання породи. Розроблений ґрунт транспортується за допомогою шнека з регульованою чистотою оборотів, і потрапляє в загрузочну воронку стрічкового транспортеру. Транспортний шнек діаметр 700 мм.

3. Монтаж збірної оправи. Під захистом хвостової частини щита установлений еректор, що служить для монтажу оправи тунелю.

Небезпечні фактори при роботі тунелепрохідницького комплексу:

- падіння породи з машин, при транспортуванні породи;
- знаходження людей в зоні дії машин;
- падіння елементів оправи при монтажу оправи;
- рухома рама, яка переміщується при монтажі оправи;
- переміщення самого тунелепрохідницького комплексу.

Всі роботи, що проводяться в тунелях, повинні відповідати вимогам Правил безпеки при будівництві підземних споруд і Правил пожежної безпеки в Україні.

До початку робіт необхідно привести робоче місце і проходи в стан, що забезпечує повну безпеку. Слід переконатися в тому, щоб на шляху руху транспортних засобів не було працівників, а також вжито заходів щодо забезпечення переміщень вантажів та матеріалів за розробленими схемами, затвердженим керівником будівельного підрозділу.

Небезпечні фактори

У процесі життєдіяльності людина піддається впливу різних небезпек, під

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

якими зазвичай розуміють явища, процеси, об'єкти, здатні в певних умовах завдавати шкоди здоров'ю людини безпосередньо чи опосередковано, тобто викликати різні небажані наслідки.

Людина піддається впливу небезпек і в своїй трудовій діяльності. Ця діяльність здійснюється в просторі, званому виробничою середовищем. В умовах виробництва на людину в основному діють техногенні, тобто пов'язані з технікою, небезпеки, які прийнято називати небезпечними і шкідливими виробничими чинниками.

Небезпечним виробничим фактором називається такий виробничий фактор, вплив якого на працюючого в певних умовах призводить до травми або до іншого раптового різкого погіршення здоров'я. Травма – це пошкодження тканин організму і порушення його функцій зовнішнім впливом. Травма є результатом нещасного випадку на виробництві, під яким розуміють випадок впливу небезпечного виробничого фактора на працюючого при виконанні ним трудових обов'язків або завдань керівника робіт.

При будівництві перегінного тунелю метрополітену виникають такі небезпечні фактори виробництва:

- рухомі частини обладнання для розробки ґрунту, монтажу оправи тощо;
- високий тиск в гідравлічній мережі;
- відсутність або недостатня освітленість виробки або забою;
- гостро виступаючі частини устаткування та механізмів, незакріплені об'єкти на візках блокоукладальника, візку для нагнітання і іншому устаткуванні, що розташоване вище зросту людини;
- незакріплене склепіння, оголений забій виробок;
- напруга, що подається до устаткування;
- висота при роботі на риштуваннях і висувних платформах;
- обмежений простір між робочим устаткуванням і оправою тунелю;
- підйом і вкладання елементів оправи блокоукладальником;
- рух електропотягу завантаженого породою;
- пересунення щита;

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- низька концентрація кисню в повітрі;
- висока концентрація отруйних газів.
- обертальні інструменти при виконання контрольного нагнітання;
- високий тиск в системі при виконанні нагнітання;
- слизька зволожена поверхня лоткових блоків і нижніх елементів оправи;
- загальна небезпека руйнування елементів конструкції при процесі пересунення щита.

Шкідливі фактори

Шкідливим виробничим фактором називається такий виробничий фактор, вплив якого на працюючого в певних умовах призводить до захворювання або зниження працездатності працюючого, або його нащадків. Захворювання, які виникають під дією шкідливих виробничих факторів, називаються професійними.

Під час проходки тунелю виникають такі шкідливі фактори:

- недостатня освітленість виробки і забою;
- розрідженість повітря;
- виробничий шум;
- вібрація;
- запиленість і загазованість повітря;
- некомфортна температура оточуючого середовища в зимовий період;
- підвищена вологість;
- підвищений атмосферний тиск.

Вимоги безпеки

Вимоги безпеки при проходці тунелів покликані убезпечити робітника від небезпечних і зменшити вплив шкідливих факторів (НПАОП 45.2-7.02-12 Охорона праці і промислова безпека у будівництві).

Перед початком роботи з проходки щитом необхідно перевірити:

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

– звільнення важеля укладальника і установку наступного елемента збірної оправи допускається проводити тільки після закріплення раніше укладеного елемента;

– при застосуванні оправи на болтових зв'язках тимчасове закріплення елемента має здійснюватися постановкою і затягуванням двох болтів у радіальних і одного болта в кругових бортах елементів;

– при монтажі оправи для поєднання болтових отворів встановлюваних і вже укладених елементів повинні використовуватися стандартні болти і спеціальні оправлення; застосування різних стрижнів, відрізків арматури, дерев'яних штирів забороняється;

– прикріплення блоку до важеля укладальника дозволяється тільки за допомогою захоплення і болтових скріплень;

– залишати елемент оправи на вазі при закінченні роботи або на час перерви забороняється;

– остаточне затягування гайок, заміна болтів і загвинчування пробок в отвори для нагнітання розчину за оправу повинні проводитися з пересувних риштувань або чеканочних візків; виконання цих робіт з драбин і оправи забороняється;

залишення оправлень, пробок, гайок, болтів, шайб, ключів, шматків ґрунту на бортах і ребрах елементів оправи, а також на укладачі і щиті забороняється.

Робоче місце при монтажі збірної оправи повинно мати освітленість не менше 50 лк.

Заходи безпеки при спорудженні виробок щитами, а також при монтажі і демонтажі цих щитів повинні відповідати вимогам Правил безпеки при будівництві підземних споруд.

Після подачі сигналу про включення механізму різання чи інших виконавчих робочих органів всім працівникам необхідно відійти у безпечне місце. Під час роботи різального механізму доступ в забій забороняється. Під час пересування щита і технологічної платформи роботи на них повинні

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

бути зупинені.

Перед включенням гідроциліндрів для пересування щита працівникам необхідно вийти з під оболонки щита і відійти від зони дії гідроциліндрів. Усі отвори у настилі технологічної платформи повинні бути закриті висувними або відкидними щитами, відкривати які дозволяється тільки у разі подання матеріалів або при іншій необхідності.

Дії керівників в аварійних ситуаціях

Незалежно від характеру аварійної ситуації керівник повинен вірно і послідовно виконати дії для убезпечення робітників, надання допомоги постраждалим, виклику спеціальних служб миттєвого реагування.

Порядок дій при аварійній ситуації:

- оцінити масштаби аварійної ситуації, кількість постраждалих, небезпечний фактор, його потенційна загроза для не постраждалих робітників;
- по можливості знешкодити небезпечний фактор, при непередбачуваному русі механізму – знеструмити його, при ударі струму – знеструмити кабель тощо;
- сповістити про вид, характер і стан аварійної ситуації, точне місце події, кількість постраждалих людей. При необхідності підтримувати зв'язок із керівництвом на поверхні;
- відвести не постраждалих робітників в безпечне місце, подалі від місця аварійної ситуації;
- якщо аварійна ситуація більше не загрожує керівнику і робітникам, то необхідно надати першу домедичну допомогу постраждалим;
- при частковому завалі необхідно вивести робітників із виробки на поверхню;
- при аварійному знеструмленні дати команду на увімкнення акумуляторних джерел світла;
- при значному запиленні або загазованості виробки вивести людей із виробки на поверхню;

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

– необхідно максимально швидко доставити постраждалих із виробки на поверхню.

Всі дії керівників повинні регламентуватися відповідними нормативними документами, правилами безпеки при підземних роботах. Керівник несе безпосередню відповідальність за життя і здоров'я свої підлеглих.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Загальні висновки

1. Проведено порівняльний аналіз способів спорудження підводних тунелів і визначено, що застосування ТПМК із привантаженням для протидії гідростатичному тиску під час будівництва таких тунелів є найбільш ефективним для випадку магістерської роботи.

2. Розроблені просторові скінченно-елементні моделі системи «оправа перегінних тунелів–оточуючий масив» на основі об'ємних елементів, що відтворюють реальні геометричні розміри та деформаційні характеристики перегінного тунелю та оточуючого масиву і надають змогу отримати адекватні дійсності параметри під час дії гідростатичного тиску.

3. Проведений аналітичний розрахунок та чисельний аналіз напружень в експлуатаційній стадії свідчить про те, що їх рівень не є критичним для чавунного варіанту, для залізобетонної оправи максимальні напруження складають близько 14,2 МПа (запас міцності рівний 1,48).

4. Закономірності напружено-деформованого стану оправи перегінних тунелів в скельних породах довели, що максимальні вертикальні і сумарні переміщення в замку оправи складають 0,15 мм у випадку залізобетону і 0,17 мм у випадку чавуну, що свідчить про нормальну експлуатацію оправи при сталому значенні гірського і гідростатичного тисків. Максимальні значення горизонтальних напружень стиску складають: для залізобетону – -0,192 МПа, для чавуну – -0,098 МПа; вертикальних напружень значно менше меж міцності як залізобетону, так і чавуну і складають відповідно -0,827 МПа і – -0,442 МПа.

5. Проведене обґрунтування щитової проходки перегінного тунелю підводної частини із аналізом технологічних процесів, обрано ТПМК для проведення щитової проходки, обґрунтовано застосування герметизації тунельної оправи із застосуванням гумових ущільнювачів.

6. Розроблені основи охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях при перегінних тунелів підводної частини.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Бібліографічний список

1. Айвазов, Ю. М. Проектування метрополітенів (у 3-х частинах). Навчальний посібник. Частина 2 [Текст] / Ю. М. Айвазов. – К.: НТУ, 2009. – 216 с.
2. Айвазов, Ю. М. Проектування метрополітенів (у 3-х частинах). Навчальний посібник. Частина 1 [Текст] / Ю. М. Айвазов. – К.: НТУ, 2006. – 166 с.
3. Бобриков, В. Б. Строительные работы и машины в мосто- и тоннелестроении: Учебник для вузов. В 2-х частях. Ч. 1. Основные положения технологии и механизации процессов строительного производства [Текст] / В. Б. Бобриков. – М.: ГОУ «Учебно-методический центр по образованию на ж.д. транспорте», 2008. – 631 с.
4. Бобриков, В. Б. Строительные работы и машины в мосто- и тоннелестроении: Учебник для вузов. В 2-х частях. Ч. 2. Технология и механизация строительных процессов [Текст] / В. Б. Бобриков. – М.: ГОУ «Учебно-методический центр по образованию на ж.д. транспорте», 2008. – 694 с.
5. Большаков, В. И. Основы метода конечных элементов [Текст] / В. И. Большаков, Е. А. Яценко, Г. Соссу и др. – Днепропетровск : ПГАСиА, 2000. – 255 с.
6. Букань, А. П. Анализ современных концепций учета гидростатического давления [Текст] / А. П. Букань, В. Д. Петренко, А. Л. Тютюкин // Мат. Міжнар. наук.-практ. конф. «Динаміка наукових досліджень», Дніпропетровськ-Дніпродзер-жинськ-Суми, 28 жовтня-4 листопада 2002 р. – Том. 11. Технічні науки. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2002. – С. 4-5.
7. Булычев, Н. С. От гипотез горного давления к теории расчета подземных сооружений [Текст] / Н. С. Булычев // Подземное строительство России на рубеже XXI века, Москва 15-16 марта 2000 г. – Москва : ТАР, 2000. – С. 105-111.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

36. Фролов, Ю. С. Сооружение тоннелей щитами с активным пригрузом забоя: учебное пособие [Текст] / Ю. С. Фролов, Т. В. Иванес. – Санкт-Петербург : Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 2011. – 70 с.

37. Фролов, Ю. С. Метрополитены. Учебник для вузов [Текст] / Ю. С. Фролов, Д. М. Голицынский, А. П. Ледяев. – Москва : Желдориздат, 2001. – 528 с.

38. Фролов, Ю. С. Система «крепь–грунтовый массив». Численный анализ напряженно-деформированного состояния с учетом технологии проходки тоннелей [Текст] / Ю. С. Фролов, Ю. А. Мордвинков // Метро и тоннели. – 2006. – № 5. – С. 32-35.

39. Шашенко, А. Н. Геомеханические процессы в породных массивах [Текст] / А. Н. Шашенко, Т. Майхерчик, Е. А. Сдвижкова. – Днепропетровск : Национальный горный университет, 2005. – 319 с.

40. Шестопапов, К. К. Подъемно-транспортные, строительные и дорожные машины и оборудование: Учеб. пособие [Текст] / К. К. Шестопапов. – Москва : Мастерство, 2002. – 320 с.

41. Юркевич, П. Геомеханические модели в современном строительстве [Текст] / П. Юркевич // Подземное пространство мира. – № 1-2. – 1996. – С. 10-31.

42. Юркевич, П. Б. Подземное проектирование – комплексный подход [Текст] / П. Б. Юркевич // Метро и тоннели. – 2002. – № 5. – С. 24-29.

43. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др. – Киев : ВВП «Компас», 2000. – 332 с.

44. Mitsubishi. Heavy Industrials Ltd. Tunneling machines [Текст]. – Prospect. 2003. p. 40.

					011.150021.МР.2020.ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		