

Розробка та впровадження нових ресурсозберігаючих і техногенно-безпечних технологій будівництва метрополітенів і тунелів в Україні

**Петренко В. І., Ліхман С. М., Янікін В. В.,
Айвазов Ю. М., Охотніков О. К., Ярмоленко В. І.,
Михайлюк Л. О., Крашньов С. М., Білоус М. В.,
Тютькін О. Л.**

Збільшення обсягів підземного будівництва метрополітенів у великих містах і тунелів різного призначення, особливо в складних інженерно-геологічних умовах, викликає необхідність в розробці нових і вдосконаленні діючих технологій їх спорудження.

Існуючі складні проблеми в сучасному будівництві, а саме: необхідність збереження земельного фонду України; нового будівництва в умовах виключного дефіциту незабудованих територій в великих містах; реконструкції історичних центрів міст із спорудженням нових будівель та споруд і влаштуванням сучасних комунікацій; використання непридатних для наземної забудови територій із складними інженерно-геологічними умовами; економії енергії при експлуатації будівель та споруд; збереження оточуючого природного середовища зробили актуальним раціональне використання підземного простору.

Однією з найбільш складних задач, яка вирішується при освоєнні підземного простору, є будівництво підземних виробок великого перерізу для споруд різноманітного призначення і забезпечення їх стійкості, міцності, надійності, довговічності та економічності на всіх стадіях життєвого циклу (будівництва, експлуатації, реконструкції).

Серед ряду технічних, соціально-економічних і екологічних факторів, що впливають на доцільність та перспективи освоєння підземного простору великих міст, важливу роль відіграє врахування інженерно-геологічних умов при будівництві підземних об'єктів.

Перспективними і ефективними напрямками в вирішенні задач спорудження виробок при їх будівництві та реконструкції, які розробляються вітчизняними вченими за останні роки, є цілеспрямоване вивчення аналітичними та експериментальними методами поведінки системи «кріплення – ґрунтовий масив» з метою вибору найбільш раціональних, з точки зору безпеки та економічної ефективності будівельних конструкцій. Все це в значній

мірі впливає на розробку сучасних технологій підземного будівництва споруд різного призначення в складних інженерно-геологічних умовах.

В сучасних умовах велике значення мають зв'язки, які існують між виробничниками і вченими і полягають у вирішенні задач розробки інноваційних технологій будівництва метрополітенів і тунелів, а також їх удосконаленні.

В зв'язку з цим, за останні десятиріччя налагоджені зв'язки між корпорацією «Укрметротунельбуд» і рядом вищих навчальних закладів і академічних інститутів. Так вирішені задачі визначення напружено-деформованого стану виробок різноманітного призначення з вченими Національного транспортного університету та Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту.

При прийнятті рішень застосування новітніх матеріалів були виконані сумісні роботи з Національним університетом будівництва та архітектури. Значні роботи по розробці новітніх водозахисних конструкцій виконані Інститутом електрозварювання імені Патона НАН України. Багато науково-технічних питань було вирішено за участю інших науково-дослідних і проектних інститутів.

Таким чином, задача розробки нових ресурсозберігаючих та техногенно-безпечних технологій, їх наукове обґрунтування і впровадження та вдосконалення діючих технологій будівництва та реконструкції виробок, підвищення їх стійкості і довговічності та зниження загальних витрат при комплексному освоєнні підземного простору, є актуальною і її вирішення має велике державне значення.

При будівництві підземних споруд, які є виробками метрополітенів та тунелів різноманітного призначення, необхідно враховувати позитивні властивості ґрунтового масиву, намагаючись розробити та реалізувати технології та конструкції, які дозволяють найкращим чином використовувати позитивні якості ґрунтів і запобігати негативних наслідків.

Головна проблема при цьому полягає в забезпеченні обґрунтованого рівня надійності та екологічної безпеки підземних споруд, зниженні капітальних, експлуатаційних та загальних затрат, що досягається шляхом вирішення наступних наукових задач:

- вивчення геотехнічних процесів в нестійких ґрунтових масивах та розробка технологій будівництва в них великих споруд;
- встановлення ступеню стійкості виробки під дією зовнішніх

навантажень та впливів, особливо при великому гірничому тиску;

- розробка методів розрахунку міцності, надійності та довговічності конструкцій обробки і обґрунтування її конструктивно-технологічних параметрів;

- розробка високоефективних технологій будівництва і реконструкції виробок великого перерізу та обґрунтування їх найбільш раціональних параметрів;

- розробка і впровадження технологій проведення тунельних виробок з використанням високопродуктивних механізованих прохідницьких комплексів;

- розвиток технологій утилізації побіжних матеріалів, що утворюються при розробці виробок;

- розробка надійної і довговічної конструкції гумових ущільнювачів для герметизації тунельної обробки і встановлення гарантійних термінів збереження їх експлуатаційних характеристик;

- розробка методики діагностики та оцінки технічного стану залізобетонних конструкцій обробки на стадії експлуатації;

- обґрунтування параметрів систем та технологій ремонту залізобетонних конструкцій підземних споруд, що експлуатуються, при їх реконструкції та відновленні.

В результаті виконаних аналітичних та експериментальних досліджень вирішена проблема підвищення стійкості та довговічності підземних споруд в різноманітних гірничо-геологічних умовах. Встановлено, що над виробкою великого перерізу, яка проходиться у в'язких ґрунтах, утворюється зона деформування у вигляді призми зсуву та склепіння тиску. Отримані при моделювання результати дозволили уточнити об'ємні сили, які діють в межах призми зсуву на тимчасове кріплення в вибої горизонтальної виробки великого перерізу. Виконані аналітичні дослідження дозволили вивести, що в залежності від вибору технології можна виключити небезпечні деформації.

Аналітичним шляхом визначені параметри склепіння тиску і призми зсуву, а також розрахована несуча здатність тимчасового кріплення.

Проведеними теоретичними дослідженнями поведінки виробок великого перерізу в скельних ґрунтах встановлено, що основними несучими елементами є сам скельний масив при оптимальній формі виробок та кріплення яке в них використовується. В роботі теоретичним шляхом визначено стійкість стін в ґрунті, які широко використовуються при будівництві станцій мілкового

закладення, наприклад, «Житомирська», «Бориспільська», «Васильківська», «Голосіївська», «Деміївська» та «Виставковий центр». Крім того, обґрунтовано методи кріплення стін за допомогою анкерів та спосіб застосування струменевої цементації слабких основ ряду станцій.

Показано, що при продавлюванні в ґрунтовий масив з різномірними пластовими та водонасиченими утвореннями збірної конструкції кріплення стовбура інтенсивність бокового тиску по висоті має нелінійний або кусочно-лінійний характер, а максимальні напруження стиску та згинаючі моменти в перерізі обробки виникають в межах нижчих водонасичених та щільних сухих ґрунтів.

За результатами експериментально-теоретичних досліджень вперше розроблено методологію оцінки і забезпечення надійності і довговічності несучих залізобетонних конструкцій підземних споруд в умовах дії агресивних середовищ, що враховує фізико-хімічні закономірності кінетики корозії бетону та арматури і їх вплив на напружено-деформований стан конструкцій.

На основі виконаних теоретичних та експериментальних досліджень було підготовлено більше десяти монографій по вказаній проблемі за участю вчених і виробників. Серед них найбільш значимі є такі:

1. Айвазов Ю. Н. Ускоренные методы расчёта тоннельных обделок. Учебное пособие. – К.: КАДИ, 1996. – 127 с.
2. Петренко В.І., Петренко В.Д., Тютюкін А.Л. Розрахунок трисклепінчастих станцій метрополітену глибокого закладення / Дніпропетровськ: Вид-во «Наука і освіта», 2004 р. – 176 с.
3. Айвазов Ю.М. Вишукування і проектування гірських транспортних тунелів. У 3-х частинах. Частина 1 / К.: НТУ, 2005. – 186 с.
4. Петренко В.І., Петренко В.Д., Тютюкін А.Л. Современные технологии строительства метрополитенов в Украине / Дніпропетровськ: Вид-во «Наука і освіта», 2005 р. – 249 с.
5. Айвазов Ю.М. Проектування метрополітенів. У 3-х частинах. Частина 1. Навчальний посібник / К.: НТУ, 2006. – 166 с.
6. Айвазов Ю.М. Вишукування і проектування гірських транспортних тунелів. У 3-х частинах. Частина 2 / К.: НТУ, 2008. – 230 с.
7. Айвазов Ю.М. Проектування метрополітенів. У 3-х частинах. – Частина 2. Навчальний посібник / К.: НТУ, 2009. – 216 с.
8. Петренко В. І., Петренко В. Д., Тютюкін О. Л. Станції метрополітену: конструкції та спорудження. Навчальний посібник / Д.: Нова ідеологія. – 164 с.

Крім того, надруковано більше 150 наукових статей та зареєстровано 5 патентів на винахід.

При розв'язанні означених задач вирішена проблема підвищення стійкості, довговічності та економічної ефективності великих підземних споруд в складних гірничо-геологічних умовах.

1. Аналітичні передумови оцінки деформацій при спорудженні тунелів різноманітного призначення

При будівництві великих підземних споруд типу тунелів різноманітного призначення необхідно враховувати властивості ґрунтів, пристосовуватися до них, прагнучи розробити і реалізувати технологію проходки, що дозволяє щонайкраще використовувати позитивні якості ґрунтів і по можливості уникнути негативних наслідків. Головна проблема полягає в забезпеченні високого рівня безпеки будівництва тунелів у глинистих ґрунтах, розташованих під водонасиченими пісками пливунного типу.

Деформації глинистих ґрунтів і закономірності зміни гірського тиску при проведенні виробок у них вивчені недостатньо, що приводить до необхідності прибігати до підвищення запасу міцності кріплення, як зумовлює подорожчання будівництва. Це пояснюється, з одного боку, труднощами вивчення дисперсних глинистих систем визначеної вологості, а, з іншого боку, обмеженістю спостережень за поведінням глинистих ґрунтів у період проходки тунелів. Відсутня також методика оцінки можливості підвищення гірського тиску в глинистих ґрунтах у визначених умовах і величин цього підвищення. Не завжди також технологія проходки й організації робіт відповідає конкретним особливостям глинистих ґрунтів.

Відомо, що розподілення сил гірського тиску залежить від фізико-механічних і фізико-хімічних властивостей ґрунтів, міцності і твердості конструктивних елементів кріплення і технологічних схем спорудження тунелів, а також часу замикання оправи з ґрунтовим масивом. Тому важливим є обґрунтування параметрів його деформування, особливо реологічних, що забезпечує безпечні умови роботи при проходці виробок. Важливе значення для визначення тиску на кріплення гірничих виробок і ступеня безпеки робіт при проходці мають фізико-механічні характеристики ґрунтів і зволоження ґрунтового масиву.

Згідно Г. Н. Савину [Савин Г.Н. О реологических моделях механики горных пород / Мат-лы семинара «Вопросы теоретической и

експериментальної реології горних порід» – вып. 1. – Киев: Наукова думка, 1972. – С. 3-15.] процес зростання гірського тиску може продовжуватися тривалий час, величина якого залежить від швидкості поширення деформацій у породах навколо виробки. Багато дослідників підкреслюють необхідність вивчення деформаційних процесів, які проходять у часі в гірському масиві. Однак у даний час через різноманіття типів гірських порід і складності виміру деформацій у натурних умовах як і раніше недостатньо даних про реологічні властивості порід.

Виходячи з ідеї А. Лабасса [Лабасс А. Давление горных пород в угольных шахтах / Сб. переводов «Горное давление». – М.: Госгортехиздат, 1961. – С. 59-164.] звичайно приймають допущення про те, що при проходженні виробки грунт в окресленні вибою частково деформується, і у визначених умовах у залежності від фізико-механічних властивостей і параметрів навантажень руйнується при визначеній концентрації напружень поблизу виробок.

Як відомо, руйнування порід навколо виробки протікає по-різному як у виді крихкого так і пластичного деформування. Зокрема, у пластичних породах утворення області граничної рівноваги може відбуватися без помітних руйнувань, як у крихких, і виявляється у виді пластичної течії без розривів суцільності. При цьому у визначеному діапазоні деформацій не відбувається істотна зміна механічних характеристик. Це дозволяє використовувати модель ідеально-пластичного середовища для опису найпростіших випадків пластичного деформування таких ґрунтів.

Проведені рядом авторів дослідження, у тому числі і при проходці тунелів різноманітного призначення в спонділових глинах показали, що, по-перше, при порівняно малих напруженнях вони мають пружні властивості, а, по-друге, при підвищенні напружень пластично деформуються. Крім того, матеріал масиву здобуває властивості повзучості, тобто в ньому виявляються реологічні деформації. Звичайно в таких ґрунтах з моменту проходки виробки на величину заходки, яка дорівнюється ширині кільця оправи, до її установа і забезпечення раціональних умов спільної роботи оправи і ґрунту проходить якийсь час, за котрий відбудуться часткові зміщення контуру виробки. З одного боку, напруження на контурі виробки знизяться. З іншого боку, усякі деформації ґрунту в незакріпленій постійним кріпленням частині виробки будуть сприяти утворенню поверхні сповзання призми ґрунту, що знаходиться в зоні вибою і над ним. Отже, при визначеному рівні

деформування буде діяти горизонтальний тиск на тимчасове кріплення з боку вибою. Таким чином, дуже важливо визначити порядок і час деформування ґрунту у вибої виробки тунелів різноманітного призначення.

За даними В.І. Заворицького [Заворицкий В.И. Проектирование подземных транспортных сооружений. – Киев: Будівельник, 1975. – 204 с.] суттєвий зріст деформацій і зміщень контуру виробки в спонділовій глині, (5-10 мм) у найбільш небезпечних точках (у шелизі склепіння) відбувається за перші 14 діб. Цей період є досить великим у порівнянні з періодом між оголенням вибою і зведенням постійного кріплення. Даний фактор необхідно враховувати при виборі тимчасового і постійного кріплення вибою. У масиві, в якому проходять циліндричну виробку, на деякій відстані від вибою встановлюють кріплення. До моменту введення кріплення в роботу в перерізі, де вона встановлена, устигають розвинути початкові зміщення, величина яких дорівнює (за Заворицьким):

$$U_0 = \frac{1,5\gamma HR_0}{E} f\left(\frac{L}{D}\right), \quad (1)$$

де γ – середня питома вага ґрунтової товщі від шелиги склепіння до поверхні, кН/м^3 ; H – глибина залягання тунелю, м; R_0 – радіус виробки, м; E – модуль деформації ґрунтів, у яких пройдена виробка, кН/м^2 ; $f(l/D)$ – функція, що враховує вплив довжини незакріпленої ділянки виробки довжиною (l , м) і її діаметра ($D=2R_0$, м), вибирається з таблиці, яка наведена в роботі.

З урахуванням існуючих реологічних поглядів, експериментальних даних і фактора часу нами запропоновано величину повного зміщення при досить короткому кроці в слабких ґрунтах визначати по наступній експонентній залежності

$$U(t) = U_0 e^{t/t_0}, \quad (2)$$

де U_0 – величина початкового зміщення ґрунтів над виробкою, яка обчислюється по формулі (1.1); t – час від моменту оголення ґрунту до моменту введення кріплення в роботу; t_0 – час релаксації ґрунту, прийнятий з дослідних даних.

Були розраховані величини зміщень за вищенаведеною методикою для конкретних умов проходки тунелів різноманітного призначення в умовах будівництва Сирецько-Печерської лінії Київського метрополітену. Виробки проходили в спонділових глинах по спеціально розробленій новій технології –

суцільний вибій, закріплений ярусним кріпленням з металевою затяжкою і постійною збірною залізобетонною оправою, яка зводиться відразу ж після проходження виробки на одну заходку. Для даних умов прийняли наступні характеристики ґрунтів і параметри: $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $E = 28 \cdot 10^3 \text{ КПа}$; $l=0,75 - 1,0 \text{ м}$; $R_0 = 4,3 \text{ м}$; $H=70 \text{ м}$; $D= 8,6 \text{ м}$; $f(l/D) = 0,0635$; $t = 12 \text{ ч}$; $t_0 = 120 \text{ ч}$ (5 діб). Розрахунковим шляхом отримано, що пластичні деформації на незакріпленій постійним кріпленням ділянці виробки складають 22...45 мм, що збігається з даними, отриманими із маркшейдерських вимірювань «Київметробуд».

Виконані аналітичні дослідження дозволили зробити висновок, що при застосуванні розробленої нової технології, яка включає оперативне зведення тимчасового кріплення у виді горизонтальних ярусних двотаврових балок з металевими затяжками і збірними залізобетонними оправами з коротким кроком просування вибою виробки (0,75 м) небезпечні деформації практично виключаються.

Підвищення вологості ґрунтів чи наявність підземних вод є додатковим чинником, що обумовлює порушення їхніх структурних зв'язків і позначається на величині тиску. Крім того, поле вологості залежить від напружено-деформованого стану і внаслідок перерозподілу напружень може відбуватися фільтрація води з віддалених областей виробки.

Оскільки пропонована технологія робіт не допускає значних деформацій ґрунту, то розкриття тріщин на велику висоту (до вищележачих водонасичених пісків) малоймовірно. У той же час, за даними Київметропроекту, спондиліві глини, у яких споруджується Сирецько-Печерська лінія метрополітену, місцями тріщинуваті, водопроникні по тріщинах і піщаних прошарках у нижній частині шарів. Тому при проходці дуже важливо при замиканні оправи вибирати оптимальні умови її взаємодії з ґрунтом, не допускаючи нерівномірності зміщення порід над виробкою і по її боках. Це досягається вибором раціональної конструкції тимчасового кріплення і технології його зведення, а також оптимальних параметрів первинного нагнітання піщано-цементних розчинів за оправу з мінімальним його відставанням від вибою. Зволоження глинистих ґрунтів може привести до збільшення зони руйнування над вибоєм у 2-2,5 рази, що різко змінить гірський тиск у забійній частині виробки, яка проходиться. Тому з метою забезпечення безпеки робіт не рекомендується вибирати технологію проходки на повний переріз, якщо шаруючи глини над тунелем менше його висоти (діаметра).

2. Деформації протяжної кругової тунельної виробки

Геометрична нелінійність деформованого стану масиву гірських порід, ослабленого непідкріпленою виробкою, пов'язується з миттєвими змінами форми та розмірів останньої у процесі навантаження. Для визначення характеру деформування може бути використаний метод кроків, тобто розрахунок системи за деформованою схемою. При цьому у межах кожного кроку навантаження і розвитку напружено-деформованого стану розглядається відповідна задача механіки у традиційній лінійній постановці.

У свою чергу задача про лінійний розподіл напружень та переміщень біля непідкріпленої протяжної тунельної виробки у масиві порід є фундаментальною прикладною задачею механіки підземних споруд. Шляхи розв'язання цієї задачі для виробок кругового, а також довільного поперечного перерізу визначені в основоположних роботах, а конкретні розрахункові алгоритми для оцінки напружено-деформованого стану масиву порід біля таких виробок наведені у деяких роботах.

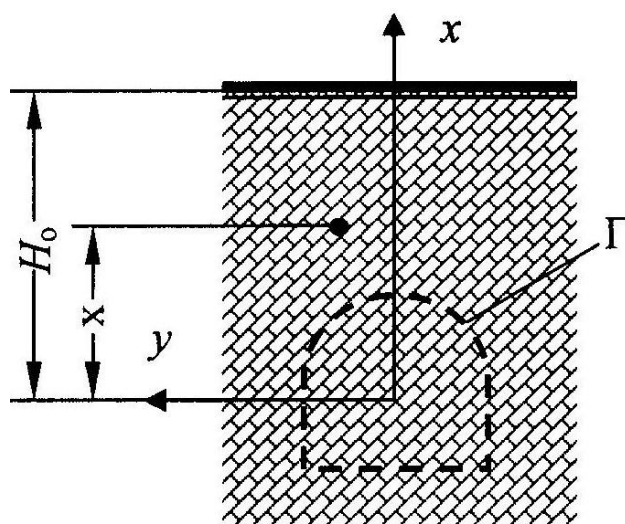


Рис. 1. Розташування майбутньої виробки у масиві порід

Компоненти початкових напружень у ще не порушеному виробкою масиві порід, що знаходиться під впливом гравітаційних сил (рис. 1), мають вигляд:

$$R_x^* = y_0(x - H_0), \quad R_y^* = y_0\lambda(x - H_0), \quad R_{xy}^* = 0, \quad (3)$$

де y_0 – вага одиниці об'єму породи у щільному природному стані (як відомо вона дорівнює щільності породи ρ_0 , помноженій на прискорення вільного

падіння g), x – дійсна координата довільної точки масиву порід, H_0 – вертикальна відстань від початку координат (центру ваги поперечного перерізу майбутньої виробки) до земної поверхні, $\lambda=v/(1-v)$ – коефіцієнт бокового тиску у непорушеному виробкою масиві порід, ν – коефіцієнт Пуасона породи. У дуже поширеному на практиці випадку, коли глибина розташування майбутньої виробки H_0 перевищує 2...3 висоти її поперечного перерізу, формули (1.3) можуть бути спрощеними та записаними у вигляді:

$$R_x^* = -y_0 H_0, \quad R_y^* = -y_0 \lambda H_0, \quad R_{xy}^* = 0, \quad (4)$$

При виконанні прохідницьких робіт та розробці породи з поверхні виробки Γ знімаються напруження, що діяли там у початковому стані. Під впливом зняття цих напружень із поверхні виробки біля останньої виникає додатковий напружено-деформований стан породи. Зрозуміло, що підсумкові значення напружень у масиві, ослабленому виробкою, визначаються суперпозицією відповідних напружень початкового та додаткового станів. Що стосується переміщень, то у практичному сенсі важливі тільки переміщення додаткового стану, пов'язані з розкриттям виробки. Переміщення початкового стану, які виникли до початку прохідницьких робіт під час формування та метаморфізму земної кори, не мають ніякого практичного значення. Саме така механічна модель лежить в основі постановки та вирішення граничної задачі математичної теорії пружності, на основі якої спочатку визначається додатковий, а потім і підсумковий напружено-деформований стан масиву порід навколо протяжної тунельної виробки. У випадку використання початкового напруженого стану масиву, що задається формулами (4), по суті розглядається симетрична відносно обох координатних осей задача про рівномірно двосторонньо стиснуту площину вертикальними та горизонтальними напруженнями (відповідно $R_x^\infty = -y_0 H_0$ та $R_y^\infty = -y_0 \lambda H_0$), які прикладаються на безкінечності. При цьому головний вектор напружень, що знімається з поверхні виробки дорівнює нулю.

Рішення згаданої граничної задачі для виробки довільної форми поперечного перерізу на базі сформульованої вище механічної моделі виконується із застосуванням конформного перетворення області масиву за межами виробки та її границі – контуру цієї виробки Γ на одиничний круг γ та відображуючої функції у вигляді відрізка ряду Лорана:

$$\omega(\zeta) = \sum_{k=-1}^n c_k \zeta^k, \quad (|\zeta| \leq 1, \operatorname{Im} c_{-1} = 0). \quad (5)$$

у (2.9) $\zeta = \rho e^{i\theta} = \rho(\cos \theta + i \sin \theta)$ – комплексна координата довільної точки масиву поза виробкою, ρ та θ – відповідно модуль та аргумент цієї точки, c_k – коефіцієнти відображувальної функції. Якщо початок системи координат XOY співпадає з центром тяжіння поперечного перерізу виробки, то коефіцієнт c_0 дорівнює 0.

Компоненти напружень та переміщень додаткового стану у масиві порід визначаються двома комплексними потенціалами, які у разі використання вихідних формул (3) при нульовому головному векторі напружень, що знімаються з контуру виробки, є голоморфними функціями в області, яку обіймає масив порід поза межами поперечного перерізу виробки, і можуть бути представлені комплексними рядами Фур'є

$$\varphi^{**}(\zeta) = \sum_{k=1}^{\infty} a_k \zeta^k, \quad \psi^{**}(\zeta) = \sum_{k=1}^{\infty} b_k \zeta^k, \quad (5)$$

Ці потенціали, а точніше, їхні коефіцієнти a_k та b_k , визначаються шляхом розв'язання із застосуванням інтегралів типу Коші функціонального рівняння, побудованого на базі комплексної граничної умови на контурі Γ з урахуванням нульових напружень на безкінечності. До правої частини згаданого функціонального рівняння входить функція $f(\sigma)$, що має назву контурних умов і визначається співвідношенням:

$$f(\sigma) = \int_{\sigma} (R_{\rho} + iR_{\rho\theta}) \omega'(\sigma) d\sigma + C \quad (6)$$

де $R_{\rho} + iR_{\rho\theta}$ – комплексний вектор нормальних та дотичних напружень, що знімаються з контуру Γ під час розробки породи, компоненти якого визначають шляхом переходу до перетвореної згідно з відображенням (3) системи координат на підставі формул (3) або (4), $\sigma = e^{i\theta} = \cos \theta + i \sin \theta$ – комплексна координата точки одиничного кола γ , C – довільна адитивна стала, яка при нульовому головному векторі напружень, що знімаються з Γ , є тривіальною.

Для виробки з еліптичним поперечним перерізом відображувальна функція має вигляд:

$$\omega(\zeta) = \frac{c_{-1}}{\zeta} + c_1 \zeta. \quad (7)$$

Усі інші коефіцієнти c_k при $k > 1$ дорівнюють нулю. Коефіцієнти c_{-1} та c_1 , визначаються в залежності від напрямків та величин великої та малої півосей еліпса за формулами:

$$c_{-1} = \frac{L_x + L_y}{2}, \quad c_1 = \frac{L_x - L_y}{2}, \quad (8)$$

де L_x та L_y довжина півосей еліпса, спрямованих відповідно за напрямками координатних осей OX та OY . Якщо $L_y > L_x$ (рис. 1.2), то коефіцієнт $c_1 < 0$, а у випадку, коли $L_y = L_x = R$, виробка у поперечному перерізі має кругове окреслення з радіусом R , і, зрозуміло, що $c_1 = 0$.

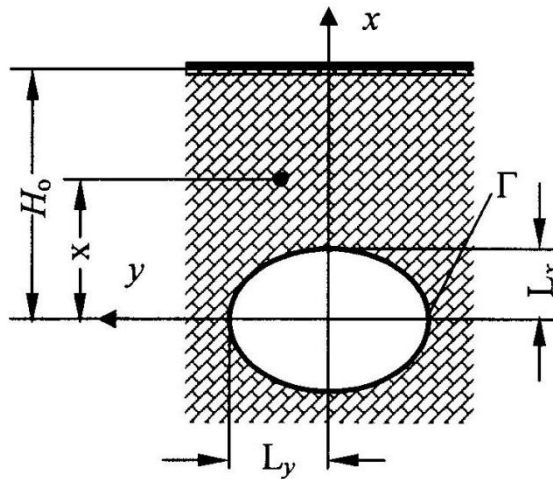


Рис. 2. Еліптична виробка у масиві порід

Значення відображуючої функції $\omega(\sigma)$ на поверхні еліптичної виробки набуває вигляду:

$$\omega(\sigma) = c_{-1} \bar{\sigma} + c_1 \sigma. \quad (9)$$

Якщо виходити з початкового напруженого стану масиву порід, Аналітичне продовження комплексного потенціалу $\varphi^{**}(\sigma)$ додаткового стану на точки поверхні виробки у цьому випадку має вигляд:

$$\varphi^{**}(\sigma) = \frac{\gamma_0 H_0}{2} [(1 + \lambda)c_1 - (1 - \lambda)c_{-1}] \sigma \quad (10)$$

Контурні умови $f(\sigma)$ на Γ , на підставі яких визначено значення згаданого потенціалу для такої виробки, задані залежністю:

$$f(\sigma) = \frac{\gamma_0 H_0}{2} \{ [(1 + \lambda)c_{-1} - (1 - \lambda)c_1] \bar{\sigma} + [(1 + \lambda)c_1 - (1 - \lambda)c_{-1}] \sigma \} \quad (11)$$

Визначемося з формулою, яка визначає з точністю до адитивної сталої комплексний вектор переміщень поверхні виробки довільного поперечного перерізу через значення на цій поверхні комплексного потенціалу $\varphi^{**}(\sigma)$ та контурні умови $f(\sigma)$. Ця формула має вигляд:

$$U(\sigma) = U_x(\sigma) + iU_y(\sigma) = \frac{1}{2G} [(1 + \lambda)\varphi^{**}(\sigma) - f(\sigma)] \quad (12)$$

У формулі (2.17) G – модуль зсуву породи, $\lambda = 3 - 4\nu$ – константа Мусхелішвілі породи.

Після підстановки в (12) значень $\varphi^{**}(\sigma)$ та $f(\sigma)$ згідно з (10) та (11) одержимо формулу для визначення комплексних векторів переміщень поверхні виробки у розгорнутому вигляді:

$$U(\sigma) = U_x(\sigma) + iU_y(\sigma) = \frac{\gamma_0 H_0}{4G} \{ [(1 + \lambda)c_{-1} - (1 - \lambda)c_1] \bar{\sigma} - \chi [(1 + \lambda)c_1 - (1 - \lambda)c_{-1}] \sigma \} \quad (13)$$

Через функції $\varphi^{**}(\sigma)$, $f(\sigma)$ (точніше, через їхні похідні) визначаються також всі компоненти додаткових напружень на контурі виробки Γ .

Якщо контур виробки є коло з радіусом R , то $c_{-1} = R$, а $c_1 = 0$, і вищенаведені формули для цього випадку суттєво спрощуються:

$$\omega_0(\sigma) = R\bar{\sigma},$$

$$\varphi_0^{**}(\sigma) = -\frac{\gamma_0 H_0 R}{2} (1 - \lambda)\sigma,$$

$$f_0(\sigma) = -\frac{\gamma_0 H_0 R}{2} [(1 + \lambda)\bar{\sigma} - (1 - \lambda)\sigma],$$

$$U_0(\sigma) = -\frac{\gamma_0 H_0 R}{4G} [(1 + \lambda)\bar{\sigma} + \lambda(1 - \lambda)\sigma] \quad (14)$$

Усі наведені вище формули, як і взагалі підходи, де оцінка напружено-деформованого стану масиву порід біля протяжної тунельної виробки виконується на підставі розгляду плоскої деформації поперечних перерізів, адекватно відбивають геомеханічні процеси тільки при передумові, що виробка утворюється миттєво на всій її протяжності. На практиці при здійсненні прохідницьких робіт має місце розкриття виробок та просування вибою окремими заходками довжиною Δl (рис. 3).

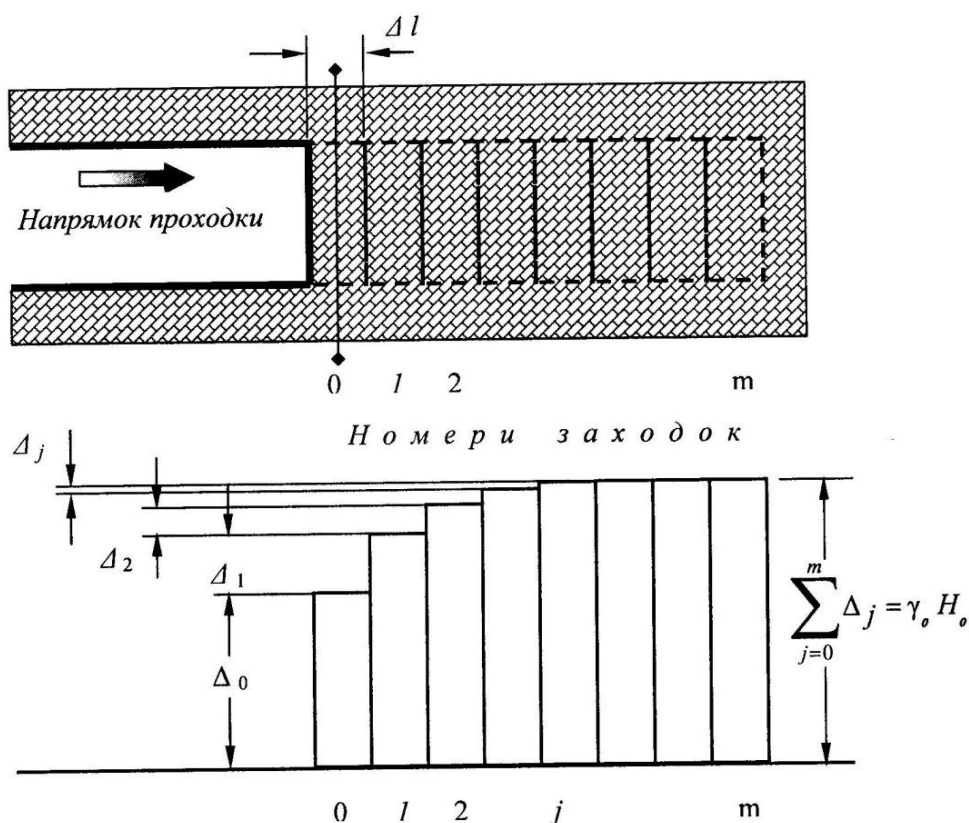


Рис. 3. Вплив розробки породи окремими заходками на ступінчатий характер розвитку напружено-деформованого стану масиву порід біля виробки

Зняття з контуру виробки напружень початкового стану окремими сходинками у межах кожної заходки повинно відбиватись і на характері розвитку напружено-деформованого стану будь якого поперечного перерізу масиву навколо виробки. Детально вплив вибою та його просування під час проходки доцільно розглянути тільки як якісний бік механізму розвитку геомеханічних процесів у поперечних перерізах масиву, які пов'язані з

технологією прохідницьких робіт.

При розробці породи у межах заходки 0, яка розташована безпосередньо за лобом вибою, через стримуючий вплив останнього реалізується тільки деяка (досить значна) частина Δ_0 поля напружень $\gamma_0 H_0$. По мірі розробки подальших заходок 1, 2, 3 ... та просуванні вибою поле напружень у перерізі 0 буде зростати окремими сходинками Δ_j . Через те, що вибій віддаляється від заходки 0 і його стримуючий вплив на цю заходку зменшується, величина згаданих сходинок навантаження по мірі просування вибою повинна згасати. Зрозуміло, що при віддаленні вибою від перерізу 0 на достатньо велику відстань, що відповідає m заходкам, вплив його на напружено-деформований стан у поперечному перерізі 0 практично згасне зовсім, і масив у межах заходки 0 у механічному сенсі стабілізується. При цьому сумарна величина m сходинок навантаження повинна досягнути значення, близького до $\gamma_0 H_0$.

При визначенні прирощень напружено-деформованого стану у межах початкової заходки 0 від кожної сходинки навантаження Δ_j , слід враховувати зміну окреслення виробки через її деформацію під впливом попередніх сходинок навантаження. Так, після розробки породи заходки 0 до комплексного вектора кожної точки кругового контуру виробки $\omega_0(\sigma)$ додається комплексний вектор переміщень цієї точки $U_0(\sigma)$, тобто з урахуванням першої та останньої формул новий контур виробки буде мати окреслення за комплексним параметричним рівнянням

$$\omega_1(\sigma) = \omega_0(\sigma) + U_0(\sigma) = R\bar{\sigma} - \frac{\Delta_0 R}{4G} [(1 + \lambda)\bar{\sigma} + \lambda(1 - \lambda)\sigma],$$

якому можна надати вигляд:

$$\omega_1(\sigma) = A_1 \bar{\sigma} + B_1 \sigma, \quad (15)$$

де

$$A_1 = -R \left[1 - \frac{\Delta_0}{4G} (1 + \lambda) \right], \quad B_1 = -R \chi \frac{\Delta_0}{4G} (1 - \lambda), \quad (16)$$

Легко побачити, що (15) є комплексним параметричним рівнянням еліпса, тобто при завданні початкового напруженого стану масиву порід у формі круговий контур виробки набуває еліптичного окреслення, а A_1 та B_1 – коефіцієнти відображувальної функції, що відбиває зовнішність цього еліпса на одиничне коло u . Якщо вихідним контуром виробки є еліпс із коефіцієнтами відображувальної функції C_{-1} та C_1 , то після реалізації першої сходинки

навантаження масиву комплексне параметричне рівняння набутого контуру теж дається формулою (1.15), але її коефіцієнти мають вигляд:

$$A_1 = -c_{-1} + \frac{\Delta_0}{4G} [(1 + \lambda)c_{-1} - (1 - \lambda)c_1], \quad B_1 = c_1 + \frac{\Delta_0 \chi}{4G} [(1 + \lambda)c_1 - (1 - \lambda)c_{-1}] \quad (17)$$

Загалом, якщо позначити через A_0 та B_0 коефіцієнти відображуючої функції для вихідного контуру виробки (для еліпса вони дорівнюють відповідно c_{-1} та c_1 , для круга – відповідно R та 0), для послідовного визначення коефіцієнтів відображуючої функції контуру, що завантажується на j -ій сходинці, можна користуватись рекурентними формулами:

$$\begin{aligned} A_j &= A_{j-1} - \frac{\Delta_{j-1}}{4G} [(1 + \lambda)A_{j-1} - (1 - \lambda)B_{j-1}] \\ B_j &= B_{j-1} - \frac{\Delta_{j-1} \chi}{4G} [(1 + \lambda)B_{j-1} - (1 - \lambda)A_{j-1}] \\ &(j = 1, 2, \dots, m). \end{aligned} \quad (18)$$

На підставі загальної залежності (18) з урахуванням уявлень (15) – (16) підсумкова формула для комплексного вектору переміщень контуру виробки визначається у вигляді суперпозиції окремих переміщень, які реалізуються на кожній сходинці навантаження:

$$U(\sigma) = U_x(\sigma) + iU_y(\sigma) = U_0(\sigma) - \sum_{j=1}^m \frac{\Delta_j}{4G} \left\{ \begin{aligned} &[(1 + \lambda)A_j - (1 - \lambda)B_j] \bar{\sigma} + \\ &+ \chi [(1 + \lambda)B_j - (1 - \lambda)A_j] \sigma \end{aligned} \right\}, \quad (19)$$

Переходячи у (13) до полярних координат і розділяючи дійсні та мнимі частини, остаточну формулу для визначення компонент переміщень контуру непідкріпленої гірничої виробки надамо таким чином:

$$U_\rho(\sigma) = \Omega_1 + \Omega_2 \cos 2\theta, \quad U_\theta(\sigma) = \Omega_2 \sin 2\theta, \quad (20)$$

де

$$\Omega_1 = - \sum_{j=1}^m \frac{\Delta_j}{4G} [(1 + \lambda)A_j - (1 - \lambda)B_j]$$

$$\Omega_2 = \sum_{j=1}^m \frac{\Delta_j \chi}{4G} [(1 + \lambda)B_j - (1 - \lambda)A_j] \quad (21)$$

Якщо повернутися до декартових координат, то компоненти переміщень контуру виробки можна виразити формулами:

$$U_x(\sigma) = (\Omega_1 + \Omega_2)\cos\theta, \quad U_y(\sigma) = (\Omega_1 - \Omega_2)\cos\theta. \quad (22)$$

Зрозуміло, що характер розвитку переміщень у масиві порід, зокрема, на контурі виробки, є нелінійним. Нелінійно (але у дещо меншій мірі) залежать від підсумкового рівня навантаження та деформативних параметрів породи також компоненти напруженого стану масиву, ослабленого непідкріпленою виробкою. Значення радіальних $U_\rho(\sigma) = U_\rho$ та дотичних $U_\theta(\sigma) = U_\theta$ переміщень контуру кругової протяжної виробки у межах заходки 0 під впливом послідовного розкриття цієї заходки та ще дев'яти наступних заходок, визначені за викладеним вище алгоритмом. Виробка має діаметр 6 м, закладена на глибині $H = 30$ м у пластичних глинах, які характеризуються модулем зсуву $G = 10$ МПа та коефіцієнтом Пуасона $\nu = 0,2$.

Розгорнуті епюри згаданих компонент переміщень контуру виробки, визначені як з урахуванням ступінчатого навантаження масиву (нелінійна постановка), так і відразу на повне навантаження (лінійна постановка) показані на рис. 4.

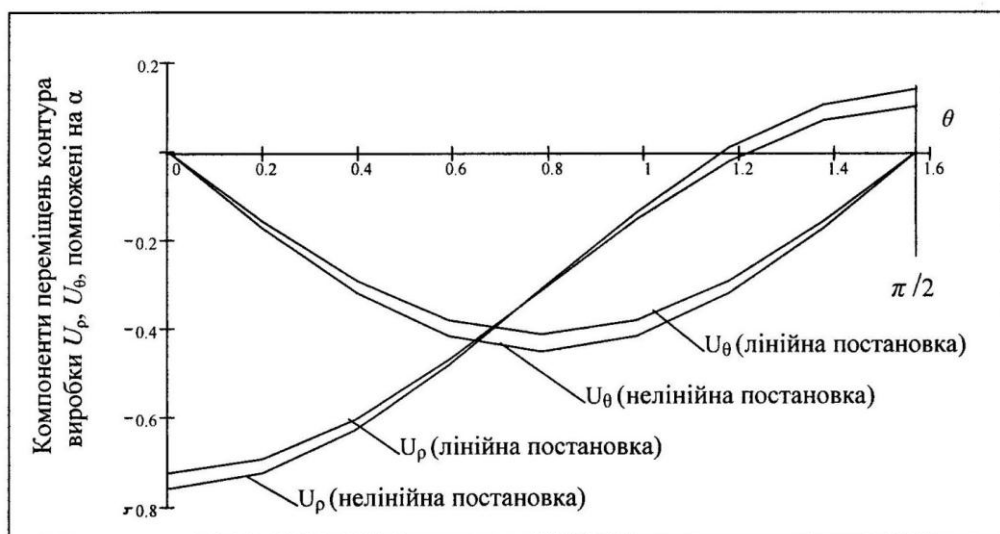


Рис. 4. Розгорнуті епюри переміщень контуру протяжної кругової виробки

У найбільшій мірі згадана нелінійність переміщень на конторі виробки проявляється при досить глибокому її закладені у слабких гірських породах із невеликими величинами модулю зсуву G . Такі умови у багатьох випадках унеможливають залишення виробки без кріплення, і може скластись уявлення, що постановка і вирішення задачі механіки про визначення переміщень непідкріпленої виробки у масивах, складених слабкими породами, не має практичного сенсу і носить чисто академічний характер. Однак варто мати на увазі, що ці переміщення відіграють провідну роль при вирішенні контактної задачі про механічну взаємодію кріплення (постійного чи тимчасового) виробки з масивом гірських порід. Переміщення контуру виробки при цьому розглядаються як віртуальні, тобто такі, що можуть виникнути на непідкріпленому контурі і повному розвитку яких перешкоджає тунельна оправа чи тимчасове кріплення. Як відомо, в контактних задачах механіки підземних споруд про взаємодію масиву порід з оправою підземної споруди такі переміщення називаються ефективними.

Одержані вище залежності та розроблений алгоритм надають можливості для оцінки нелінійного напруженого та деформованого станів масиву порід біля непідкріпленої виробки у більш широкій постановці без прив'язки до конкретної схеми послідовного донавантаження розрахункової заходки 0 при проведенні виробки та просуванні її вибою. Наприклад, можна, поділивши тиск γH на m однакових частин, на кожному кроці розрахунку прикладати до системи замість змінного тиску Δ_k постійну величину $\Delta = \gamma H / m$. Як відомо, застосування такого підходу притаманно взагалі постановці прикладних задач нелінійної механіки.

Розраховані значення радіальних і дотичних переміщень контуру непідкріпленої виробки у межах заходки 0 при реалізації десяти кроків навантаження, кожен із яких становить $0,1 \gamma H$, тобто розрахунок виконано при $\Delta = 66 \text{ кПа}$. Усі інші вихідні дані для розрахунку прийняті саме такими, як і у числовому прикладі зі ступінчастим послідовним донавантаженням згаданої розрахункової заходки, результати якого наведені дещо вище.

Отримані результати були використовані при розрахунках параметрів напружено-деформованого стану виробки, які проводяться при будівництві Київського метрополітену, а також Придністровської ГАЕС.

3. Контактна задача для багат шарнірних оправ транспортних тунелів

Багат шарнірні оправи транспортних споруд набули беззаперечного статусу найбільш поширеного типу прогресивних підземних транспортних конструкцій. Разом з тим є очевидним і те, що один із головних шляхів конструктивного і технологічного удосконалення і підвищення надійності конструкцій цього типу пов'язаний з розробкою методів розрахунку, адекватно відбиваючих дійсних характер їх напружено-деформованого стану, сучасні методи оцінки якого базуються на постановці та розв'язанні контактної задачі теорії пружності або в'язкопружності. Основні складності у постановці такої задачі для багат шарнірних оправ пов'язані з дискретністю їх розрахункової схеми, обумовленою наявністю у конструкції шарнірних стиків. Подібна задача для оправи, що має безперервну жорсткість і взаємодіє з масивом порід, який знаходиться під впливом гравітаційних, залишкових тектонічних або сейсмічних сил, теоретично вирішена, й втілена в практичні алгоритми.

Уявимо механічну систему «багат шарнірна оправа – масив порід» (рис. 1,а) у двох умовних станах:

а) **перший умовний стан**, в якому безшарнірна (з закріпленими шарнірами) оправа підкріплює контур Γ виробки в масиві порід, що знаходиться під будь-яким з вищезгаданих силових впливів (рис. 5,б). У цьому умовному стані за відомими алгоритмами можуть бути визначені всі зусилля, у тому числі згинальні моменти у перерізах оправи, де у дійсності розташовані шарнірні стики – $M_j (j=0,1,2,\dots,m-1)$.

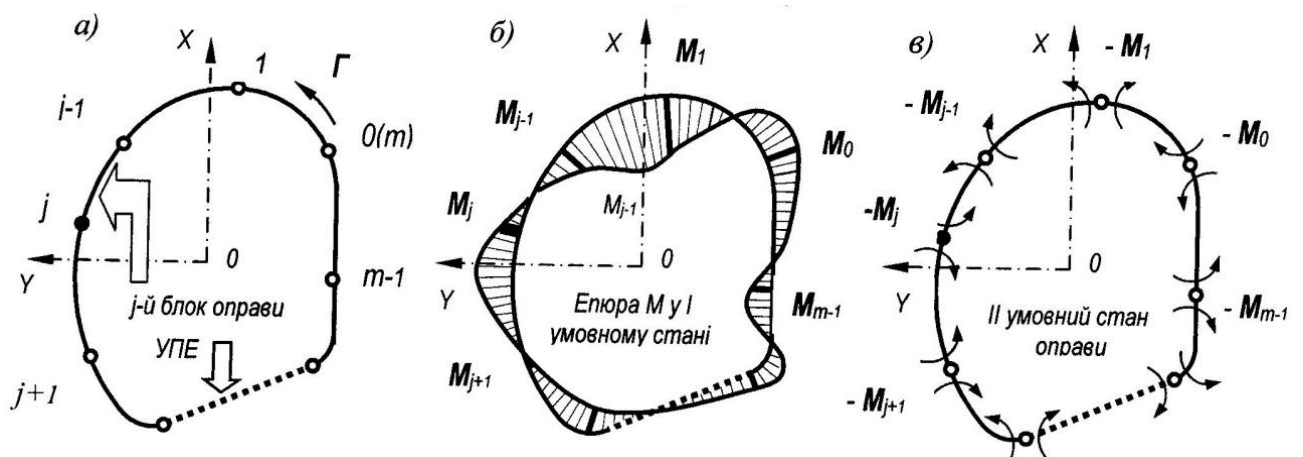


Рис. 5. Багат шарнірна схема

б) *другий умовний стан*, де багат шарнірна оправа розглядається як система криволінійних стержнів, що лежать на пружній основі, якою є контур виробки. У цьому стані до оправи у її стиках прикладаються зі зворотними знаками парні моменти $(-M_j)$, одержані при виконанні розрахунку у першому умовному стані (рис. 5, в).

Зрозуміло, що кінцевий напружено-деформований стан дійсної системи “багат шарнірна оправа – масив порід” відповідає суперпозиції першого й другого умовних станів.

У тому разі, коли оправа є конструктивно або технологічно (на першому етапі будівництва) незамкненою, її розрахункова схема все одно приймається замкненою, але в її склад замість відсутніх елементів чи частин вводяться умовні породні елементи (УПЕ) з параметрами, які відповідають деформативним характеристикам оточуючої породи.

Не зупиняючись на першому умовному стані, шляхи теоретичної і практичної реалізації розрахункових положень для якого відомі перейдемо одразу до другого умовного стану системи.

Основна умова рівності лінійних переміщень масиву й оправи на контактному контурі Γ формулюється у вигляді:

$$U(q) = U_0(q) \quad (23)$$

У співвідношенні (23) $U(q)$ і $U_0(q)$ – комплексні вектори переміщень відповідно контуру незакріпленої виробки і зовнішньої поверхні оправи від контактних напружень $q = q_p + i \cdot q_\theta$; q_p і q_θ – відповідно нормальна і дотична складові контактних напружень q .

Контурні умови на контакті породи і оправи записуються у вигляді:

$$f(\sigma) = \int q \omega'(\sigma) = \sum_{-\infty}^{\infty} f_k \sigma^k \approx \sum_{s_1}^{s_2} f_k \sigma^k, \quad (k \neq 0), \quad (24)$$

де $\omega(\sigma)$ – граничне на контурі Γ значення функції, що комфортно відбиває зовнішність цього контуру на область всередині одиночного кола γ , $c_k = f_k$ – в загальному випадку комплексні коефіцієнти відображувальної функції

$$\omega(\sigma) = \sum_{k=-1}^n c_k \sigma^k, (|\sigma|=1, \text{Im} c_{-1} = 0); \quad (25)$$

$\sigma = \exp(i\theta)$ – комплексна координата довільної точки на границі перетвореної згідно з (25) області, θ – аргумент цієї точки, f_k – коефіцієнти розкладання контурних умов (23) у ряд Лорана, у загальному випадку комплексні. Значення коефіцієнтів c_k залежать від форми і розмірів поперечного перерізу виробки (окреслення контуру Γ) і визначаються на самому початку реалізації алгоритму за відомими методами – аналітичними, графоаналітичними або електроаналоговими.

При вирішенні контактної задачі використовується відрізок ряду (23), межі якого s_1 і s_2 . При цьому вважається, що $f(\sigma)$ – функція обмеженої варіації (задовольняє умовам Жордана, у крайньому разі – умовам Діріхле), а на вимогу забезпечення рівності нулю головного вектору і головного моменту контактних напружень q , які прикладаються до оправи,

$$\text{Im} f_{-1} = 0, f_0 = 0, \quad (26)$$

Що стосується параметра n – кількості членів, які зберігаються у регулярній частині функції (25), то вона визначається, виходячи з вимог збіжності контуру Γ з реальним контуром виробки. Для досягнення необхідної для практичних цілей точності достатньо, призначати $n \leq 4$.

При вирішенні контактної задачі на підставі умови (23) для визначення лівої частини (23) треба мати рішення граничної задачі теорії пружності про напружено-деформований стан масиву порід від будь-якого навантаження q , що прикладається до контуру Γ виробки довільного перерізу. Така задача може бути вирішена методами математичної теорії пружності з використанням математичної теорії пружності з використанням функцій комплексної змінної і конформного відображення області масиву ззовні контуру Γ на одиничне коло γ . Рішення базується на застосуванні аналітичного продовження заданих на границі γ функцій $\omega(\sigma)$, $f(\sigma)$ відповідно по (25), (24), а також комплексних потенціалів $\varphi(\sigma)$ і $\psi(\sigma)$ на точки $\zeta = \rho\sigma$ перетвореною за формулою (25) області. Тут ρ – модуль довільної точки ζ .

Вищезгадані комплексні потенціали при виконанні умов (26) і нульових напруженнях на безкінечності (голоморфні функції всередині γ) можуть бути представлені комплексними рядами Фур'є:

$$\varphi(\zeta) = \sum_{k=1}^{\infty} a_k \cdot \zeta^k, \quad \psi(\zeta) = \sum_{k=1}^{\infty} b_k \cdot \zeta^k, \quad (|\zeta| \leq 1). \quad (27)$$

Раніше була одержана формула :

$$U = U_p + i \cdot U_\theta = \frac{\bar{\sigma}}{2 \cdot G} [(1+k)\varphi(\sigma) - f(\sigma)], \quad (28)$$

яка дозволяє визначити переміщення контуру виробки, не використовуючи другого комплексного потенціалу. У формулі (28) $k = 3 - 4 \cdot \nu$ - стала Мусхелішвілі, ν - коефіцієнт Пуасона, G - модуль зсуву породи.

Функція $\varphi(\zeta)$, а точніше, коефіцієнти її розкладання a_k визначаються шляхом вирішення вже згаданої вище граничної задачі, функціональне інтегральне рівняння якої призводить до системи лінійних алгебраїчних рівнянь:

$$a_k + \sum_{j=1}^{n-k-1} j \bar{a}_j d_{k+j-1} = f_k, \quad (k = 1, 2, \dots, n-2), \quad (29)$$

$$a_k = f_k \quad \text{при} \quad k > n-2, \quad (30)$$

де d_k - коефіцієнти розкладання головної частини функції $\frac{\omega(\zeta)}{\bar{\omega}\left(\frac{1}{\zeta}\right)}$,

при чому $d_{n-2} = -c_n/c_{-1}$, а для визначення цих коефіцієнтів при $k > n-2$ запропонована рекурентна формула. Приєднавши до залежностей (29) і (30) комплексно спряжені з ними, можна одержати комплексну систему лінійних алгебраїчних рівнянь для вираження невідомих коефіцієнтів a_k через f_k . Зрозуміло, що система має порядок $2n-4$. Коефіцієнт a_k при $k > n-2$ можуть бути знайденими безпосередньо за формулою (30).

Для вирішення контактної задачі необхідно ввести комплексне уявлення не тільки для математичної області, де розташовується масив порід, але і для стержневої системи, якою являється оправа. У комплексній формі з використанням методів та підходів будівельної механіки можна одержати залежності для зусиль і переміщень у перерізах тонкого стержня довільної перемінної кривизни з перемінними жорсткостями на стиск та згин. При цьому застосовано конформне відображення (25) точок вісі Γ такого стержня на дугу

одиничного кола γ . На рис. 6 наведена схема, що ілюструє елементи згаданого відображення, а також позначені найбільш важливі його геометричні параметри. Так довільному перерізу стержня t відповідає на дузі одиничного кола точка σ , а також початку та кінцю стержня (у напрямку обходу по Γ t_1 та t_2 – відповідно точки σ_1 та σ_2 , кут нахилу ψ зовнішньої нормалі до Γ у перерізі t стержню (відносно позитивного напрямку дійсної вісі координат OX) – аргументу точки σ на γ .

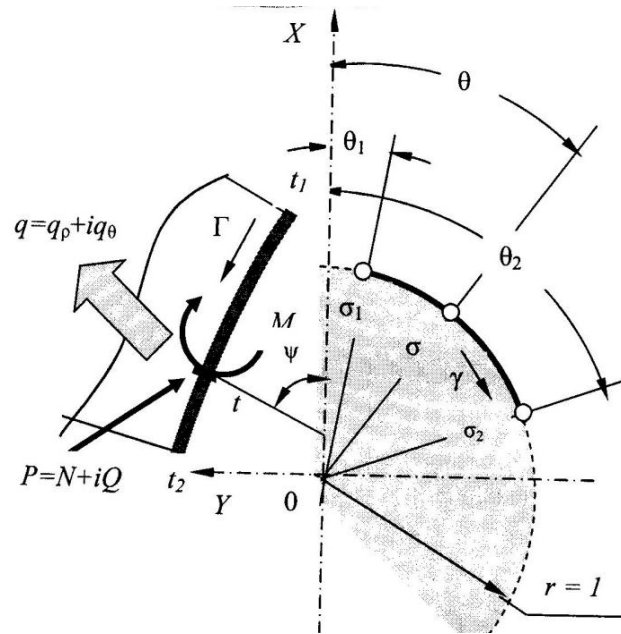


Рис. 6. Геометричні елементи конформного перетворення

Залежності для зусиль, кутового та лінійних переміщень для згаданого стержня мають вигляд:

$$\begin{aligned}
 P = N + i \cdot Q &= \frac{\overline{\sigma \omega'(\sigma)}}{|\omega'(\sigma)|} [C_1 + f(\sigma)], \\
 M &= C_2 + \operatorname{Re} \left\{ \overline{\omega(\sigma)} [f(\sigma) - f(\sigma_j)] - \int \overline{\omega(\sigma)} f'(\sigma) d\sigma \right\}, \\
 \Theta &= C_3 + i \int \frac{M}{B_u} |\omega'(\sigma)| \frac{d\sigma}{\sigma}, \\
 U = U_x + iU_y &= C_4 + \int \omega'(\sigma) \left[\int_{\sigma_2}^{\sigma} \frac{M}{B_b} |\omega'(\sigma)| \frac{d\sigma}{\sigma} \right] d\sigma - \int \frac{N}{B_c} \omega'(\sigma) d\sigma.
 \end{aligned} \tag{31}$$

В формулах (31): $P = N + iQ$ та M – комплексна сила та згинальний момент у довільному перерізі кривого стержня, N і Q – складові вектору комплексної сили – поздовжня й поперечні сили у довільному перерізі стержня,

Θ та $U = U_x + iU_y$ – кутове та комплексне лінійне переміщення довільного перерізу стержня, U_x, U_y – проекції комплексного вектора U на координатні вісі; C_1, C_4 – сталі інтегрування, у загальному випадку комплексні, C_2, C_3 – дійсні сталі інтегрування; B_b та B_c – жорсткості стержня у довільному перерізі відповідно при згині та стиску. Звісно сталі інтегрування $C_1 \dots C_4$ визначаються в залежності від умов на кінцях t_1 та t_2 стержня.

У другому умовному стані на кожний j -й елемент (блок) оправи діють вже визначені моменти M_{j-1}, M_j , поки що невідомі комплексні сили P_{j-1}, P_j та контактні напруження $q = q_\rho + iq_\theta$. На підставі перших двох формул (31) після визначення постійних C_1, C_2 із початкових умов в шарнірі $j-1$ між зовнішньою поверхнею оправи і породною основою – контуром виробки (рис. 6) формуються два рівняння рівноваги j -го елемента оправи – комплексне

$$e^{i\psi_j} P_j - e^{i\psi_{j-1}} P_{j-1} = f(\sigma_j) - f(\sigma_{j-1}) \quad (32)$$

та дійсне

$$\begin{aligned} & \operatorname{Re} \left\{ e^{i\psi_{j-1}} \left[\overline{\omega(\sigma_j)} - \overline{\omega(\sigma_{j-1})} \right] P_{j-1} + \overline{\omega(\sigma_{j-1})} \left[f(\sigma_j) - f(\sigma_{j-1}) \right] \right\} + \\ & + \operatorname{Re} \left[L_0 \ln \frac{\sigma_j}{\sigma_{j-1}} - \sum_{k=-s_1}^{s_2} L_k (\sigma_j - \sigma_{j-1}) \right] = M_j - M_{j-1} \end{aligned} \quad (33)$$

$$\text{де} \quad e^{i\psi} = \frac{\sigma \omega'(\sigma)}{|\omega'(\sigma)|},$$

ψ – кут між зовнішньою нормаллю до вісі блока оправи та позитивним напрямком дійсної вісі координат ОХ, L_0, L_k – коефіцієнти розкладення в ряд Лорана виразу:

$$\int \overline{\omega'(\sigma)} f'(\sigma) d\sigma,$$

що знаходяться за формулами:

$$L_0 = \sum_{-1}^n k \bar{c}_k f_k, \quad L_k = \sum_{j=-1}^n (j+k) \bar{c}_j f_{j+k} \quad (34)$$

$$(k = -s_1, -s_1 + 1, \dots, -1, 0, 1, 2, \dots, s_2 - 1, s_2).$$

При використанні цими формулами треба враховувати співвідношення (26), а також те, що коефіцієнти функції (25) мають у загальному випадку номери від -1 до n .

Рівняння (32), (33) складаються для всіх елементів оправи, окрім одного, бо рівновага оправи у цілому обумовлена співвідношеннями (26). Зрозуміло, що загальна кількість рівнянь рівноваги елементів оправи складає $2m-2$, з них $m-1$ – комплексних типу (27) та $m-1$ – дійсних рівнянь типу (28).

Після визначення з умов на кінцях j -го елемента склепіння оправи постійних C_3 та C_4 і виконання в останній формулі (28) інтегрування по частинам (для позбавлення від кратного інтегралу) формула для комплексного вектора лінійних переміщень довільного перерізу цього елемента записується у вигляді:

$$U = U_{j-1}^{(j)} - i\Theta_{j-1}^{(j)} [\omega(\sigma) - \omega(\sigma_{j-1})] + I(\sigma, \sigma_{j-1}), \quad (35)$$

де

$$I(\sigma, \sigma_{j-1}) = \omega(\sigma) \int_{\sigma_{j-1}}^{\sigma} \frac{M}{B_{bj}} |\omega'(\sigma)| \frac{d\sigma}{\sigma} - \int_{\sigma_{j-1}}^{\sigma} \frac{M}{B_{bj}} |\omega'(\sigma)| \omega(\sigma) \frac{d\sigma}{\sigma} - \int_{\sigma_{j-1}}^{\sigma} \frac{N}{B_{cj}} \omega'(\sigma) d\sigma. \quad (36)$$

Шляхом приєднання до виразу (36) йому комплексно спряженого, виключення невідомих початкових кутових переміщень та реалізації за допомогою (27) головної умови (28), одержане основне співвідношення контактної задачі для багат шарнірної оправи:

$$\operatorname{Re} \left\{ \left[(1+k) \sum_{k=1}^{\infty} a_k (\sigma_{кол}^{-k} - \sigma_{j-1}^{-k}) - \sum_{k=-\infty}^{\infty} f_k (\sigma_{кол}^{-k} - \sigma_{j-1}^{-k}) \right] [\overline{\omega(\sigma_{кол})} - \overline{\omega(\sigma_{j-1})}] \right\} = 2G \operatorname{Re} \left\{ I(\sigma_{кол}, \sigma_{j-1}) [\omega(\sigma_{кол}) - \omega(\sigma_{j-1})] \right\} \\ (j=1, 2, \dots, m; k \neq 0). \quad (1.37)$$

Для практичного вирішення контактної задачі та виконання розрахунку багат шарнірної тунельної оправи можна застосувати метод колокацій і вимагати задоволення умови (37) у достатній кількості точок контактної контури Γ (рис. 7).

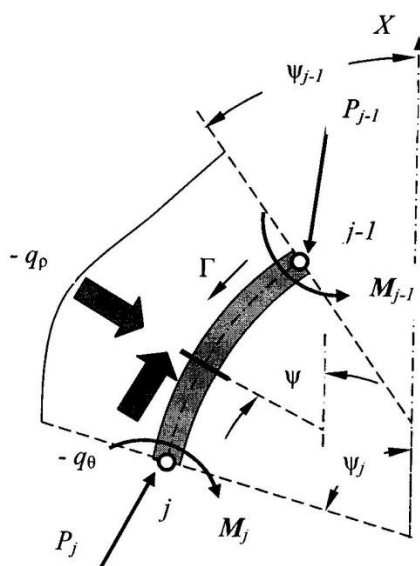


Рис. 7. Зусилля, що прикладаються до елемента оправи

При розташуванні точок колокацій лише у стиках (шарнірах) оправи загальне число рівнянь дорівнює $4m-3$. Такому ж значенню дорівнює і кількість невідомих задач: $2m$ комплексних зусиль P_j та P_{j-1} , $2m-3$ значення коефіцієнтів f_{-1} , f_k при $k=1,2,\dots,m-1$. У цьому випадку усічена частина ряду Лорана для контурних умов $f(\sigma)$ за формулою (29) з урахуванням тільки що сказаного може бути прийнята у вигляді:

$$f(\sigma) = \sum_{-1(k \neq 0)}^{m-2} f_k \sigma^k. \quad (38)$$

Кожна нова точка колокації (разом із спряженою) подовжує ряд (160 на один номер і додає новий невідомий коефіцієнт $f_k(\sigma)$ при $k > m-2$ (теж разом із спряженим значенням).

Для більш зручної (чисельної) реалізації контактної задачі пропонується ітераційний підхід, який полягає в наступному. Поклавши жорсткості $B_{bj} = B_{cj} = \infty$, тобто прийнявши у нульовому наближенні елементи оправи такими, що не деформуються, розглядають визначальну систему рівнянь (яка, однак не має сукупності дорівнюючих у даному випадку нулю інтегральних складових $I(\sigma, \sigma_{j-1})$). В результаті рішення цієї системи знаходять значення коефіцієнтів $f_k^{(0)}$ нульового наближення, по яким за допомогою чисельного інтегрування з ділянками контуру Γ між точками колокацій обчислюють величини інтегральних доданків (27). Після підставлення цих знайдених величин нульового наближення у вихідну систему та її розв'язання визначають коефіцієнти $f_k^{(1)}$ першого наближення. Процес інтеграції продовжують до одержання необхідного ступеню збіжності результатів. Як свідчать практичні обчислення, згаданий процес швидко сходиться, і, як правило, буває достатнім проведення однієї, рідше – двох інтеграцій. Для більшості сучасних багатошарнірних оправ підземних транспортних споруд, що мають значну кількість блоків, взагалі можливо обмежитись результатами нульового наближення.

Визначені величини коефіцієнтів розкладення контурних умов f_k , комплексних сил P_j у шарнірах оправи повністю визначають всі компоненти зусиль і переміщень для її елементів в другому умовному стані системи. Якщо система «масив порід – оправа» має геометричну, жорстку силову симетрію

відносно вертикальної дійсної осі координат OX , то всі коефіцієнти a_k, c_k, b_k, f_k та деякі похідні від них проміжні величини приймають дійсні значення. Природно, що алгоритм розрахунку в цьому випадку значно спрощується й скорочується.

Викладене у певній мірі ілюструють деякі основні результати реалізацій методу розрахунку на прикладі одного із варіантів сучасної прогресивної конструкції односклепінчастої станції метрополітену глибокого закладення. Станція із збірною залізобетонною оправою, обтиснутою в породу, розташовується в гірничо-геологічних умовах Києва у пласті спонділових глин київського ярусу, зверху покритого нашаруванням четвертинних осадових порід на глибині 60 м (рис. 8, а). порода характеризується усередненою по прилягаючій товщі щільністю $\rho = 1,85 \text{ м/м}^3$, пружно-миттевим значенням модулю зсуву та коефіцієнту Пуасона відповідно $G = 110 \text{ МПА}$ та $\nu = 0,3$, реологічними константами $\alpha = 0,7, \beta = 0,52, \chi = 0,01$. Для залізобетонних блоків оправи використано бетон класу В35 за міцністю. Основні геометричні розміри (мм) та параметри поперечного перерізу оправи станції показані на згаданому рисунку.

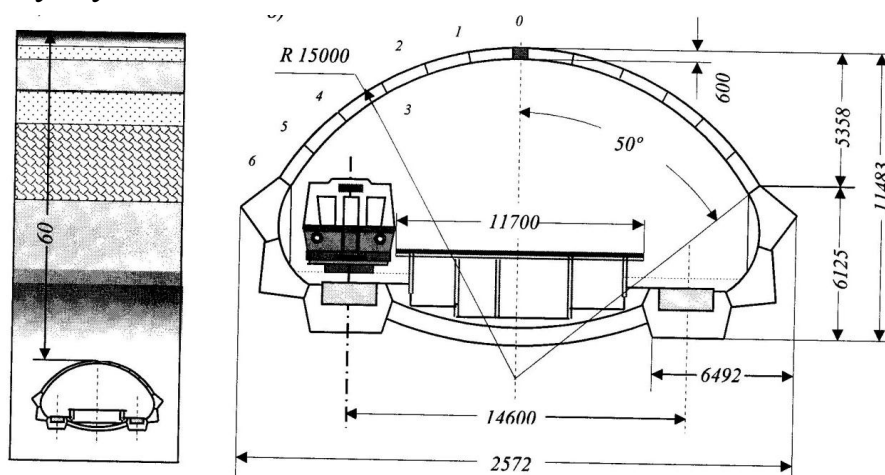


Рис. 8. Односклепінчаста станція метрополітену глибокого закладення

Розрахунок оправи проводиться для кілець верхнього склепіння шириною 0,75 м.

У першому умовному стані оправа станції розрахована на період часу 365 діб після завершення будівництва на гравітаційний вплив з урахуванням реологічних властивостей породи. Другий умовний стан системи, як це впливає з викладеного алгоритму розрахунку відповідає завантаженню шарнірів склепіння оправи парними моментами M_j , що дорівнювали

згинальним моментам із зворотними знаками першого умовного стану у перерізах, де розташовані шарніри. Підсумкові значення всіх зусиль визначено як суперпозицію відповідних зусиль першого та другого умовних станів.

В табл. 1 приведені підсумкові значення радіальних контактних напружень ($\sigma_k = q_{pk}$) між породою та зовнішньою поверхнею блоків оправи – дійсні частини q_k на рівні стиків, а також підсумкові значення поздовжніх (N_k) і поперечних (Q_k) сил – дійсних та уявних частин комплексних сил P_k в стиках (шарнірах) склепіння. Тут k – номер стику.

Таблиця 1

Нормальні контактні напруження, поздовжня та поперечна сили

$k =$	$\sigma_k =$	$N_k =$	$Q_k =$
0	670.6312	8866.427	0
1	582.8299	9215.5543	-53.7354
2	680.0378	9567.3016	-67.932
3	511.0198	9899.0476	48.0007
4	916.3454	9501.4827	-97.8654
5	-288.8006	9326.6923	579.0754
6	3649.865	8390.533	-1781.8786

Епюри згинальних моментів та поздовжніх сил (теж підсумкових) у перерізах блоків верхнього склепіння оправи станції метрополітену показані на рис. 9.

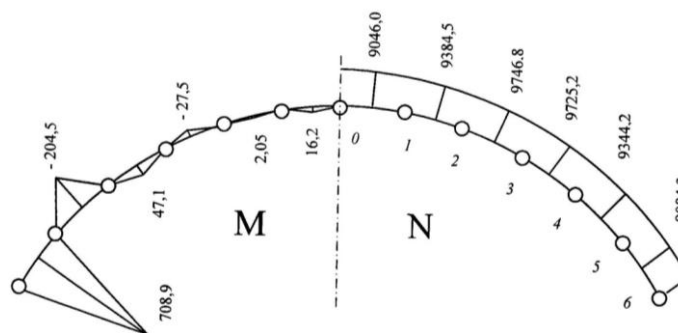


Рис. 9. Епюри згинального моменту та поздовжньої сили у верхньому склепінні станції метрополітену

На епюрах виписані значення ординат тільки для середини кожного блоку. У шарнірних стиках згинальні моменти дорівнюють нулю, а величини поздовжньої сили для стиків приведені у вищезгаданій табл. 1.

Для багат шарнірних оправ підземних транспортних споруд, особливо важливим практичним питанням є оцінка їх деформативності – визначення переміщень, які розвиваються під впливом механічної взаємодії конструкції та масиву порід. При цьому позитивний напрямок нормального переміщення – усередину споруди, дотичного – від шелиги склепіння у напрямку його п'ят.

Слід зауважити, що для оправ підземних споруд кругового поперечного перетину, всі блоки яких мають однакову товщину та однакові жорсткості на згин і стиск, при наявності вже згадуваної симетрії системи розрахунок спрощується ще суттєвіше. Як правило, для таких оправ рішення контактної задачі, що розглядається, може бути представлено у замкненій аналітичній формі. Ця обставина дуже важлива, бо переважна більшість підземних споруд метрополітену глибокого закладення (перегінні та станційні тунелі, суміщені тяго-понижувальні підстанції, тупики та ін.), а також значна частина сучасних транспортних залізничних і автодорожніх тунелів має саме кругову форму поперечного перерізу, яка є доцільною з погляду на характер раціональної механічної взаємодії системи «масив порід – оправа», а також відкриває широкі можливості для уніфікації збірних конструктивних елементів оправи та проведення у багатьох випадках будівництва із застосуванням механізованих прохідницьких комплексів та іншого високопродуктивного обладнання.

4. Методика розрахунку уніфікованих збірних оправ у горизонтальних виробках

Застосування розроблених уніфікованих оправ вимагає обґрунтувати їх міцнісні характеристики. Була розроблена методика їхнього розрахунку для випадку горизонтальної виробки. В основу розрахунку покладене рішення плоскої контактної задачі теорії пружності для площини, ослабленої круговим вирізом, підкріпленою одношаровим круговим кільцем кріплення з різними умовами на контакті.

Розрахункова схема представлена на рис. 10. Для вирішення задачі взаємодії кріплення кругового обрису з ґрунтовим масивом була обрана пружно-пластична модель ґрунту. Дане положення обумовлене тим фактом, що всі основні виробки метрополітену глибокого закладення проходяться в спондилових глинах.

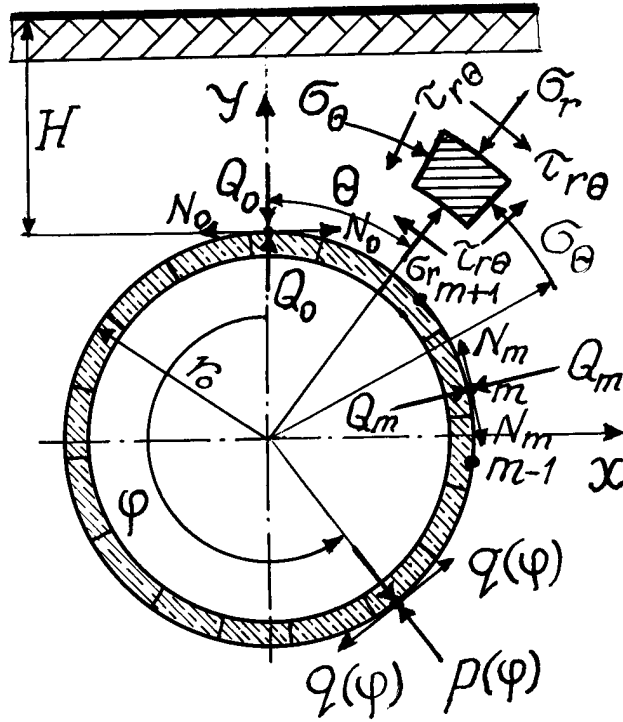


Рис. 10. Розрахункова схема

При цьому радіальні і тангенціальні напруження, що виникають в елементарному об'ємі в зоні пластичних деформацій можна визначити як

$$\sigma_r = (p(\varphi) + C \operatorname{ctg} \varphi)(r/r^0)^\alpha - C \operatorname{ctg} \varphi, \quad (39)$$

$$\sigma_\theta = \beta(p(\varphi) + C \operatorname{ctg} \varphi)(r/r^0)^\alpha - C \operatorname{ctg} \varphi, \quad (40)$$

де r^0 – радіус зовнішньої поверхні, r – поточна координата, α – коефіцієнт, обумовлений як $\alpha = 2 \sin \varphi / (1 - \sin \varphi)$, β – параметр об'ємної міцності, $\beta = -\varepsilon_r / \varepsilon_\theta = 1 + \sin \varphi / (1 - \sin \varphi)$, що відбиває збільшення об'єму в процесі пластичних деформацій.

Тиск на кріплення можна визначити розрахунково-експериментальним методом. Причому приймається наступне положення. Відомо, що, напружено-деформований стан конструкції кріплення і ґрунтового масиву визначається з використанням методів механіки деформуємого твердого тіла (знайшли застосування в основному при проектуванні кріплень кругового обрису). При цьому контактні сумарні нормальні і дотичні навантаження на кріплення кругового обрису можна виразити тригонометричними рядами:

$$p(\varphi) = a_0/2 + a_1 \cos \varphi + a_2 \cos 2\varphi + \dots + a_n \cos n\varphi, \quad (41)$$

$$q(\varphi) = b_1 \sin \varphi + b_2 \sin 2\varphi + \dots + b_n \sin \varphi, \quad (42)$$

де a_i і b_i – коефіцієнти, які одержані експериментальним шляхом і

призначені по фактичних вимірах. Через труднощі їхнього виконання можна визначити радіальний і тангенціальний тиск на кріплення на основі наступних залежностей:

$$p(\varphi) = (\gamma H + C \operatorname{ctg} \varphi)(1 - \sin \varphi)(r_0 / r_e)^\alpha - C \operatorname{ctg} \varphi, \quad (43)$$

$$q(\varphi) = \beta(\gamma H + C \operatorname{ctg} \varphi)(1 - \sin \varphi)(r_0 / r_e)^\alpha - C \operatorname{ctg} \varphi, \quad (44)$$

де γ – питома вага ґрунту; H – глибина залягання виробки; r_e – границя зони пластичних деформацій, $r \leq r_0 \leq r_e$, обумовлена як

$$\frac{r_e}{r_0} = \left[\frac{\gamma H + C \operatorname{ctg} \varphi}{p(\varphi) + C \operatorname{ctg} \varphi} (1 - \sin \varphi) \right]^{1/\alpha}. \quad (45)$$

Визначимо абсолютні деформації ґрунту з урахуванням фактора часу:

$$U = \frac{r_0}{2G} (\gamma H + C \operatorname{ctg} \varphi) \left(\frac{r_e}{r_0} \right)^2 \sin \varphi \leq U_t = \frac{1,5 \gamma H R_0}{E} f \left(\frac{l}{D} \right) e^{l/t_0}, \quad (46)$$

де $r_0 = R_0$ – радіус виробки.

Для подальших визначень складаються рівняння статичної рівноваги, наприклад, для блоків m і $m+1$:

$$\sum M_c = N_m r - N_{m+1} r + \int_{m\beta}^{(m+1)\beta} q(\varphi) r^2 d\varphi = 0, \quad (47)$$

$$\sum M_m = Q_{m+1} r \sin \beta - N_{m+1} r (1 - \cos \beta) + \int_{m\beta}^{(m+1)\beta} q(\varphi) r^2 [1 - \cos(\varphi - m\beta)] d\varphi = 0, \quad (48)$$

$$\begin{aligned} \sum M_{m+1} &= Q_{m+1} r \sin \beta - N_m r (1 - \cos \beta) + \\ &+ \int_{m\beta}^{(m+1)\beta} q(\varphi) r^2 \{1 - \cos[(m+1)\beta - \varphi]\} d\varphi - \int_{m\beta}^{(m+1)\beta} p(\varphi) r^2 \sin[(m+1)\beta - \varphi] d\varphi = 0 \end{aligned} \quad (49)$$

Після перетворень одержуємо три рівняння для визначення зусиль M_m , N_m і Q_m ($m=0,1,2,\dots,n$), які виникають у шарнірах залізобетонних блоків оправи, крім того, визначаються внутрішні зусилля – згинальний момент M і поздовжня сила N у перетинах кріплення, розташованих під деяким кутом до вертикалі.

Напруження в блоках знаходяться по відомій формулі внецентренного стиску:

$$\sigma_t = \frac{N_t}{F} - \frac{M_t}{W}, \quad (50)$$

де M_t і N_t – згинальний момент і поздовжня сила в перетині кріплення при

тривалості дії навантаження на кріплення – t ; F і W – приведені площа і момент опору поперечного перерізу залізобетонних блоків кріплення.

Відносні деформації обчислюються за формулою:

$$\varepsilon_t = \frac{N_t}{(EF)_t} - \frac{M_t}{(EW)_t} = \varepsilon_{Nt} - \varepsilon_{Mt}, \quad (51)$$

де E_t – модуль деформації бетону в момент часу t .

Абсолютна деформація ґрунту на деякій ділянці кріплення, обмеженої кутами α_1 і α_2 , визначається як

$$\Delta S = \int_{S_1}^{S_2} \varepsilon_t dS = \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} \varepsilon_t r d\varphi = \frac{r}{(EF)_t} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} N_t d\varphi - \frac{r}{(EW)_t} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} M_t d\varphi. \quad (52)$$

Оцінка міцності залізобетонного збірної оправи виконується на основі наступної залежності

$$N_t e \leq R_b b x (t_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (t_0 - a'), \quad \text{при } \xi = \frac{x}{t_0} < \xi_R, \quad (53)$$

де R_b – розрахунковий опір бетону на стиск; R_{sc} – те ж арматури; A'_s – площа перетину арматури; b – ширина блоку; x – відстань від осі до точки дії стискаючої сили; e – ексцентриситет;

$$N_t + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x \quad \text{при } \xi > \xi_R, \quad (54)$$

де a', a – відстані від рівнодіючих зусиль в арматурі до найближчої грані перетину.

Розрахунки збірного залізобетонної оправи з універсальних блоків М-61, К-61, С-61, які виконані для умов роботи при проходці перегінних тунелів глибокого закладення в спондилових глинах, дозволили зробити висновок, що по своїм міцносним показникам вона є високоефективною конструкцією. Крім того, армування її гумовими елементами по всьому периметру додає їй високих гідроізоляційних властивостей.

5. Комплексний аналіз колонної станції із варіацією глибини закладення

Особливістю статичної роботи тунельних конструкцій є те, що їх напружено-деформований стан (НДС) формується у взаємодії з навколишнім масивом. Але, у свою чергу, динамічна складова НДС такого роду конструкцій також велика, оскільки тунельні конструкції сприймають спектр динамічних

навантажень. Проблема вирішення динамічних задач у разі тунельних конструкцій ускладнюється тим, що слід враховувати приєднані маси ґрунту, в той же час, враховуючи не тільки інерційну складову, але і взаємодію з елементами конструкції.

Деякі задачі і шляхи їх рішення у області статичних або слабо динамічних дій вже були одержані і систематизовані різними авторами, проте загальна систематизація і шляхи рішення динамічних задач у разі підземних споруд розроблені не були. Основні поняття в цій області складно вважати вже теоретично розробленими, але розробка методик практичних розрахунків є актуальною.

Область динамічних дій для станцій метрополітену можна класифікувати:

1. Динамічна дія метропроїзду, яка є періодичною дією як на оправу станції, так і на основу. Наслідками даної динамічної дії є віброкомпресія (стиск основи під лотковою частиною станційної конструкції), віброповзучість (явище збільшення переміщень під лотком станційної конструкції при дії періодичного або пульсації навантаження) і посилення корозії бетону.

Динамічна дія метропроїзду, відповідно, виявляється у всіх видах станцій, незалежно від глибини закладення. Проте найбільш негативний вплив динамічної дії спостерігається у разі водонасичених глинистих (віброповзучість) і піщаних ґрунтів (віброкомпресія).

2. Динамічна дія наземного транспорту, яка найактивніше впливає на станційні конструкції мілкового закладення, найчастіше виявляється на станціях односклепінчастого і колонного типів мілкового закладення (глибина закладення не більш 20 метрів).

3. Ударна динамічна дія у разі падіння яких-небудь мас в межах станційної конструкції. Даний вид дії також активніше впливає на станційні конструкції мілкового закладення, проте деякі специфічні випадки ударної дії також можуть впливати і на глибокозакладені станції (глибина закладення більше 20 метрів).

4. Імпульсна динамічна дія. Даний вид дії мало вивчений у області розрахунків станційних конструкцій, проте є актуальним для вирішень їх поведінки на особливі дії.

5. Сейсмічна динамічна дія.

6. Динамічна дія тектонічних процесів земної кори. Даний вид дії якнайменше вивчений, оскільки складність у визначенні тектонічних сил, їх

виникнення, формування і поведінки полягає не тільки в отриманні аналітичних залежностей, але і подальшому їх використанні в практичних розрахунках. Для реалізації методики розрахунку станції метрополітену мілкого закладення колонного типу на комплексні навантаження статико-динамічного характеру розроблено ряд моделей. Для найбільшої точності у відтворенні реальної взаємодії станційної конструкції розроблено просторову модель за допомогою об'ємних СЕ (рис. 11).

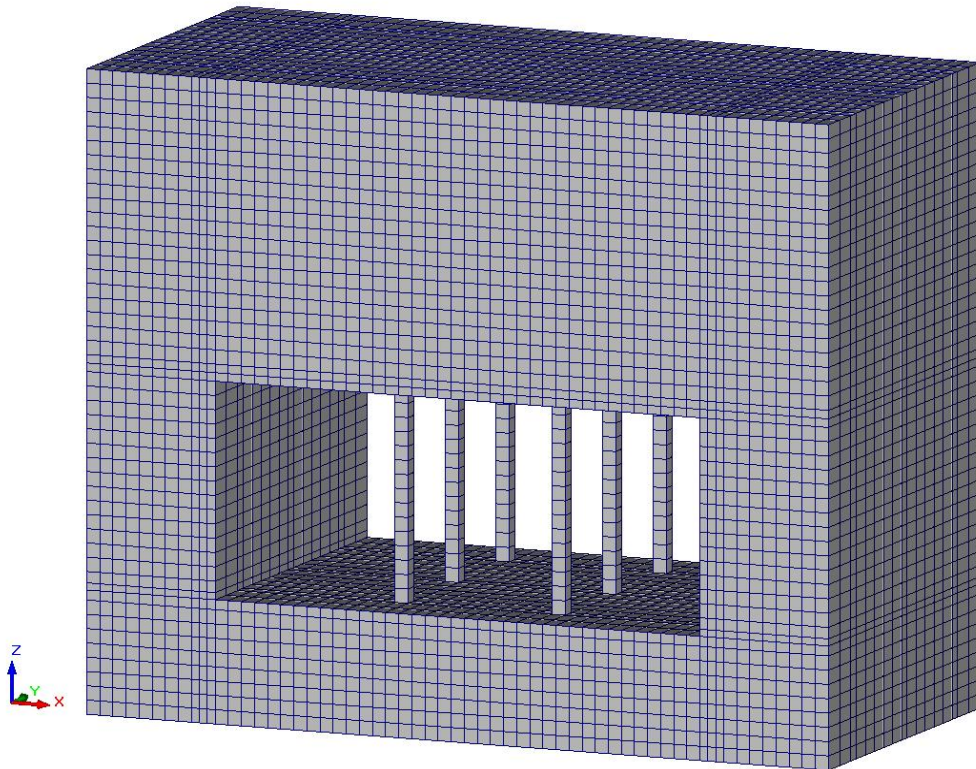


Рис. 11. Скінченно-елементна модель трисклепінчастої станції колонного типу

Модель основана на об'ємних скінченних елементах (37 167 вузлів, 42 456 скінченних елементів), і більш повно відображає статичну роботу станції із оточуючим масивом. Після створення просторової моделі їй надавалися деформаційні характеристики (модуль пружності–деформації, коефіцієнт Пуассона), причому для ґрунту та залізобетону вони задавалися окремо: жорсткість 1 (суглинок щільний, глибина закладення станції – 10 м) – модуль пружності $E=30$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³; жорсткість 2 – приведений модуль пружності $E=38\ 000$ МПа, приведений коефіцієнт Пуасона $\mu=0,02$, питома вага $\gamma=25$ кН/м³. Після надання деформаційних характеристик на модель накладалися граничні умови: по нижній границі моделі – заборона по осях X; Y; Z; по боках моделі (вздовж

боків, які паралельні осі тунелю) – заборона по осях X та Y; по торцях моделі (сторони, які перпендикулярні осі X) – заборона по осі Y.

Після цього виконувався розрахунок на власної вагу моделі і рухоме навантаження НК-80, і його результати аналізувалися.

Для подальшого розрахунку конструкції на міцність, який буде проводитися лише по бетону, тобто на тріщиностійкість, застосовується формула четвертої теорію міцності (енергетична), виразом для якої є

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2} \leq [\sigma] \quad (55)$$

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, для бетону В30 межа міцності $[\sigma] = 21,0$ МПа.

Отримання еквівалентних напружень дозволяє врахувати складний напружений стан в елементах моделі і більш точно з'ясувати поведінку конструкції при взаємодії її із оточуючим масивом та спектром навантажень.

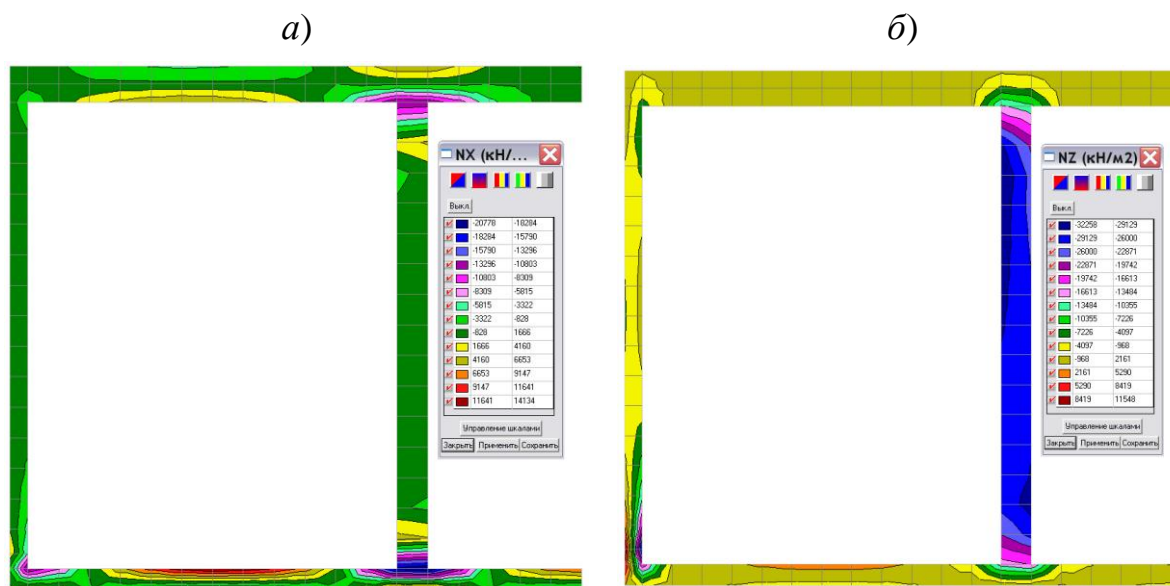


Рис. 12. Ізополі та ізолінії напружень в фрагменті моделі (фрагмент оправи станції) від власної ваги: а) нормальних по осі X; б) нормальних по осі Z

В якості першої частини комплексного аналізу проведено розрахунок станційної конструкції на дію власної ваги за методикою, результати якої викладено вище. Аналіз деформованого стану свідчить про нормальний розподіл обох компонент, причому їх значення не суперечать роботі станції: максимальні вертикальні переміщення шелиги середнього залу станційної конструкції становлять 38 мм, лотка – 29 мм. Для розрахунку на міцність наведемо презентаційні дані лише по конструкції станції (рис. 12).

Розподіл напружень в конструкції станції є стандартним і не суперечить класичним уявленням розподілу напружень в конструкціях із кутами і колонами. Як видно із аналізу рис. 12 перевірку на міцність слід провести в точках концентрації, які вказані на рис. 13.

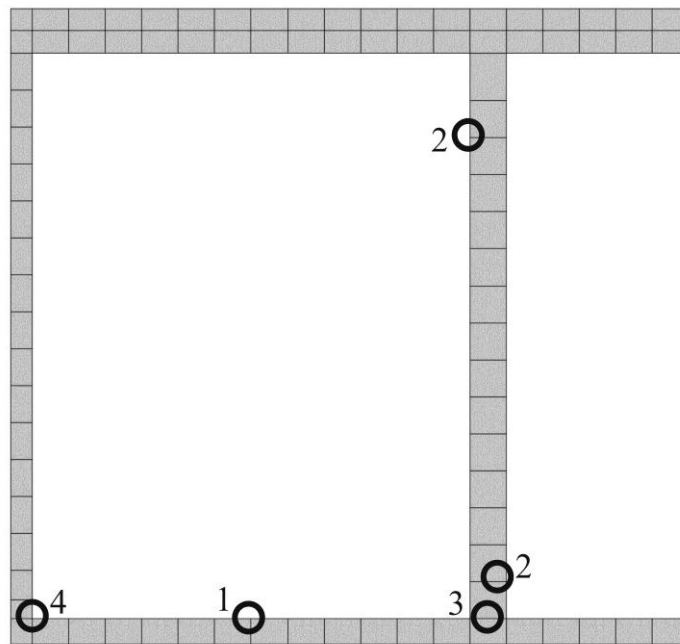


Рис. 13. Точки концентрації напружень в конструкції станції

Розрахунок за еквівалентними напруженнями проведемо у вигляді таблиці, яка наводиться нижче.

Таблиця 2

Розрахунок еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності

Номер точки	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа/ Коефіцієнт запасу
	Нормальне по осі X	Нормальне по осі Z	Дотичне в площині XZ	
Точка 1	14,1	5,3	-0,18	17,3/1,2
Точка 2	-0,8	-32,3	-0,18	32,7/0,6
Точка 3	-20,7	-16,6	-2,64	32,7/0,6
Точка 4	-13,3	-26,0	4,3	35,4/0,6

Як видно із наведеної таблиці 2, еквівалентні напруження сягають в точках 2-4 межових значень у 21,0 МПа, що свідчить про те, що в бетоні колони виникають тріщини, тому слід для цих елементів слід підвищити клас бетону (наприклад, до В40), або замінити залізобетон елементів на метал,

таким чином значно покращивши ситуацію із загальним деформуванням конструкції. Причиною такої ситуації є те, що в досліджуваній конструкції шаг колон змінено із стандартного (4 м) на збільшений в 6 м, що призводить до значного перенапруження колон. Хоча випадок із зменшеними коефіцієнтами запасу не є критичним, оскільки тріщині в колоні ще повинні перевірятися за величиною розкриття, однак встановлення металевих колон або зменшення їх кроку є рекомендацією щодо покращення роботи станційної конструкції.

Для дослідження впливу рухомого навантаження НК-80, а також аналізу результатів сумісної дії його із власною вагою початкову СЕ-модель дещо змінено для того, щоб коректно прикласти навантаження між колонами. Навантаження НК-80 прикладається на рівній відстані між колонами.

Для подальшого кількісного аналізу розрахуємо яка вага масиву приходить на одну колону: 1) крок між колонами в поздовжньому напрямі (вздовж осі станції) дорівнює 6,0 м; 2) відстань між колонами в фронтальному напрямі (від стіни до осі колони – 3 м, від осі колони до вертикальної осі симетрії – 3 м) – 6,0 м; 3) площа дії ваги на колону – 36 м^2 ; 4) глибина закладення – 10 м, питома вага ґрунту – 20 кН/м^3 ; 5) об'єм дії ґрунту на колону – $36 \times 10 = 360 \text{ м}^3$; 6) вага ґрунту – $360 \times 20 = 7200 \text{ кН}$ (70,6 т·с). При кроці між колонами, рівним 4 м, ця вага дорівнювала би $24 \times 10 \times 20 = 4800$ (47,0 т·с), а напруження стиску в колоні площиною $0,25 \text{ м}^2$ ($0,5 \times 0,5 \text{ м}$) дорівнювали б відповідно 28,8 і 19,2 МПа. Причому видно, що у другому випадку напруження не досягають границі міцності бетону, тобто колона працює без утворення тріщин, що вже було доведено результатами статичним розрахунку, наведеними вище (максимальне напруження в колоні сягає 32,3 МПа (табл. 2) проти 28 МПа, отриманих аналітично, відносна похибка 13,3 %).

На рис. 14 наведені результати розрахунку станції на комплексне навантаження. Загальна якісна картина розподілу напружень в станційній конструкції на відміну від власної ваги значно не змінилася, так як рухоме навантаження НК-80 достатньо рівномірно діє на поверхню СЕ-моделі. Із розподілу компонент напружень рис. 14 можна свідчити, що вплив рухомого навантаження НК-80 несуттєвий. Якщо провести порівняльний аналіз деформованого стану моделей із навантаженням лише власною вагою і комплексним навантаженням, то різниця як кількісно, так і якісно невелика. Це можна пояснити тим, що дія навантаження НК-80 практично загасає над шелигою станційної конструкції (рис. 15), не доходячи до перекриття на $0,3 \dots 0,5 \text{ м}$.

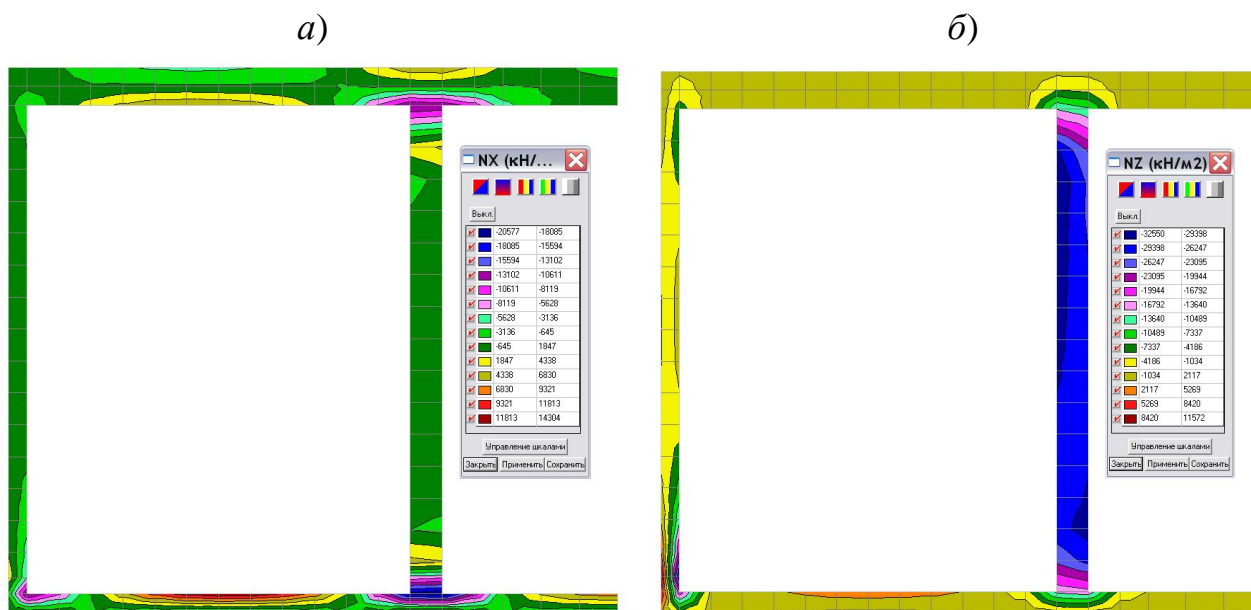


Рис. 14. Ізополя та ізолінії напружень в СЕ-моделі з глибиною закладення 10 м (фрагмент оправи станції) від власної ваги і дії рухомого навантаження НК-80:

а) нормальних по осі X; б) нормальних по осі Z

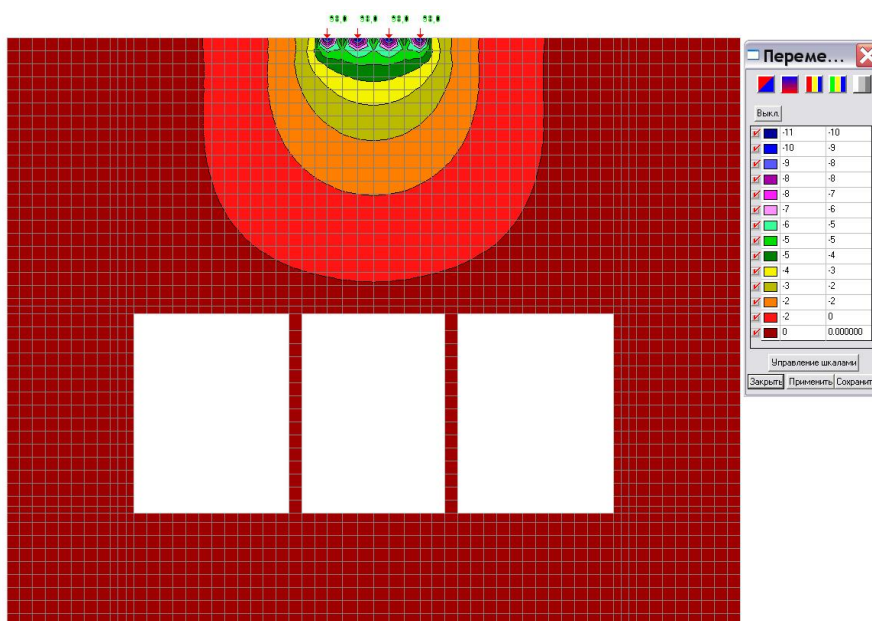


Рис. 15. Вертикальні переміщення в моделі лише від дії рухомого навантаження НК-80

Розрахунок за еквівалентними напруженнями також проведемо у вигляді таблиці (табл. 3).

Порівняння результатів табл. 2 і 3 свідчить про те, що вплив НК-80 на напружений стан станційної конструкції незначний. Це також пояснюється тим, що на колону діє не всі 80 т·с, а лише одна чи дві сили, що в сукупності надає 10 або 20 т·с, а це складає лише 11,1 чи 22,2 % від загального

комплексного навантаження. Таким чином, розрахунок на рухоме навантаження в статичній постановці, який ДБН «Метрополітени» регламентує як обов'язковий, може вважатися перевірочним для глибин закладення станції 10 м і більше.

Таблиця 3

Розрахунок еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності

Номер точки	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа/ Коефіцієнт запасу
	Нормальне по осі X	Нормальне по осі Z	Дотичне в площині XZ	
Точка 1	14,3	5,3	-0,35	17,5/1,2
Точка 2	-0,65	-32,6	-0,36	32,9/0,6
Точка 3	-20,6	-16,8	-2,42	32,7/0,6
Точка 4	-13,1	-26,3	4,3	35,5/0,6

Важливим дослідженням станційної конструкції колонного типу з кроком колон, який дорівнює 6 м, є з'ясування глибини закладення, при якій напруження в колоні дорівнює межі міцності бетону класу В30 (21 МПа), тобто критичну глибину, при якій тріщиноутворення не відбувається. Для цього проведемо дослідження моделі із зменшення глибини закладення до 5 м. Це дозволить отримати розподіл напружень в колонах і отримати їх залежність від ваги масиву над станцією.

Перед усе проаналізуємо вертикальні напруження лише від дії НК-80 (рис. 16), так як у випадку закладення 5 м НК-80 вже більше діє на станційну конструкцію, що видно із замикання ізополів над шелигою склепіння і їх розповсюдження на колони.

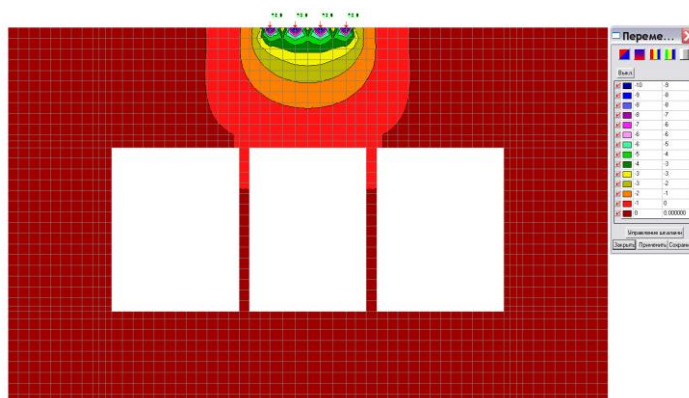


Рис. 16. Вертикальні переміщення в моделі від дії рухомого навантаження НК-80

На рис. 17 наведені результати розрахунку станції на комплексне навантаження цієї моделі. Однак вплив НК-80 і в цьому випадку залишається незначним, так як до загального деформування станційної конструкції додається лише міліметр (максимальні переміщення лише від власної ваги в шелизі становлять 49 мм, у випадку комплексного навантаження – 50 мм). Це свідчить про незначний вплив навантаження НК-80 на деформований стан.

Якісний характер розподілу компонент напружень змінився значно (також змінилися кольори ізополів, що дещо затрудняє аналіз), також значення напружень кількісно змінилися суттєво.

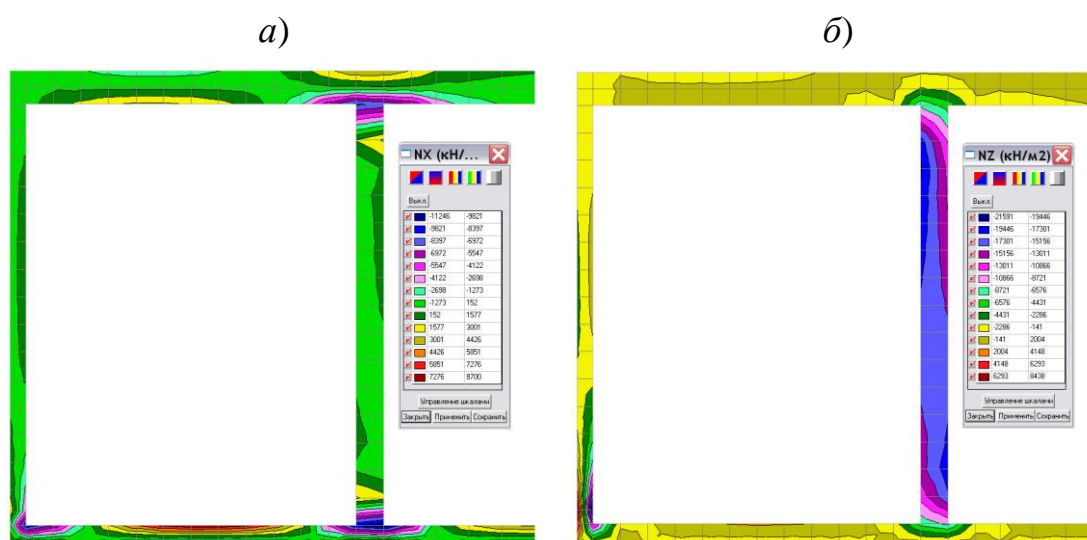


Рис. 17. Ізополя та ізолінії напружень в СЕ-моделі з глибиною закладення 5 м (фрагмент оправи станції) від власної ваги і дії рухомого навантаження НК-80:

a) нормальних по осі X; *б)* нормальних по осі Z

Слід відмітити, що рухоме навантаження НК-80 для глибини закладення 5 м вже суттєве, так як навантаження на колону дорівнює $180 \times 20 = 3600$ кН (35,3 т·с), а частка НК-80 від комплексного навантаження складає 22,2 % (для однієї пари коліс) або 44,4 % (для двох пар), що підтверджує висновок про перевіірочний характер розрахунку при глибині закладення більше 10 м. Для цього випадку також проведемо розрахунок за еквівалентними напруженнями, але для економії місця таблицю наводити не будемо, а побудуємо графік залежності еквівалентних напружень від глибини закладення станційної конструкції (рис. 18).

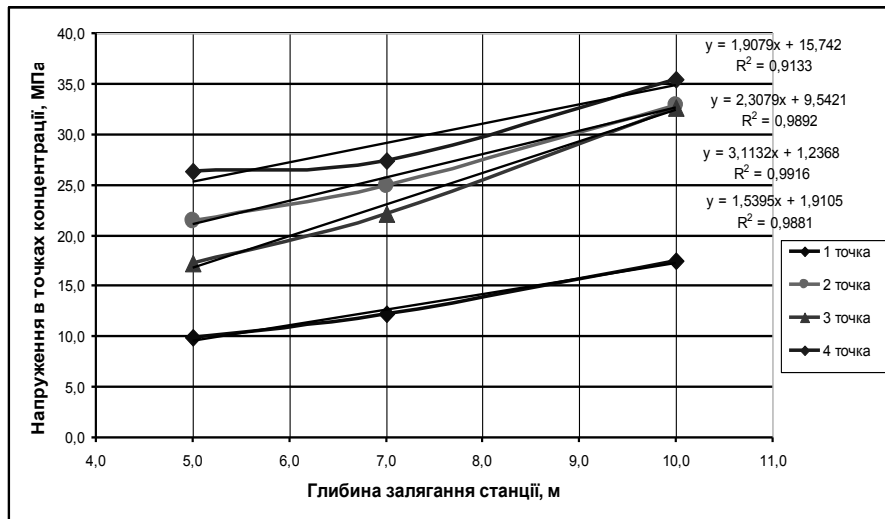


Рис. 18. Графіки залежності еквівалентних напружень від глибини закладення

Апроксимація графіків, яка наведена на рис. 18, свідчить про високу ступінь автоматичного підбору функцій (значення величини апроксимації R^2 практично дорівнює одиниці, $R^2=0,91\dots0,99$), що доводить майже функціональний характер цих залежностей, дещо нелінійний характер графіків добре згладжується апроксимованими лінійними трендами. Із їх аналізу видно, що критична глибина закладення для конструкції із кроком колон, рівним 6 м, складає 4...4,5 м (якщо не брати до уваги точку 4, в якій зазвичай зменшують дію концентратора напружень в куті розміщенням армування або вута) або 5,0...5,5 м по першим трьом точкам.

Із проведеного аналізу можна свідчити, що зміну важливих конструктивних параметрів станційної конструкції можливо проводити лише після її комплексного аналізу, результати якого дають змогу прогнозувати поведінку елементів під навантаженням та можливі несприятливі наслідки, вплив яких можна оцінити вже на етапі проектування та розрахунку.

6. Обґрунтування нової конструкції односклепінчастої станції при проведенні наскрізної проходки

Однією з прогресивних технологій будівництва метрополітену мілкового закладання, який на даний момент розвитку метрополітенів в Україні найбільш поширений, є наскрізна проходка, сутністю якої є те, що процеси будівництва станції мілкового закладення і перегінного тунелю, який до неї підходить і відходить від неї, зв'язуються один з одним. Тобто при будівництві пускової ділянки, що складається з комплексу «перегін – станція мілкового закладення –

перегін», при використанні щитової проходки можна застосувати наскрізну проходку. Для того щоб найбільш повно використовувати концепцію наскрізної проходки, при будівництві Київського метрополітену виконані деякі його модифікації, наприклад, на станції «Виставковий центр» (рис. 19).

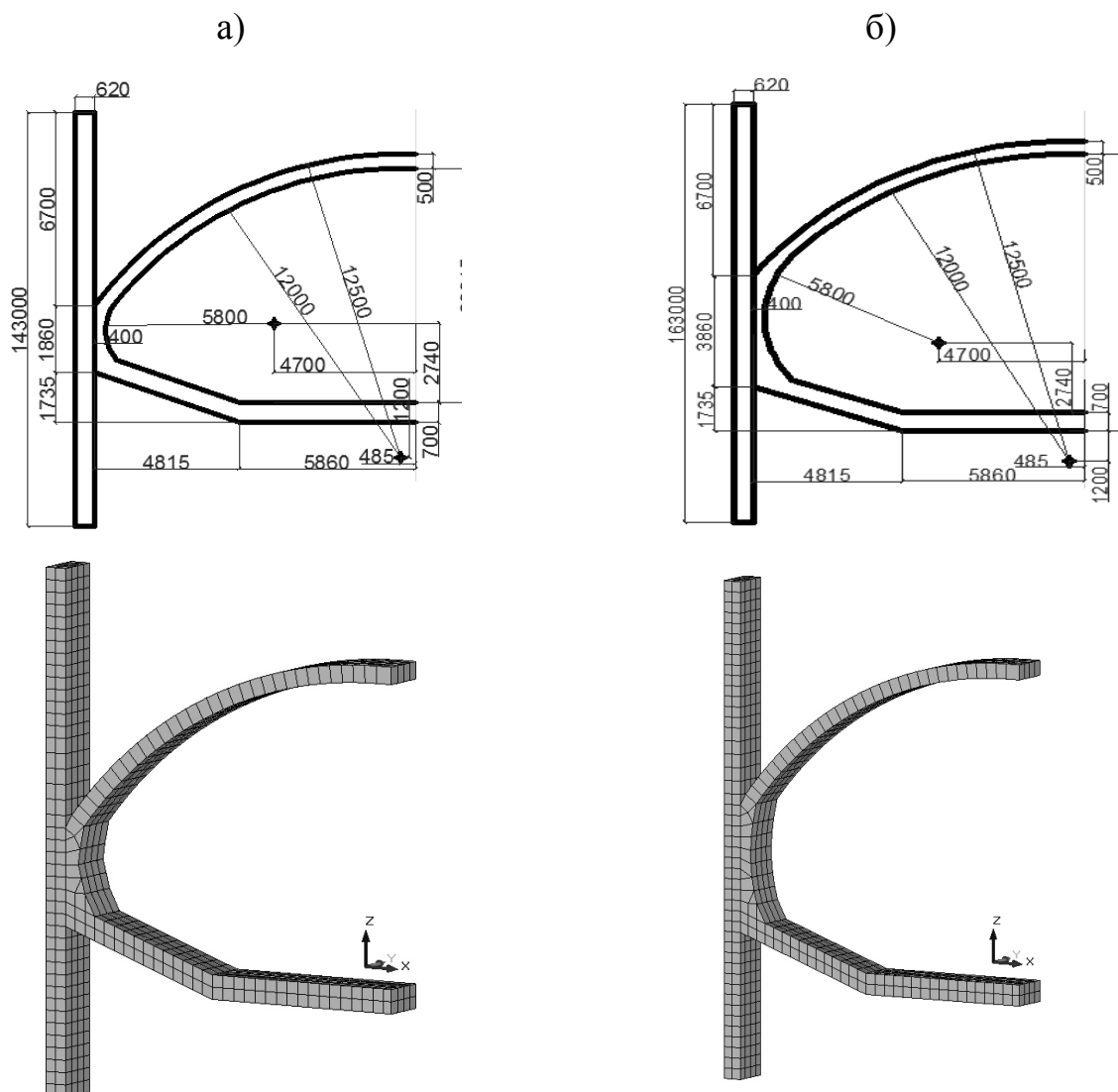


Рис. 19. Схеми та фрагменти SE-моделі – конструкції станції із конструкцією «стін в ґрунті»: а) стандартної; б) для наскрізної проходки

Так будівництво станції та перегонів, які з нею межують, взагалі не пов'язано. Це призводить до того, що спеціальні типи станцій для напівзакритого способу можуть не застосовуватися. Однак стандартні станції односклепінчастого типу все ж модифіковані. Причиною цього стало те, що переклад щита в межах станції все ж здійснюється в будь-якому випадку, навіть якщо вона вже побудована. Це потребувало збільшення підйому станції

за рахунок вставок заввишки 2 м в стіни, щоб габарити щита при його пересуванні виразно вписувалися в габарити станції нового типу. Завданням є порівняння старої і модифікованої конструкцій з визначенням напружено-деформованого стану і з'ясуванням ступеня впливу вертикальних вставок. Якщо такий вплив не є негативним, то дана конструкція може бути оптимізована з позиції поліпшення геометричних параметрів або відсотка армування. На рис. 20 и 21 надані параметри загального напружено-деформованого стану моделі (в перерізі під рухомим навантаженням).

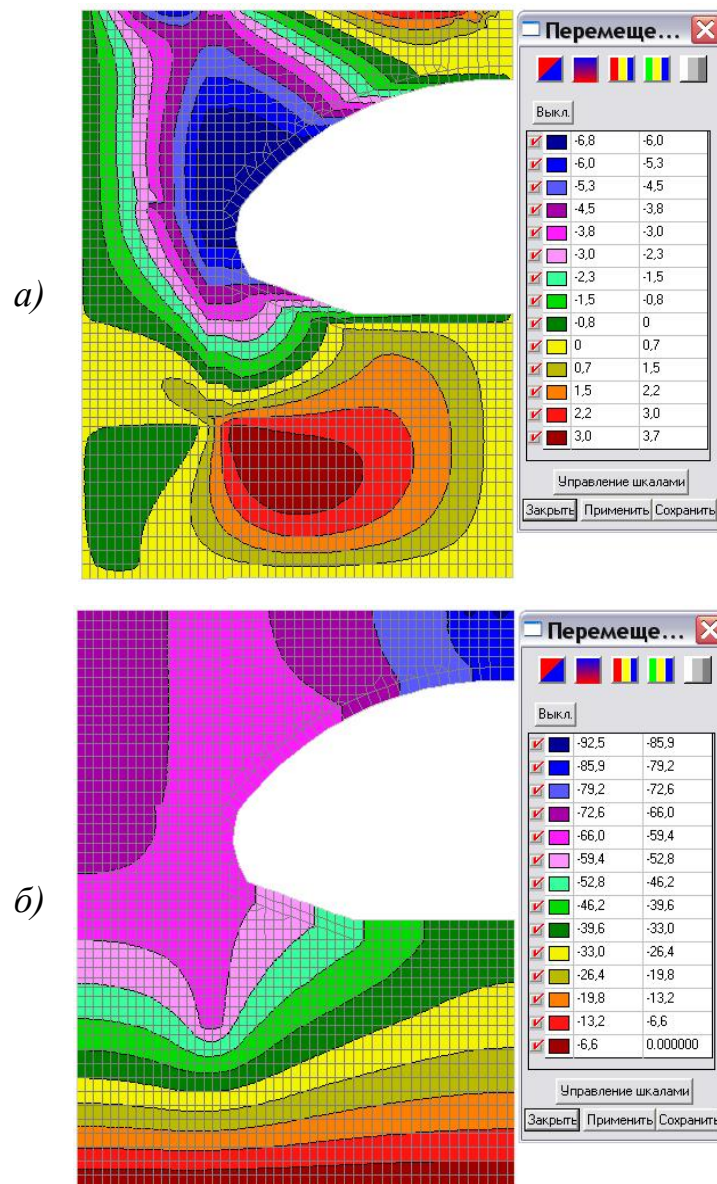


Рис. 20. Ізополя та ізолінії переміщень в моделі від власної ваги та рухомого навантаження НК-80:

а) горизонтальних (по осі X); б) вертикальних по осі Z

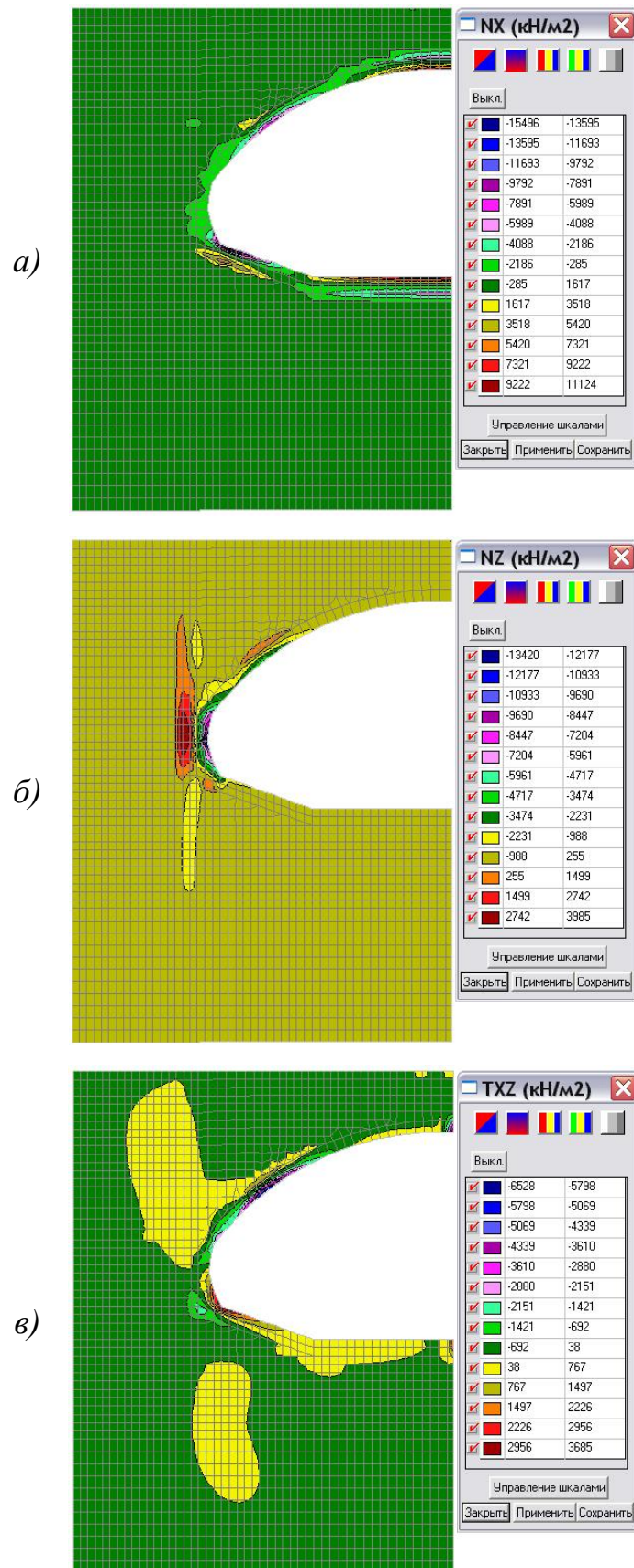


Рис. 21. Ізополя та ізолінії напружень в моделі від власної ваги та навантаження НК-80: *a)* нормальних по осі X; *б)* нормальних по осі Z; *в)* дотичних в площині

XZ

На відміну від результатів розрахунку моделі станції для наскрізної проходки, максимальні переміщення замка станції по вертикальній осі (глобальна ось моделі Z) дещо зменшилися і становлять близько 92,5 мм (при 97,1 мм в станції для моделі станції для наскрізної проходки), і горизонтальні переміщення (глобальна ось моделі X) також зменшилися з 8,0 до 6,8 мм (рис. 20), що не можна вважати значним зменшенням.

Характер розвитку напруженого стану у порівнянні із моделлю станції для наскрізної проходки не змінився, на рис. 22 наведені точки концентрації для моделі стандартної станції, а на рис. 23 для наочного порівняння наведено основні напруження для обох моделей.

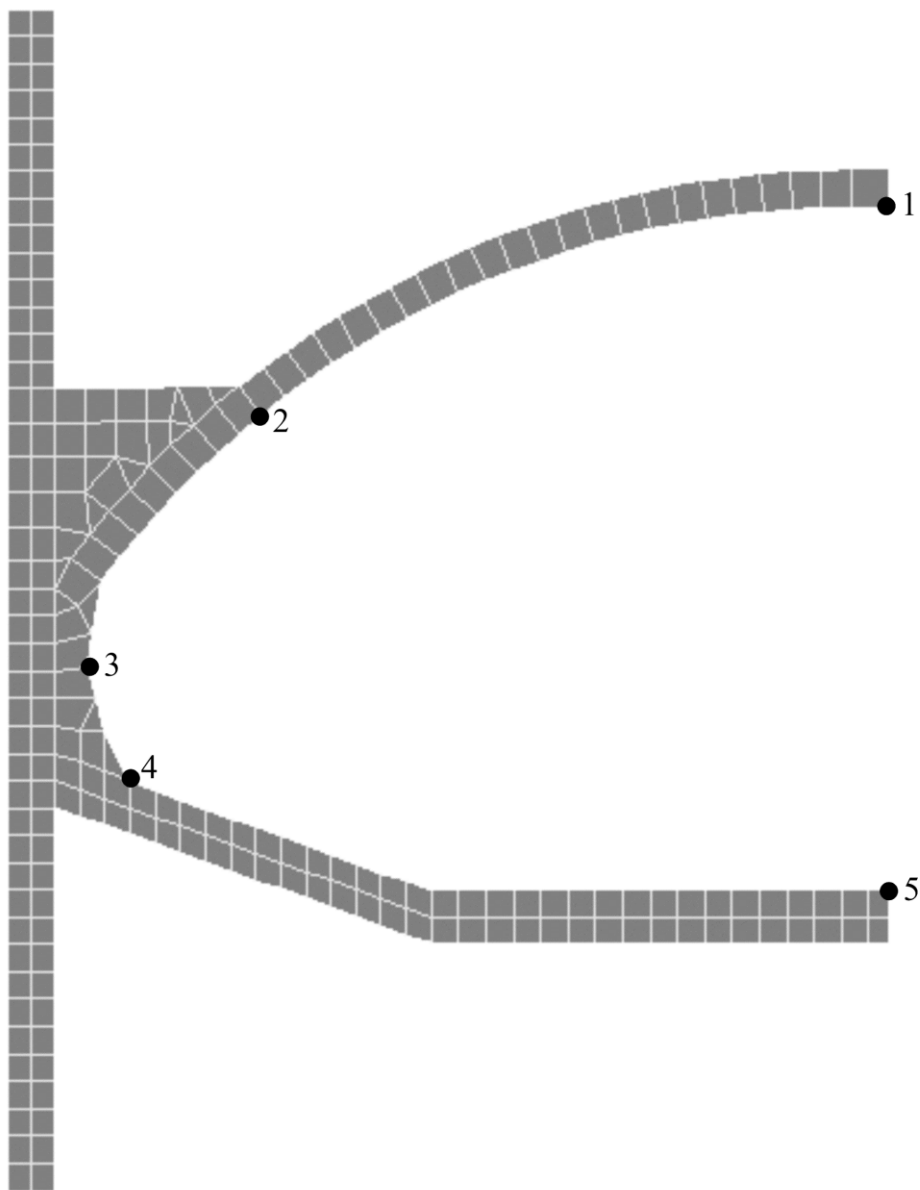


Рис. 22. Схема точок концентрації напружень

Модель для наскрізної проходки

Модель для стандартної станції



Рис. 23. Ізополя та ізолінії напружень в фрагменті моделі від власної ваги та рухомого навантаження НК-80: а) нормальних по осі X; б) нормальних по осі Z; в) дотичних в площині XZ

Для подальшого розрахунку конструкції на міцність, який буде проводитися лише по бетону, тобто на тріщиностійкість, також застосуємо формулу четвертої теорію міцності (енергетична). Розрахунок за еквівалентними напруженнями проведемо у вигляді таблиці 5.

Таблиця 5

Розрахунок еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності

Номер точки	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа/ Запас міцності
	Нормальне по осі X	Нормальне по осі Z	Дотичне в площині XZ	
Точка 1	9,22	0,26	-4,34	11,9/1,76
Точка 2	-7,89	-4,72	-6,53	15,8/1,33
Точка 3	-2,18	-13,4	1,49	14,8/1,41
Точка 4	-15,5	-3,47	3,69	18,6/1,13
Точка 5	9,22	0,26	2,23	10,1/2,1

Як видно із наведеної таблиці 5, еквівалентні напруження в точках концентрації змінилися: в точці 2 майже не змінилися, в точці 5 збільшилися, а в інших точках збільшилися, причому в точці 3 вони зменшилися. Точка 3 розміщується в центральній частині стіни, тому причиною такої картини є вплив збільшення висоти стіни, так як в конструкції для наскрізної проходки вставка висотою 2 метри переносить місце максимального розпору склепіння вище, і він розподіляється не в стіні станції, а в «стіні в ґрунті». Про це свідчить розподіл горизонтальних напружень в точці 3: 0,08 МПа в моделі станції для наскрізної проходки та -2,18 МПа в моделі стандартної станції. Збільшення висоти стіни призводить до значного позитивного перерозподілу горизонтальних напружень, викликаних розпором склепіння. Таким чином, нова конструкція станції в результаті порівняльного аналізу є всебічно обґрунтованою та на відміну від стандартної конструкції має особливі переваги.

7. Інноваційні технології будівництва та реконструкції підземних споруд в складних інженерно-геологічних умовах

Збільшення об'ємів підземного будівництва метрополітенів в великих містах і тунелів різного призначення, особливо в складних інженерно-геологічних умовах, викликає необхідність в розробці нових і вдосконаленні діючих технологій їх спорудження.

Досвід будівництва та експлуатації підземних об'єктів підтвердив позитивні аспекти освоєння підземного простору і свідчить про високий рівень його економічної доцільності. Тому освоєння підземного простору в Україні є загальнодержавною справою, її ресурсом і стратегією, важливим напрямком економічної політики розвитку держави в нових умовах, що має велике соціальне значення.

Стратегія освоєння підземного простору великих міст в Україні одержала свій розвиток в останні десятиріччя, в тому числі в програмних документах Кабінету міністрів України. В них обґрунтовані основні положення підземного будівництва, які включають теоретичні розробки та науково-технічне забезпечення всіх основних заходів при їх реалізації в практику.

Серед ряду технічних, соціально-економічних, і екологічних факторів, що впливають на доцільність та перспективи освоєння підземного простору великих міст, важливу роль відіграє урахування інженерно-геологічних особливостей будівництва підземних об'єктів.

Перспективними і ефективними напрямками в вирішенні задач спорудження тунелів різноманітного призначення при їх будівництві та реконструкції, які розробляються вітчизняними вченими за останні роки, є цілеспрямоване вивчення аналітичними та експериментальними методами поведінки системи «кріплення–грунтовий масив» з метою вибору найбільш раціональних, з точки зору безпеки та економічної ефективності, будівельних конструкцій. Все це в значній мірі впливає на розробку сучасних технологій підземного будівництва споруд різного призначення в складних інженерно-геологічних умовах.

Таким чином, задача розробки нових та вдосконалення діючих технологій будівництва та реконструкції тунелів різноманітного призначення, підвищення їх стійкості і довговічності та зниженні загальних витрат при комплексному освоєнні підземного простору, є актуальною і її вирішення має велике науково-практичне значення.

Однією з найбільш складних задач, яка повинна вирішуватися при впровадженні нових програм, є будівництво тунельних виробок для споруд різноманітного призначення та забезпечення їх стійкості, міцності, надійності, довговічності та економічності на всіх стадіях життєвого циклу (будівництва, експлуатації, реконструкції).

При будівництві крупних підземних споруд необхідно всебічно враховувати позитивні властивості ґрунтового масиву при розробці і реалізації високопродуктивних технологій будівництва та впроваджувати економічні конструкції і матеріали для найбільш раціонального їх використання.

Головна проблема при цьому полягає в забезпеченні обґрунтованого рівня надійності та екологічної безпеки великих підземних споруд, зниженні капітальних, експлуатаційних та загальних затрат, що досягається шляхом вирішення наступних наукових задач:

- встановлення ступеню стійкості виробки під дією зовнішніх навантажень та впливів, особливо сейсмічних хвиль;
- вивчення геотехнічних процесів в нестійких ґрунтових масивах та розробка технологій будівництва в них великих споруд;
- розробка методів розрахунку міцності, надійності та довговічності конструкцій оправи і обґрунтування її конструктивно-технологічних параметрів;
- розробка високоефективних технологій будівництва і реконструкції тунелів різноманітного призначення та обґрунтування їх найбільш раціональних параметрів;
- розвиток інноваційних технологій утилізації попутних матеріалів, що утворюються при розробці виробок;
- розробка надійної і довговічної конструкції гумових ущільнювачів для герметизації тунельної оправи і встановлення гарантійних термінів збереження їх експлуатаційних характеристик;
- розробка кількісної методики діагностики та оцінки технічного стану залізобетонних конструкцій оправи на стадії експлуатації;
- обґрунтування параметрів систем та технологій ремонту залізобетонних конструкцій підземних споруд при їх реконструкції;
- розробка поліфункціональних заглиблених споруд, що поєднують комплексні функції, дослідження їх енергоефективності, обґрунтування техніко-економічної ефективності.

При розв'язанні указаних задач вирішена проблема підвищення стійкості,

довговічності та економічної ефективності великих підземних споруд в різних гірничо-геологічних умовах.

В результаті виконаних експериментальних досліджень встановлено, що над тунельною виробкою, яка проходиться у в'язких ґрунтах, утворюється зона деформування у вигляді призми зсуву та склепіння тиску. Отримані при моделюванні результати дозволили уточнити об'ємні сили, які діють в межах призми зсуву на тимчасове кріплення в вибої горизонтальної тунельної виробки. Виконані аналітичні дослідження дозволили вивести, що в залежності від вибору технології можна виключити небезпечні деформації.

Аналітичним шляхом визначені параметри склепіння тиску і призми зсуву, а також розрахована несуча здатність тимчасового кріплення.

На основі теоретичних розробок створено комплекс високоефективних та екологічно безпечних технологій будівництва та реконструкції підземних виробок в складних інженерно-геологічних умовах, який полягає в наступному. Для забезпечення високого рівня стійкості та техногенної надійності виробок, що проходяться, при будівництві нових ліній Київського метрополітену були розроблені, застосовані та впроваджені нові технології спорудження вертикальних, похилих та горизонтальних виробок середнього і великого діаметрів:

- технології проходки вертикальних виробок із застосуванням спеціальних способів, включаючи опускні секції оправи, продавлювання, буронабивні січні палі, розробка ґрунту з гідропригрузом і задавлювання секцій оправи шахтного стовбура з кільцевої штольні, що знаходиться вище рівня ґрунтових вод (безлюдна виїмка ґрунту при проходці стовбура);

- технологія проходки похилих (ескалаторних) тунелів діаметром 9,5; 10,1 м суцільним вибоєм з попереднім заморожуванням водонасичених ґрунтів і створенням штучного льодогрунтового огороження навколо виробки, що проходиться;

- технологія проведення горизонтальних тунельних виробок (станційні тунелі, камери з'їздів, блоки технічних приміщень, суміщені тягові підстанції й інші) суцільним вибоєм;

- технологія перегону Київського механізованого щита та щита «Херренкнехт» через раніш збудовані станційні тунелі без спорудження монтажних і демонтажних камер;

- технологія герметизації горизонтальних і похилих ходів з допомогою гумових ущільнювачів замість свинцевих, що дало змогу відмовитись від

дорогої чавунної оправи та перейти на більш дешеву залізобетонну оправу і підвищити надійність герметизації її поперечних і повздовжніх стиків.

Особливе місце в забезпеченні високих темпів будівництва ліній метрополітену займає спорудження вертикальних стовбурів. При будівництві Сирецько-Печерської лінії Київського метрополітену було пройдено 7 стовбурів глибиною 75...90 м із застосуванням нових технологій. При цьому їхні верхні частини до слабких водонасичених ґрунтів проходились гірським способом. Потім зі спеціально пройденої кільцевої штольні робили задавлювання секцій оправи з їхнім нарощуванням у верхній частині. Крім того, продавлювання (опускання) секцій здійснюється з використанням тиксотропного розчину і гідропригруза.

Для кріплення виробок метрополітенів і тунелів в складних інженерно-геологічних умовах були розроблені суцільносекційні і збірні залізобетонні оправи різного призначення. Була запроєктована суцільносекційна оправа для кріплення перегінних тунелів мілкового закладення із бетону на напруженому цементі. Було споруджено більше 5 км тунелів з таким кріпленням без склеювальної гідроізоляції. Була також запроєктована і застосована збірна залізобетонна оправа з зовнішнім діаметром 10,1 м для кріплення ескалаторних тунелів. Для тунельних виробок різного призначення (перегінні тунелі, навколостовбурні виробки, стовбури) в складних умовах були розроблені конструкційні оправи з універсальних залізобетонних блоків типу Н-61, К-61, С-61, а також нові конструкції оправи перегінних тунелів типу Н-56, К-56, С-56 і НС-56 з криволінійними шпильками, які розроблені за технологією німецької фірми «Вірт».

Для всіх основних конструкцій залізобетонної оправи, яка застосовується у водонасичених ґрунтах, були розроблені гумові ущільнювальні елементи стиків спеціальної конструкції для герметизації стиків по повздовжніх і поперечних бортах тубінгів і блоків. Це дозволило замінити дорогу чавунну оправу, що разом із застосуванням нових технологій дало значний економічний ефект.

На даний час у Києві споруджено унікальний підземний об'єкт – громадсько-культурний центр на Майдані незалежності. Будівництво комплексу вимагало застосування високого рівня організації робіт, використання нових технологій та матеріалів.

При спорудженні зазначеного об'єкта було розроблено і вивезено близько 300 тис. куб. метрів ґрунту, покладено більш 30 тис. куб. метрів монолітного

бетону й залізобетону і близько 4,5 тис. тон металоконструкцій.

Таким чином, при будівництві підземного комплексу споруд на Майдані незалежності у м. Києві була реалізована система вирішення крупної містобудівної проблеми на основі фундаментальних науково-технічних, дослідно-конструкторських і виробничих розробок. Такий досвід прискореного спорудження важливого центра корисний при великому підземному будівництві в інших містах України.

В останні роки при будівництві тунелів метрополітенів в Україні і у світі намітився перехід на мілке закладення об'єктів. Це пов'язано з більш економічним будівництвом і експлуатацією в складних умовах і освоєння підземного простору великих міст. Так, наприклад, в м. Києві розгорнуто будівництво Куренівсько-Червоноармійської лінії метрополітену від станції «Либідська» до станції «Виставковий центр». Складні інженерно-геологічні умови викликали необхідність застосування нової техніки. Для проходки перегінних тунелів використовуються щити класу EPB з ґрунтовим пригрузом німецьких фірм «Вірт» і «Херренкнехт». Щит фірми «Вірт» діаметром 6,25 м має роторний виконавчий орган, який може розробляти породи й ґрунти достатньо високої міцності. Проте для умов будівництва характерні слабкі ґрунти, які представлені пісками, супісками, суглинками і спонділовими глинами. Основна складність при проходці полягає в їх недостатній стійкості. Однак нові щити типу EPB дозволяють здійснювати високоефективне проведення виробок з міцним залізобетонним кріпленням.

Високий рівень технологічності проходки перегінного тунелю у вказаному напрямку досягається також використанням щитового комплексу «Херренкнехт» типу ТВ-62В, діаметром 6,5 м з ґрунтовим пригрузом.

Таким чином, застосування нових технологій і нової, в тому числі закордонної техніки, дозволяє вирішувати складні інженерні задачі з підземного будівництва в Україні.

В останнє десятиріччя ВАТ «Київметробуд» виконує роботи по будівництву тунелів та інших підземних споруд на Дністровській гідроакумулюючій електростанції (ГАЕС) в місті Новодністровськ Чернівецької області України. На данному об'єкті виконується комплекс гірничих робіт по проходці дренажних тунелів з використанням механізованих щитів. Крім того проходяться вертикальні водоводи за допомогою спеціального механізованого комплексу, напірні горизонтальні та відвідні водоводи з використанням самоходних бурових установок СБУ-2Б та виконанням буро

вибухових робі. Виконуються також і бетонні роботи із застосуванням пересувних опалубок.

За період будівництва пройдено горизонтальних водоводів діаметром 7,5 м – 3300 м, вертикальних водоводів діаметром 8,55 м – 583 м, відвідних водоводів діаметром 9,3 м – 380 м та дренажних штолень діаметром 2,1 м – 1500 м і 5,65 м – 2600 м. Всього виконано робіт по виїмці породи в кількості 31,1 тис. м³, укладено монолітного бетону 75,0 тис. м³ та змонтовано збірного залізобетону – 12,4 тис. м³.

Таким чином, розвиток сучасних технологій в Україні та в світі надає змогу розвивати програму по освоєнню підземного простору і ефективно проводити роботи за допомогою сучасної техніки в складних інженерно-геологічних умовах. Подальші роботи в цій області полягають у розробці більш ефективних технологій при освоєнні підземного простору, які дозволять науково обґрунтовано та доцільно на практиці створювати важливі для економіки України підземні споруди різного призначення.

8. Вирішення проблеми комплексного освоєння підземного простору в Україні

В останні десятиліття в розвинутих країнах світу, таких як США, Великобританія, Франція й ін. проблема комплексного використання підземного простору великих міст є загальнодержавною і ґрунтується на залученні інвестицій, включаючи приватний капітал. Ця проблема пов'язана з подальшим розвитком інфраструктури міст-мегаполісів: транспортної, енергетичної, екологічної й ін.

Досвід освоєння підземного простору великих міст у закордонних країнах указує на високий рівень його економічної доцільності, що, в остаточному підсумку, підтверджує загальну ефективність і безпеку складної системи. Тому освоєння підземного простору в Україні є загальнодержавною справою, її ресурсом і стратегією, важливим напрямком економічної політики розвитку держави в нових умовах.

Стратегія освоєння підземного простору великих міст в Україні одержала свій розвиток в останні роки після розробки стратегії, яка включає теоретичні розробки, науково-технічне забезпечення, нормативно-методичну основу, експериментальне проектування і будівництво, передові технології виробництва будівельно-монтажних робіт, і, головне, вона включає

законодавче забезпечення всіх основних заходів при її реалізації в практику.

Особливо важливе значення при освоєнні програми здобувають геотехнічні умови будівництва підземних об'єктів в Україні.

Серед ряду технічних, соціально-економічних і екологічних факторів, що впливають на доцільність і перспективи освоєння підземного простору великих міських утворень, велику роль грає облік інженерно-геологічних особливостей будівництва підземного об'єкта. Причому детальне вивчення гірничо – і гідрогеологічних умов будівництва визначає вибір найбільш раціональних, якщо не оптимальних рішень задачі розрахунку параметрів взаємодії елементів складної системи «гірський масив – гірнична виробка». У результаті техніко-економічне обґрунтування будівництва на початковому етапі дозволяє чітко вирішити наступні науково-технічні задачі:

- установити ступінь стійкості породного масиву при утворенні в ньому особливо тунелів різноманітного призначення;
- вибрати метод розрахунку міцностних характеристик оправи і розробити її конструктивні параметри;
- розробити технологію будівництва і вибрати найбільш раціональне гірничо-будівельне устаткування.

Як відомо, при складних інженерно-геологічних умовах будівництва підземних об'єктів, виникає необхідність в обґрунтуванні й ефективному застосуванні спеціальних методів будівництва, до числа яких відносяться наступні: штучне заморожування водомістких ґрунтів, штучне зниження рівня ґрунтових вод, опускні колодязі і тунельні секції, спосіб продавлювання тунельних конструкцій крізь ґрунтову товщу, хімічне закріплення і тампонаж слабких ґрунтів, «стіна в ґрунті», пальове й анкерне кріплення стінок виїмок і котлованів, фізико-технічні впливи на масив, структурне закріплення ґрунтів та ін.

В даний час рішення таких задач може бути виконано великими спеціалізованими організаціями, до числа яких відноситься створена 10 років тому Державна корпорація «Укрметротоннельстрой». Найбільший внесок у рішення транспортної проблеми у великих містах України вносить корпорація, яка створена, щоб будувати складні транспортні системи метрополітенів, основні показники яких наведені в таблиці 6.

Як видно з представлених у табл. 6. даних в Україні існує значне відставання по транспортному насиченню великих міст метрополітенами. Крім того, при будівництві найбільш складних об'єктів метрополітену – станцій,

переважає закритий спосіб робіт, що є найбільш трудомістким і низькошвидкісним.

Таблиця 4.1.

Основні показники діючих метрополітенів в Україні

№ п/п	Показник	Одиниця виміру	Київ	Харків	Дніпропетровськ	Усього в Україні
1	Кількість ліній	шт	3	3	1	7
2	Кількість вузлів пересадження	шт	3	3	-	6
3	Кількість станцій у т.ч.	шт	50	29	6	85
	– закритого способу робіт	шт	20	6	5	31
	– відкритого способу робіт	шт	24	23	1	48
	– наземних	шт	6	-	-	6
4	Довжина ліній будівельна	км	71,17	40,3	9,0	120,47
5	Довжина ліній експлуатаційна	км	65,06	38,1	7,09	110,25
6	Довжина станційних платформ	м	102	102	102	-
7	Кількість вагонів у поїзді	шт	5	5	5	-
8	Частота руху поїздів					
	- проектна	пара/год	40	40	40	40
	- фактична	пара/год	40-48	32	8	27
9	Середньодобові перевезення пасажирів	млн. люд.	1,4	0,7	0,07	2,17
10	Кількість населення в місті	млн. люд.	2,63	1,5	1,1	45,49
11	Щільність ліній метро	км/млн	24,7	25,4	6,44	2,43
12	Рік пуску першої черги	рік	1960	1975	1995	-

Так при будівництві станційних тунелів закритим способом при відсутності високопродуктивних станційних щитів і напівщитів, темпи проведення виробітків досягають 25 – 35 м на місяць. У зв'язку з цим більш продуктивним за умовами високого рівня індустріалізації будівництва є зведення станцій відкритим способом чи їхнє спорудження як поверхневих об'єктів. Однак реалізація таких варіантів утруднена через сформовані тенденції будівництва ліній і станцій метрополітену, особливо в м. Києві і Дніпропетровську, із застосуванням способу глибокого закладення. Цей спосіб обраний насамперед через складні гірничо- і гідрогеологічні умови у верхніх шарах породних і ґрунтових утворень. У результаті при проектному проробленні вибираються варіанти глибокого закладення ліній метрополітену у відносно стійкій породно-ґрунтовій товщі, над якою знаходяться слабкі і водонасичені ґрунтові утворення.

Для забезпечення високого рівня техногенної надійності і стійкості прохідних виробок при будівництві нових ліній Київського метрополітену були розроблені і застосовані технології спорудження вертикальних, похилих і горизонтальних виробок середнього і великого діаметрів:

- технології проходки вертикальних виробок із застосуванням спеціальних способів, включаючи опускні секції оправи, продавлювання, буронабивні січні палі, розробка ґрунту з гідропригрузом і задавлювання секцій оправи шахтного стовбура з кільцевої штольні, що знаходиться вище рівня ґрунтових вод (безлюдна виїмка ґрунту при проходці стовбура);

- технологія проходки похилих (ескалаторних) тунелів діаметром 9,5 і 10, 5 м суцільним вибоєм з попереднім заморожуванням водонасичених ґрунтів і створенням штучного кригоґрунтового огороження навколо прохідної виробки;

- технології проведення горизонтальних тунельних виробок (станційні тунелі, камери з'їздів, блоки технічних приміщень, мережні тягові підстанції й ін.) суцільним вибоєм;

- технології спорудження перегінних тунелів із застосуванням механізованих щитів типу «Київський».

Разом з тим, за умовами будівництва й експлуатації метрополітенів глибокого закладення, їх можна віднести до високовитратних як за фінансовими показниками, так і по витратам енергії в процесі експлуатації, особливо ескалаторних тунелів, а також за умовами вентиляції і водовідливу.

Особливе місце в забезпеченні високих темпів будівництва ліній

метрополітену займає необхідність у спорудженні через 600 – 700 м вертикальних стовбурів і біляствольних виробок з підхідними для підйому розроблювального ґрунту, водовідливу і вентиляції, а також для спуску кріплення, матеріалів і устаткування. Так при будівництві Сирецько-Печерської лінії Київського метрополітену було пройдено 5 стовбурів (№221 – 217) глибиною 76 – 90 м із застосуванням нових технологій. При цьому їхні верхні частини, до слабких водонасичених ґрунтів проходять гірничим способом. Потім зі спеціально пройденої кільцевої штольні роблять задавлювання секцій оправи з їхнім нарощуванням у верхній частині. Крім того, продавлювання (опускання) секцій здійснюється з використанням тиксотропного розчину і гідропригруза. Після входу кріплення в наглинок і глину здійснювався перехід на гірський спосіб з підведенням кілець оправи знизу.

При цьому у водонасичених ґрунтах була застосована високоекономічна залізобетонна збірна оправа з гумовими ущільнювальними елементами. Це дозволило замінити дорогу чавунну оправа, що разом із застосуванням нових технологій дало значний економічний ефект.

Разом з тим, незважаючи на досягнуті високі результати при застосуванні нових технологій будівництва метрополітенів існує нагальна потреба в розробці нової стратегії. Одним зі шляхів у виборі нових рішень є перехід у великих містах на метод будівництва ліній метрополітену неглибокого закладення чи закладення на денній поверхні.

Так, досвід будівництва Сирецько-Печерської лінії на лівому березі Дніпра в м. Києві показав перспективність і економічність такого закладення ліній вище рівня ґрунтових вод основного водоносного горизонту. Крім того, при будівництві й експлуатації Святошин-Броварської лінії метрополітену також на лівому березі Дніпра в м. Києві на поверхні з використанням спеціальних конструкцій насипів і огорожень зі спорудженням поверхневих конструкцій станцій досягається значна економія матеріальних засобів і енергії.

Така тенденція у виборі перспективних технологій будівництва нових ліній метрополітену може бути реалізована насамперед у м. Харкові й особливо в Дніпропетровську. Будівництво другої черги метрополітену в м. Дніпропетровську може бути здійснена від станції «Дніпро» уздовж берега гребного каналу, що в перспективі дозволить зв'язати транспортною артерією три найбільших жилмасива міста: «Перемога», «Сокіл» і «Тополя». При будівництві 3-й черги ліній метрополітену в лівобережній частині може бути використаний досвід спорудження Святошин-Броварської лінії метрополітену в

м. Києві.

Розглянуті варіанти будівництва метрополітенів у великих містах України є лише частиною загальної проблеми освоєння підземного простору великих міст, особливо в тій її частині, що стосується його комплексного використання. У цьому зв'язку в м. Києві за останні роки були виконані великі обсяги робіт з реконструкції існуючих і створенню торгових комплексів, сполучених з наявними підземними переходами і станціями метрополітенів. Як приклад відзначимо успішне будівництво великих торгових підземних комплексів у районах Площ Незалежності, Львівської і бульвару Дружби народів. Причому першим прикладом комплексного використання підземного простору було будівництво в м. Києві торгово-транспортного центра на Площі незалежності, у якому були з'єднані підземний пішохідний перехід, входи в підземний вестибюль станції метрополітену, різні торгові й ін. об'єкти суспільного призначення.

Іншим прикладом використання підземного простору в чіткому зв'язку з будівництвом метрополітену є спорудження комплексу об'єктів метрополітену (станція «Львівська площа») і об'єктів торгівлі і сервісу, що обслуговують пасажирів метрополітену і жителів прилягаючих районів м. Києва.

Такий раціональний підхід дозволяє в сучасних умовах залучати різноманітні інвестиції в будівництво підземних об'єктів, капіталовкладення в який значно перевищують такі в наземному будівництві. Причому рівень окупності інвестицій при комплексному використанні підземного об'єкта є дуже високим.

Важливу роль у підтримці високого рівня експлуатаційної надійності грає реконструкція і будівництво у великих містах каналізаційних колекторів.

Прикладом перспективного планування і прийняття ефективного проектного рішення є будівництво другої лінії головного міського каналізаційного колектора в м. Києві. Його загальна довжина складає 9747 м при глибині закладення від 10 до 62 м у залежності від рельєфу місцевості. При цьому по всій довжині тунеля проходиться 9 стовбурів глибиною від 10 до 45 м і діаметром 6,1 м. Колекторний тунель повинний мати ухил $i=0,0005$, діаметр у світлі 2976 мм, а його максимальна розрахункова пропускна здатність складати $8,6 \text{ м}^3/\text{с}$.

Зовнішній діаметр колектора дорівнює 3636 мм. Як оправа застосовується комбінована багатошарова оправа, яка складена з залізобетонних блоків, на внутрішню поверхню якої наноситься захисний шар

(цементна стяжка) товщиною 20 мм і залізобетонна сорочка товщиною 140 мм. У заобробний простір здійснюється нагнітання цементно-піщаного розчину. Така конструкція забезпечує високий рівень гідроізоляційних властивостей матеріалу кріпи і його міцностних характеристик, а також зменшення гідравлічного опору колектора.

Будівництво другої лінії Головного міського каналізаційного колектора здійснюється паралельно з існуючою першою ниткою на відстані 200 – 250 м від її, що в перспективі дозволить мати міську колекторну систему з більш високим рівнем експлуатаційно-ремонтної надійності.

Таким чином, основою успішного освоєння підземного простору в Україні є розвиток великих спеціалізованих організацій, таких, як «Укрметротунельбуд», що виконує провідну роль у проектуванні і будівництві метрополітенів і інших підземних об'єктів різного призначення. Досвід роботи корпорації показав, що вона може будувати великі об'єкти різного призначення, при цьому забезпечуючи збільшення темпів і якості їхнього будівництва з урахуванням комплексного застосування технічних і містобудівних рішень при освоєнні підземного простору особливо у великих містах України.

9. Техніко-економічне й екологічне обґрунтування ефективності нових технологій проведення тунельних виробок

Науково обґрунтований вибір і обґрунтування важливих технічних і технологічних рішень дозволяє в першу чергу здешевіти будівництво підземних споруд Київського метрополітену, зменшити терміни будівництва об'єктів, спростити технологічні схеми, застосовувати оптимальні матеріали, вироби і конструкції. Прикладом такого підходу є розробка, виготовлення і застосування збірних водонепроникних обробок для проходки вертикальних, горизонтальних і похилих виробок у слабких і обводнених ґрунтах при будівництві Київського метрополітену. Залізобетонна оправа діаметром 10,1 м з гумовим ущільненням стиків розроблена для кріплення ескалаторних тунелів метрополітену в пливунних і обводнених ґрунтах і розрахована на чотири стрічки ескалатора і вперше в історії метробудування в країнах СНД впроваджена при проходці ескалаторного тунелю станції Сирецька. Залізобетонна оправа діаметром 6,1 м розроблена для проходки вертикальних і горизонтальних виробок об'єктів метрополітену. В даний час оправа впроваджена на об'єктах ділянки Сирецько-Печерської лінії метрополітену.

Для підвищення гідроізоляційних властивостей при спорудженні платформної ділянки станції Сирецька розроблена збірна залізобетонна оправа діаметрами 8,5 і 9,5 м з гумовим ущільненням стиків.

Удосконалювання і створення нових технологій, конструкцій, подальша механізація процесів гірничокапітальних і будівельно-монтажних робіт, упровадження енерго- і ресурсозберігаючих технологій у метро- і тунелебудуванні дозволяє істотно знизити вартість робіт.

Економічна ефективність визначається по порівнюваних витратах, включаючи капітальні й експлуатаційні витрати, з урахуванням чисельності штату трудящих по ділянці і коефіцієнта додаткових капітальних вкладень. В експлуатаційні витрати по варіантах враховуються: основна і додаткова заробітна плата, нарахування на заробітну плату, електро- і пневмоенергія, матеріали, витрати на експлуатацію машин і механізмів.

З порівнюваних варіантів більш ефективним вважається той, котрий забезпечує зниження трудовитрат, матеріалів і енергоємності при будівництві, а також загальне зниження його вартості.

У роботі засновані нові технології і виконана оцінка їхніх техніко-економічних показників на основі порівняння варіантів.

Технологія проведення горизонтальних виробок (8,5 м і більш) суцільним вибоєм порівнюється з технологією будівництва станційної виробки на ділянці з раніше пройденим пілот-тунелем.

Ефективність технології перевезу щитового комплексу через раніш пройдений тунель оцінюється по зниженню капітальних і експлуатаційних витрат у порівнянні з традиційним варіантом, що включає спорудження демонтажної камери наприкінці перегону, демонтаж комплексу, транспортування його на поверхню, спорудження монтажної камери, спуск і монтаж комплексу в ній.

При будівництві Сирецько-Печерської лінії Київського метрополітену були реалізовані варіанти проходки стовбурів по нових технологіях, що включають спосіб продавлювання залізобетонної оправи тунелю з проміжного горизонту, проходку верхньої частини стовбура способом буронабивних паль, застосування уніфікованої залізобетонної оправи з гумовим ущільненням.

Дані варіанти порівнювалися з технологіями, що включають традиційний гірничий спосіб чи спосіб проходки стовбура в попередньо заморожених ґрунтах.

Як слідує з наведених даних впровадження розроблених нових технологій

при будівництві виробок різного призначення Київського метрополітену забезпечило одержання високих техніко-економічних показників і економічний ефект у сумі більш 184 млн. грн.

Однією з найважливіших умов застосування нових технологій при будівництві Київського метрополітену є забезпечення високого рівня техногенно-екологічної безпеки.

Відповідно до існуючих будівельних норм та правил й екологічних вимогам при спорудженні підземних виробок повинні забезпечуватися збереженість земної поверхні, водяних ресурсів, а також виконуватися вимога раціонального використання надр.

Для забезпечення високого рівня стабільності земної поверхні при проведенні тунельних виробок, включаючи станційні тунелі, похилі ходи та ін. була застосована спеціальна технологія, що включає багатоярусне балкове кріплення вибою з металевою затяжкою (тимчасове кріплення), послідовну виїмку малих об'ємів ґрунту в ярусі (1/5 – 1/6 частина).

При зведенні постійної оправи її відставання від вибою допускалося тільки на одне кільце. Причому, на відстані, рівній двом ширинам кілець оправи, проводилося первинне нагнітання з попередньою зачеканкою швів. Виміри деформацій глинистих ґрунтів у вибоях станційних тунелів показали, що вони не перевищують декількох десятків міліметрів, причому в початковій стадії розкриття виробки до встановлення постійного кріплення і первинного нагнітання за оправи. У результаті не виникають небезпечні деформації вищележачих ґрунтових шарів аж до земної поверхні.

Технологія ярусного балкового кріплення застосована також при будівництві ескалаторних тунелів (діаметр тунелю 9,5-10,5 м). З метою виключення прориву підземних вод і порушення їхнього гідрогеологічного режиму, яке могло викликати деформування водонасиченої товщі аж до поверхні був застосований спеціальний спосіб штучного заморожування ґрунтових вод для створення кригоґрунтового огороження.

При будівництві стовбурів для виключення деформацій ґрунтів, які пересікаються і прориву підземних вод були застосовані наступні спеціальні способи:

- спосіб продавлювання збірної оправи з проміжної кільцевої штольні;
- спосіб захисту поверхні в зоні щільної міської забудови шляхом утворення спеціальної стінки з буронабивних січних палів;
- спосіб продавлювання тунельних секцій із проміжної конструкції, що

знаходиться на рівні нижнього кінця буронабивних паль.

В усіх перерахованих варіантах було виключено штучне заморожування водонасичених ґрунтів і створення кригоґрунтового огородження. Для запобігання прориву води у вибій з виносом ґрунту і деформуванням поверхні був застосований гідропригруз усередині стовбурів, які проходяться. Причому, рівень води в стовбурі перевищував рівень ґрунтових вод не менш чим на 1 м. Таким чином, створювався гідравлічний підпір, що перешкоджає прориву водонасичених ґрунтів у вибій стовбура.

Важливе значення при проходці виробок має раціональне використання розроблювальних ґрунтів. З цією метою при проведенні станційних і перегінних тунелів було запропоновано ефективно використовувати спондилові глини, що виймаються з ґрунтового масиву. Оскільки велика частина їхнього мінералогічного складу представлена пелитовою масою з карбонатним цементом (близько 65 % від об'єму), те є можливість одержувати з розроблювальних мас досить ефективну добавку при виробництві керамічних будівельних виробів.

Розроблювальні при проходці стовбурів і похилих ходів піски харківського і полтавського ярусів по своєму мінералогічному і фракційному складу придатні для застосування в якості наповнювачів при виробництві розчинів і бетонів.

Таким чином, при розробці і впровадженні нових технологій проходки тунелів різноманітного призначення при будівництві Київського метрополітену виконані всі основні вимоги техногенно-екологічної безпеки. Упровадження розроблених нових технологій при будівництві виробок різного призначення Сирецько-Печерської лінії Київського метрополітену забезпечило одержання високих техніко-економічних показників і економічний ефект у сумі більш 184 млн. грн.