

УДК 624.195

Мацюк Т.С., студ., Фролов О.О., к.т.н., доц., НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

МЕТОДИКА ВСТАНОВЛЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТАНЦІЇ МЕТРОПОЛІТЕНУ КОЛОННОГО ТИПУ

Різноманітність умов будівництва станцій метрополітену колонного типу визначає велику кількість варіантів конструктивного виконання і відповідно способів їхнього спорудження. Зокрема, у скельних необводнених тріщинуватих ґрунтах їх зводять із обробленням станційних тунелів з монолітного бетону і залізобетону, в обводнених сильнотріщинуватих скельних і малостійких ґрунтах – із чавунних тубінгів, а в щільних сухих глинах – зі збірного залізобетону. Загальна особливість цих способів складається у виконанні наступних основних етапів робіт:

- 1) проходка двох бічних тунелів станції із залишенням цілика ґрунту між ними;
- 2) зведення в бічних тунелях уздовж станції внутрішніх несучих конструкцій, основним елементом яких є колони;
- 3) спорудження середнього станційного тунелю у вигляді верхнього склепіння, що опирається на внутрішні несучі конструкції, і зворотного склепіння або лоткової плити.

Станція метрополітену колонного типу являє собою єдину великопрольотну просторову конструкцію, що містить значну кількість різних за формою і матеріалу елементів [1]. Тому послідовність виконання операцій при її спорудженні повинна бути такою, щоб забезпечити спільну роботу всіх елементів конструкцій станції. Важливою умовою є також одночасне включення в роботу колон, розташованих в одному поперечному перерізі станції. Крім того, у процесі спорудження станції повинні бути зведені до мінімуму зсуви опорних вузлів сполучення оброблення середнього та бічного тунелів. Найменший відступ від заданої технології може привести до деформацій конструкції та зсуву ґрунтового масиву. Спочатку споруджують бічні тунелі з випередженням вибоїв в 25-50 м, а потім середній тунель.

Інтенсивність гірського тиску на конструкцію станції не завжди відповідає по величині тиску ваги всієї вище розташованої товщі гірських порід. Зазвичай же при проектуванні станцій метрополітену глибокого закладення, що споруджують на глибинах 25 – 50 м і більше, приймається вага всієї товщі гірських порід [1].

При порівняно міцних шарах, що зустрічаються у звичайних умовах закладення станцій, покрівля потужністю понад 5 м може забезпечити часткове розвантаження конструкції станції, проліт якої досягає 25 м [2]. Покрівля, що складається з 2-3 таких шарів, потужністю приблизно в 5 м кожний, здатна розвантажити (приблизно на 30%) конструкцію станції, проліт якої становить близько 30 м, за рахунок роботи шарів на вигин у межах значних пружно-пластичних деформацій. Шари міцної покрівлі деформуються головним чином у процесі проходки пластично і приходять у деяку рівновагу лише після їхнього підкріплення. Породи покрівлі, розташовані безпосередньо над конструкцією, зазвичай пронизані безліччю тріщин, що виникли від прогину шару, а також внаслідок підривних робіт. Своєчасне закріплення виробок сприяє обмеженню розриву суцільності від прогину.

Для встановлення несучої здатності пропонується спосіб визначення вертикального гірського тиску, що передбачає утворення розвантажувального склепіння, нижче якого перебуває завалена порода, що утворює тиск на конструкцію оброблення (рис. 1). Розміри цього склепіння визначаються по методу проф. М. М. Протод'яконова. Стріла підйому розвантажувального склепіння, яка визначає максимальну ординату інтенсивності гірського тиску, дорівнює

$$h^1 = \frac{a_1}{f_{кр}}, \quad (1)$$

де a_1 – розрахунковий напівпроліт, рівний

$$a_1 = a + h \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (2)$$

де a – напівпроліт виробки; h – висота виробки; $f_{кр}$ – коефіцієнт міцності породи.

Також можуть зустрічатися випадки, коли заглиблення станції в стійкі корінні породи достатнє для утворення природного склепіння, що розвантажується, висотою h^1 . Тоді природне склепіння повинне бути розраховане по граничному стану рівноваги. При цьому необхідні натурні дослідження стійкості породи в розвідувальних виробках.

Несуча здатність розвантажувального склепіння покрівлі визначається розрахунком методами граничної рівноваги. При цьому припускають, що лінія тиску проходить через крайні точки ядра перетину розвантажувального склепіння.

Напруження в замку розвантажувального склепіння, визначається по формулі:

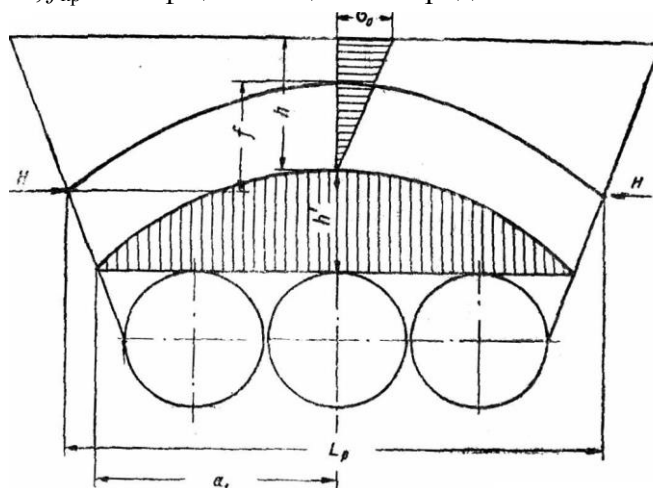


Рисунок 1. – Розрахункова схема визначення несучої здатності склепіння, що розвантажується, і визначення величини гірського тиску

$$\sigma_0 = \frac{2H}{bh}, \quad (3)$$

де H – розпір, рівний

$$H = \frac{qL_p^2}{8f}, \quad (4)$$

де q – інтенсивність навантаження; L_p – розрахунковий проліт; f – розрахункова стріла склепіння (лінії тиску).

Несуча здатність визначається шляхом порівняння отриманого по формулі (3) напруження σ_0 з межею міцності породи на стиск $R_{ст}$.

Якщо натурні дослідження та розрахунок склепіння переконують у достатній його міцності, то вертикальний нормативний тиск на конструкцію станції визначають так само, як при склепіньютворенні.

Якщо станція колонного типу розташовується в міцних породах і над нею утвориться природний розвантажуючий свід, то бічний тиск на конструкцію відсутній [4]. Як і при розрахунку більшості інших тунельних конструкцій, необхідно враховувати, що бічний тиск поліпшує умови їхньої роботи. Тому неврахування бічного тиску збільшує запас міцності конструкції і при малих його значеннях цілком допустимо.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Волков В.П. Тоннели и метрополитены. – М.: Транспорт, 1975. – 552 с.
2. Исследование статической работы несущих конструкций станций метрополитена колонного типа. – М.: ВНИИТС, 1956. – 48 с.
3. Строительство тоннелей и метрополитенов. Під ред. Д.М. Голіцинського, М.: Транспорт, 1989. – 319 с.