

© Г.І. Гайко¹, А.Л. Ган¹, О.В. Ган¹, Я.А. Симоненко¹, Д.В. Хлевнюк²

¹ Національний технічний університет України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», Київ, Україна

² Інститут гідромеханіки НАН України, Київ, Україна

ОБҐРУНТУВАННЯ СКЛЕПІНЧАСТИХ КОНСТРУКЦІЙ СТАНЦІЙ КИЇВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ В УМОВАХ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

© G. Hayko¹, A. Han¹, O. Han¹, Ya. Symonenko¹, D. Khlevnyk²

¹ National Technical University of Ukraine "Igor Sikorsky Kyiv Polytechnic Institute", Kyiv, Ukraine

² Institute of Hydromechanics of NASU, Kyiv, Ukraine

JUSTIFICATION OF VAULTED STRUCTURES OF THE KYIV UNDERGROUND STATION AS DESIGN IN TERMS OF SHALLOW FOUNDATION

Мета. Аналіз ефективності застосування та конкурентоспроможності однопрогінних конструкцій склепінчастого типу станцій метрополітену мілкового закладання. Для вирішення мети в роботі були поставлені наступні завдання:

1. Техніко-економічне порівняння запропонованих конструкцій станцій метрополітену мілкового закладання.

2. Розрахунок носійної здатності оправи.

Методика. Для вирішення поставлених задач було проведено: розрахунок об'ємів та вартості основних будівельно-монтажних робіт зі спорудження станції для різних конструкцій (на 0,75 п.м.); визначення нормальних сил та згинальних моментів в стиках оправи.

Результати. Під час проведення дослідження було визначено напружений стан блоків оправи при розв'язанні системи 11 лінійних рівнянь, які враховують вертикальні та горизонтальні навантаження, а також напруження відсічі породи на рівні стиків. Також проведено техніко-економічний аналіз за укрупненими показниками, який свідчить про конкурентні переваги запропонованих конструкцій серед однопрогінних конструкцій станцій метрополітену мілкового закладання.

Наукова новизна. Полягає в обґрунтуванні ефективності конструкцій та запровадженні різних конфігурацій односклепінчастого типу станцій метрополітену мілкового закладання.

Практична значимість. На основі техніко-економічного аналізу варіантів за укрупненими показниками, які подані в таблицях 2 та 3 видно, що варіант 3 у порівнянні з першим варіантом має зменшені витрати монолітного бетону, при цьому не виникає необхідності відхилитися від плану траси при спорудженні опорних тунелів і відповідно перебирати кільця оправи. Крім того, конструктивні особливості третього варіанту припускають можливість пропускання більш габаритного механізованого прохідницького комплексу в порівнянні з першим і другим варіантами.

Отримані результати розрахунків у комплексі із проведеним техніко-економічним порівнянням та обґрунтуванням запропонованих конструкцій свідчить про те, що запропоновані конструкції односклепінчастої станції з платформою острівного типу цілком задовольняють інженерно-геологічним умовам, мають достатню носійну здатність та є конкурентоспроможними серед однопрогінних конструкцій станцій метрополітену мілкового закладання.

Ключові слова: метрополітен, склепінчаста конструкція, односклепінчаста станція, оправа, мілке закладання, перегінний тунель, проектування, техніко-економічне порівняння.

Вступ. Справжнім структурним «каркасом», що охоплює область зосередження найбільшої функціональної активності геоурбаністичної системи столиці є Київський метрополітен [1]. Його протяжність на сьогодні складає 69,6 км і охоплює 52 станції. Згідно Генерального плану розвитку м. Києва та його приміської зони до 2025 р. [2] схема розвитку метрополітену передбачає продовження трьох існуючих ліній і будівництво однієї нової, причому загальна довжина ліній повинна досягти 141,4 км, кількість станцій 109, пересадочних вузлів між лініями метрополітену – 8, причому значна кількість станцій – мілкового закладання [3].

При будівництві перегінних тунелів і станцій метрополітенів широко використовуються конструкції і комплексна механізація гірничопрохідницьких робіт, що зводить до мінімуму затрати ручної праці. Індустріалізація будівництва забезпечує безперервне зростання швидкостей спорудження тунелів і підвищення їх якості.

Актуальність теми. В загальному обсязі капіталовкладень в підземне будівництво вартість основних конструкцій – оправ становить значну частину, тому одним із шляхів зниження вартості будівництва об'єктів метрополітену є вдосконалення конструкцій їх кріплення.

Останнім часом у вітчизняному і закордонному тунелебудуванні вбачається явна тенденція до масового переходу до збірних багатошарнірних оправ, особливо – попередньо обтиснутих породою. Цей вид тунельних конструкцій відрізняється економічністю, індустріальністю і дозволяє широко використовувати збірний залізобетон в масштабі всієї галузі [3].

З іншого боку, особливості статичної роботи багатошарнірних обробок, обтиснутих в породу, потребують специфічного підходу до їх проектування та розрахунку. Враховуючи значення станцій метрополітену, як захисних споруд цивільної безпеки при воєнних і терористичних ризиках, слід враховувати і цей аспект в проектних рішеннях.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Вплив фізико-механічних властивостей ґрунтового масиву на формування зміщень, навантажень та діючих зусиль конструкції обробки, формування напружено-деформованого стану «ґрунтовий масив-конструкція» та обґрунтування, власне, самих конструкцій станцій мілкового закладання досить ґрунтовно розглянуто в роботах [4–9], проте питання розрахунку носійної здатності однопрогонових конструкцій різних типів було вивчене недостатньо і потребує уваги дослідників.

Постановка завдання – метою роботи є аналіз конкурентоспроможності та ефективності застосування однопрогінних конструкцій склепінчастого типу станцій метрополітену в умовах мілкового закладання.

Основна частина. Розглянемо можливість застосування односклепінчастої станції з платформою острівного типу в реальних умовах київського метрополітену. В результаті геологорозвідувальних робіт було встановлено, що переріз проектної станції та підхідної виробки шахти на всьому своєму протязі вписується в товщу глини спондилової, напівтвердої, тугопластичної консистенції, з тонкими лінзами та прошарками сірого мілкового піску, місцями сильно тріщинуватої,

водопроникненій по тріщинам та піщаним прошаркам. Переріз шахтного ствола перетинає насипні ґрунти, суглинки легкі й середні, суглинки пилуваті, супісок пилуватий пластичний, піски мілкі, пісок мілкий мергелистий маловологий, суглинок, глину спондилову. Захисна товща глини достатня для спорудження станції без застосування спеціальних заходів робіт. Фізико-механічні характеристики та розрахункові параметри ґрунтів наведені у таблиці 1.

Таблиця 1

Фізико-механічних характеристик і розрахункових параметрів ґрунтів

№ п/п	Найменування ґрунтів	Природна вологість W, частки од.	Питома вага, т/м ³	Коефіцієнт фільтрації, м/добу	Кут внутрішнього тертя φ, град.	Сила зчеплення C, кг/см ²	Модуль деформації E, кг/см ²	Коефіцієнт міцності f по Протод'яконову	Індекс шару ґрунту по складності розробки
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Насипний ґрунт неоднорідний	0,18	1,70	-	-	-	-	-	26а
2	Пісок мілкий водонасичений	0,26	1,90	5,0	30	1	18	0,4	29а
3	Суглинок з прошарками піску м'яко- та текучопластичний	0,28	1,91	0,2	18	23	15	0,4	35а
4	Супісок з прошарками піску текучий	0,27	1,88	0,5–1,0	19	10	9	0,4	36а
5	Суглинок пилуватий (наглинок)	0,28	1,95	0,1	17	40	18	0,8	35в
6	Глина мергелиста м'яко-, тугопластична (глина спондилова)	0,22	1,98	0,001	14	80	25	1,0	8а

Для заданих умов розглянемо можливість застосування трьох можливих варіантів конструкцій станції (рис. 1–3). У всіх варіантах внутрішні конструкції станції запроектовані з урахуванням безперешкодного пропуску рухомого складу і розрахункового пасажиропотоку. Станція односклепинчаста з платформою острівного типу. Ширина платформи – 11.7 м, довжина – 102 м.

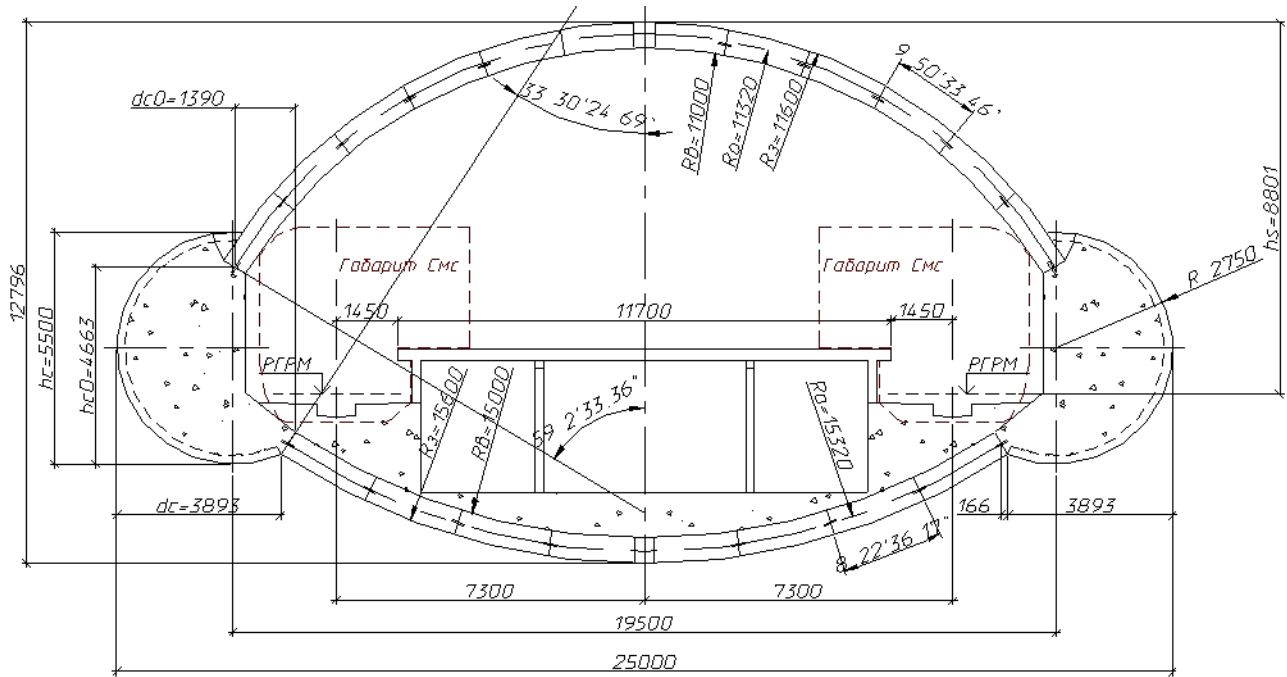


Рис. 1. Конструкція станції (1-й варіант)

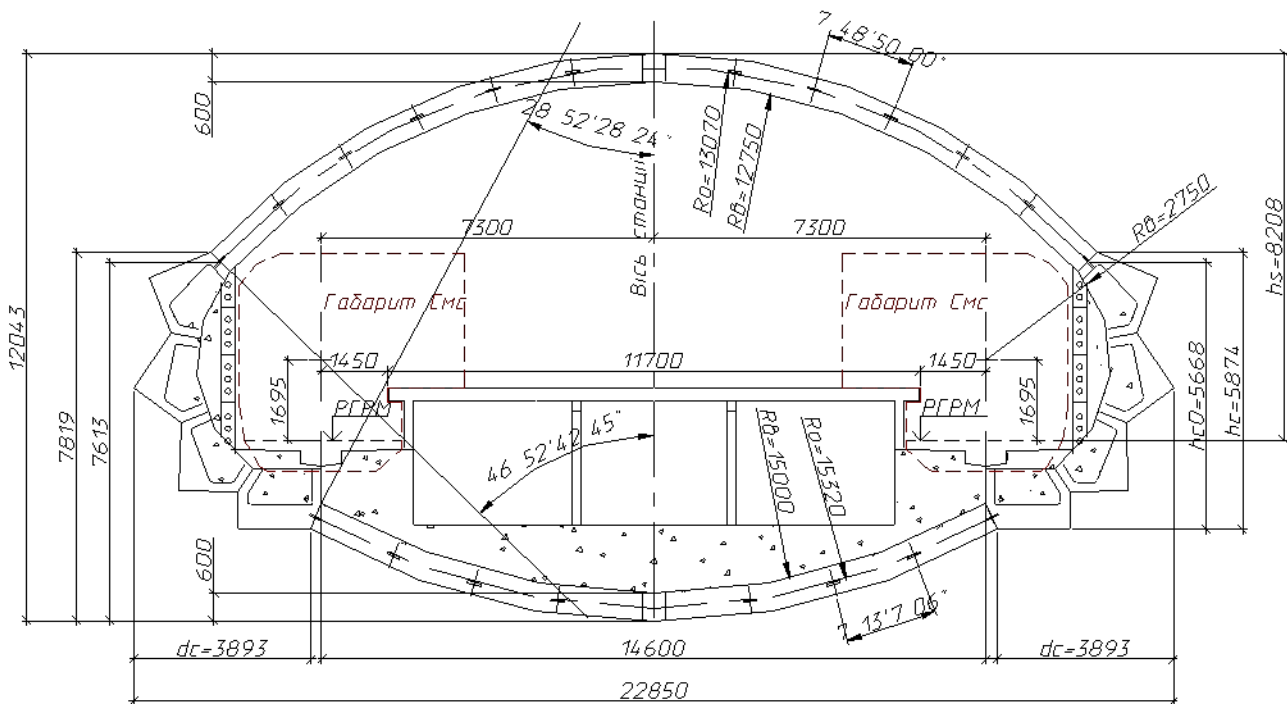


Рис. 2. Конструкція станції (2-й варіант)

Носійна конструкція станції включає верхнє склепіння, опорні стіни, та зворотнє склепіння (див. рис. 1–3).

Елементи конструкції виготовлені з бетону та залізобетону: верхнє склепіння збірне залізобетонне, стіни виконані з монолітного бетону для першого варіанту (див. рис. 1), для другого та третього варіантів (див. рис. 2, 3) – з залізобетонних блоків, зворотнє склепіння збірне залізобетонне.

Оправа верхнього склепіння – багатошарнірна, обтиснута в ґрунт. Склепіння кругового окреслення, постійної товщини збирається з залізобетонних блоків суцільного прямокутного поперечного перерізу, що виготовляються з бетону марки В35 з використанням прямого армування.

Ширина арок верхнього склепіння 0,75 м. Кількість елементів в арці 13 (включаючи замковий блок). Арки склепіння збираються без перев'язки швів. Величина радіусу кривизни верхнього склепіння становить: для 1 варіанту $R_0 = 11,32$ м.; для 2 варіанту – $R_0 = 13,070$ м.; для 3 варіанту – $R_0 = 13,761$ м.

Глуха торцева стіна станції виконана з монолітного залізобетону у вигляді плоскої конструкції (рис. 4). Конструкція стику в склепінні (рис. 5) передбачає паз для центральної шпильки, герметичність забезпечується за допомогою прокладок, розташованих у верхній та нижній частинах блоку. Бокові грані елементів склепіння плоскі. Радіальні стики блоків центровані, шарнірні, виконані з прокладками змінної товщини з вініпласту.

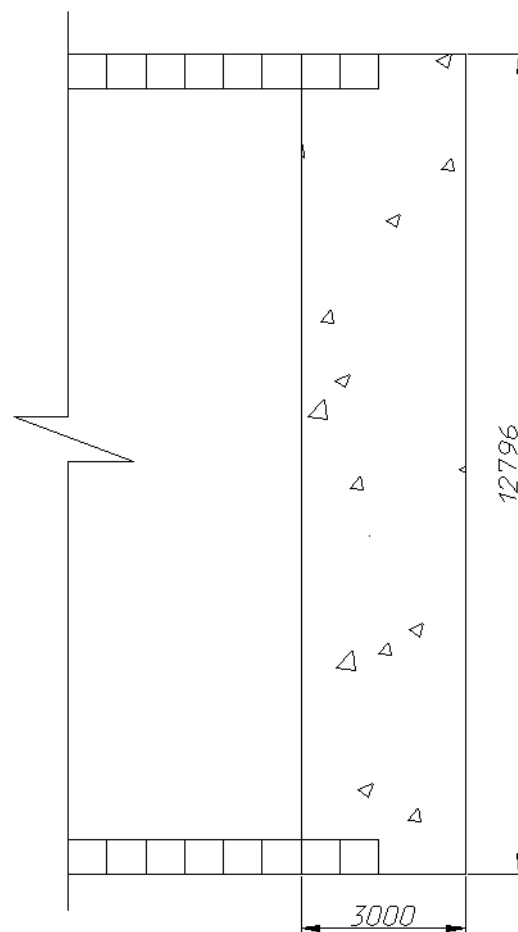


Рис. 4. Конструкція торцевої стіни

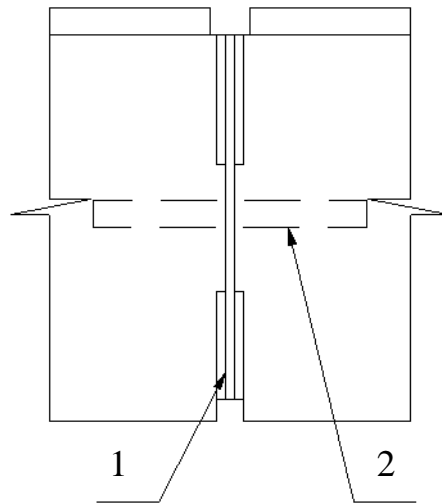


Рис. 5. Конструкція стику блоку верхнього склепіння
1 – прокладки; 2 – центрувальна шпилька

Розмір опорних майданчиків: для 1 варіанту визначений з умови сумісного спирання на них блоків верхнього склепіння і гідроізоляційного зонту, і становить 0,65 м.; для 2 і 3 варіантів – визначений тільки з умови спирання на них блоків верхнього склепіння і становить 0,6 м., а гідроізоляційний зонт спирається на спеціальні майданчики, що влаштовані в шляховій стіні.

Замковий розпирний блок розташований в склепінні і включає два плоских гідравлічних домкрати (рис. 6), в які нагнітається цементний розчин для обтискання склепіння.

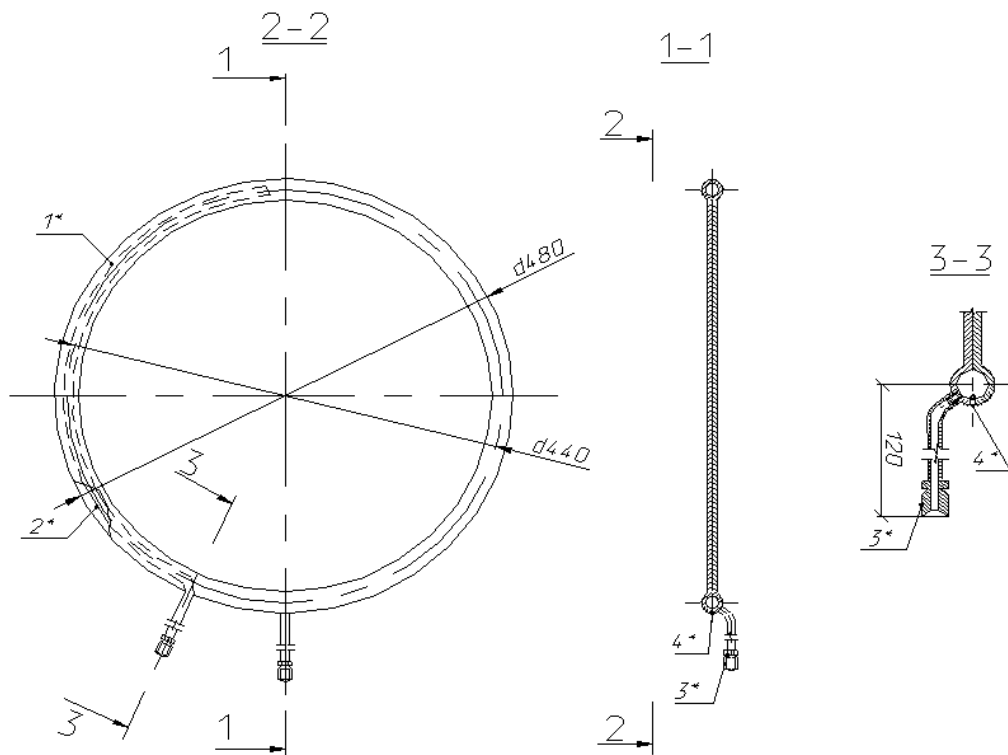


Рис. 6. Конструкція розпирного плоского гідравлічного домкрату
1 – корпус; 2 – трубка скидання повітря; 3 – штуцер; 4 – кільцева прокладка

Довжина замкового блоку по довжині арки мінімальна і становить 0,5 м. Конструкція суміжних з замковим блоків склепіння забезпечує безперешкодне введення замку з низу в зібрану арку і гарантує його стійкість від випадання в монтажний період, до обтискання склепіння.

Блоки склепіння, крім замкового, мають отвір для нагнітання за оправу, а також по два отвори діаметром 40 мм по осі блоку під центрувальні шпильки. По зовнішньому контуру блоків передбачена карбункова канавка.

Радіальні торці блоків при їх виготовленні оснащені двома прокладками з листів вініласту товщиною 3 мм і шириною рівній 1/3 висоти контактної майданчику (див. рис.1–3).

Опорні стіни станції для першого варіанту виконані як частково заповнені бетоном опорні тунелі, пройдені в зоні конструкції зі зміщенням від траси перегонів убік і вниз від осі станції. Опори суцільного перерізу. Для 2 і 3 варіантів опорні стіни станції виконані у вигляді збірних залізобетонних блоків. Марка бетону блоків В45.

Частина оправу опорних тунелів, що демонтується запроєктована інвентарною, з роз'ємним замковим елементом, що полегшує розбирання кільця.

Зворотне склепіння запроєктоване збірним. Залізобетонні блоки шириною 0,75 м. Обтиснення кільця здійснюється за допомогою одного плоского гідравлічного домкрату, що вмонтований в замковий блок. Зусилля обтиснення арок зворотного склепіння 100 – 120 тс. Величина кривизни зворотного склепіння $R_0=18,941$ м. Марка бетону блоків В35.

Для станцій використовується армоцементний гідроізоляційний зонт, виконаний у вигляді тришарнірної арки.

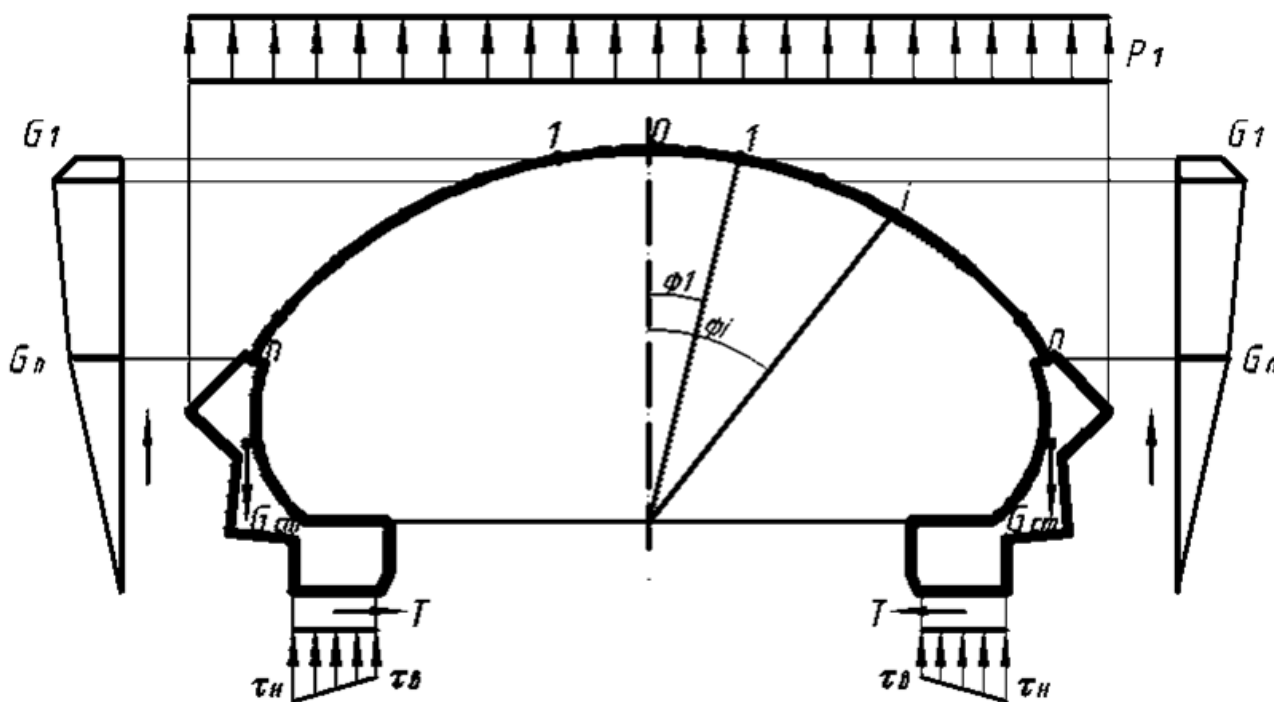


Рис. 7. Розрахункова схема багатощарнірного склепіння, що спирається на масивні стіни

Багатошарнірне склепіння оправи, що складається зі збірних блоків з центрованими стиками, може спиратися на масивні стіни або через п'яткові опорні башмаки на породу. В будь-якому випадку внутрішні зусилля в склепінні визначаються на основі розглядання умов рівноваги окремих елементів обробки. Зовнішніми активними навантаженнями для оправи є: вертикальний гірський тиск, власна вага блоків та, можливо, стіни. До бокових поверхонь обробки, крім двох верхніх блоків, прикладається горизонтально направлена реактивна відсіч породи σ (див. рис. 7). Блоки обробки та стіни через незначну їхню вільну довжину розглядаються як недеформовані. В межах кожного блоку епюра відсічі трапецієподібна, значення відсічі σ_i на рівні кожного стику (шарніру) обробки до виконання розрахунку невідомі. Невідомі також горизонтальні (H_i) та вертикальні (V_i) зусилля в стиках блоків.

Розрахунок починають з розглядання умов рівноваги верхніх блоків оправи (блок 0-1). Для цього блоку складаються три рівняння рівноваги:

$$\begin{aligned} \Sigma x &= H_0 - H_1 = 0; \\ \Sigma y &= -P_1 \cdot x_1 + V_1 = 0; \\ \Sigma M_1 &= H_0 \cdot y_1 - \frac{P_1 \cdot (x_1)^2}{2} = 0. \end{aligned} \quad (1)$$

Звідки визначають горизонтальні та вертикальні зусилля:

$$\begin{aligned} V_1 &= P_1 \cdot x_1, \\ H_0 = H_1 &= \frac{P_1 \cdot (x_1)^2}{y_1}. \end{aligned} \quad (2)$$

де: x_1 та y_1 – відповідно горизонтальна та вертикальна проекції дуги першого блоку оправи.

Для будь-якого i -го блоку (рис. 8) також складаємо три рівняння рівноваги:

$$\begin{aligned} \Sigma x &= H_{i-1} - H_i - \sigma_{i-1} \cdot \frac{y_i}{2} - \sigma_i \cdot \frac{y_i}{2} = 0; \\ \Sigma y &= V_{i-1} - V_i + P_i \cdot x_i = 0; \\ \Sigma M_i &= H_{i-1} \cdot y_i - V_{i-1} \cdot x_i - \frac{\sigma_{i-1} \cdot (y_i)^2}{3} - \frac{\sigma_i \cdot (y_i)^2}{6} - \frac{P_i \cdot (x_i)^2}{2} = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

де: x_i та y_i – відповідно горизонтальна та вертикальна проекції дуги i -го блоку.

Значення V_i може бути визначено для будь-якого стику обробки на основі наступного рівняння:

$$V_i = P_i \Sigma x_j \quad (4)$$

Для нашого випадку, коли оправи складається з 6 блоків у напівсклепінні (7 стиків) та склепіння спирається на масивні стіни, отримаємо 5 невідомих значень

Ні та 6 невідомих значень σ_i , тобто всього 11 зусиль. Для їх визначення залишається 10 рівнянь рівноваги:

$$H_{i-1} - H_i - \sigma_{i-1} \cdot \frac{y_i}{2} - \sigma_i \cdot \frac{y_i}{2} = 0;$$

$$H_{i-1} \cdot y_i - \frac{\sigma_{i-1} \cdot y_i}{3} - \frac{\sigma_i \cdot (y_i)^2}{6} - P_1 \cdot x_1 \cdot \left(\frac{x_i}{2} + \sum x_j \right) = 0 (i = 2, 3, \dots, n).$$
(5)

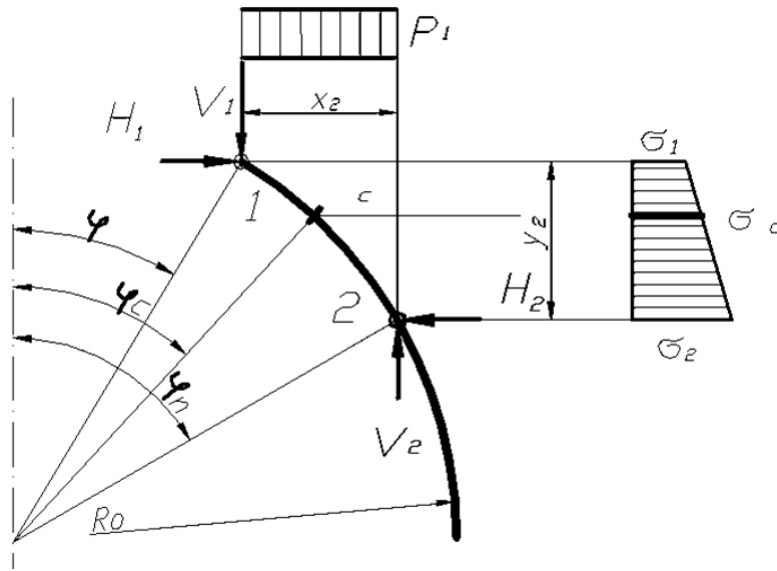


Рис. 8. Розрахункова схема і-го блоку багатосферної оправи

Решту рівнянь для цього випадку спирання склепіння отримуємо з умов рівноваги та переміщення масивної стіни. Це рівняння буде мати вигляд:

$$\sigma_n = \frac{12 \cdot h_{cm} \cdot (H_n \cdot h'_{cm} + M'_c)}{4h_{cm}^3 + 3h_{cm}^2 b_{cm} \mu_1 + b_{cm}^3 n'}$$
(6)

де: M'_c – сумарний момент зусилля; P_1 – навантаження на верхній полці стіни та рівнодіючої власної ваги стіни відносно середини її підосви.

В результаті розв'язання системи 11 лінійних рівнянь знаходять всі зусилля H_i в стику блоків та напруження відсічі породи σ_i на рівні стиків, які з попередньо знайденими значеннями зусиль V_i повністю визначають напружений стан блоків обробки.

У всі приведені вище залежності входять величини горизонтальних та вертикальних проекцій блоків x_i та y_i . Якщо склепіння обробки окреслено по круговій дузі радіусом R_0 , а стикам і-го блоку відповідають кутові координати φ_{i-1} та φ_i , величини цих проекцій знаходять за формулами:

$$x_i = R_0 \cdot (\sin \varphi_i - \sin \varphi_{i-1});$$

$$y_i = R_0 \cdot (\cos \varphi_{i-1} - \cos \varphi_i).$$
(7)

Після визначення зусиль в стиках обробки та напружень реактивної відсічі породи на рівні цих стиків згинальний момент та нормальну силу в довільному перерізі i -го блоку обчислюють за правилами механіки. Так, для перерізу посередині дуги кожного i -го блоку (в точці ic) згинальний момент та нормальну силу визначаємо за формулами:

$$M_{ic} = H_{i-1} \cdot y_{ic} - V_{i-1} \cdot x_{ic} - \frac{(y_{ic})^2}{6(2\sigma_{i-1} - \sigma_{ic})} - \frac{P_1 \cdot (x_{ic})^2}{2}. \quad (8)$$

$$N_{ic} = \left(H_{i-1} - (\sigma_{i-1} - \sigma_{ic}) \cdot \frac{y_{ic}}{2} \right) \cdot \cos \varphi_{ic} + (V_{i-1} + P_1 \cdot x_{ic}) \cdot \sin \varphi_{ic},$$

де: $\varphi_{ic} = \frac{\varphi_{i-1} + \varphi_i}{2}$; $x_{ic} = R_0 \cdot (\sin \varphi_{ic} - \sin \varphi_{i-1})$; $y_{ic} = R_0 \cdot (\cos \varphi_{i-1} - \cos \varphi_{ic})$;

$$\sigma_{ic} = \sigma_{i-1} + (\sigma_i - \sigma_{i-1}) \cdot \frac{y_{ic}}{y_i}.$$

Для перевірки правильності розрахунку необхідно, використовуючи вище наведені рівняння, але враховуючи, що $\varphi_{ic} = \varphi_i$, обчислити значення згинального моменту та нормальної сили в стикі i . В кожному стикі згинальний момент повинен бути рівним нулю, а нормальна сила визначається за формулою:

$$N_i = H_i \cos \varphi_i + V_i \sin \varphi_i. \quad (9)$$

За отриманими результатами розрахунків побудовані епюри поздовжніх сил та згинальних моментів (рис. 9).

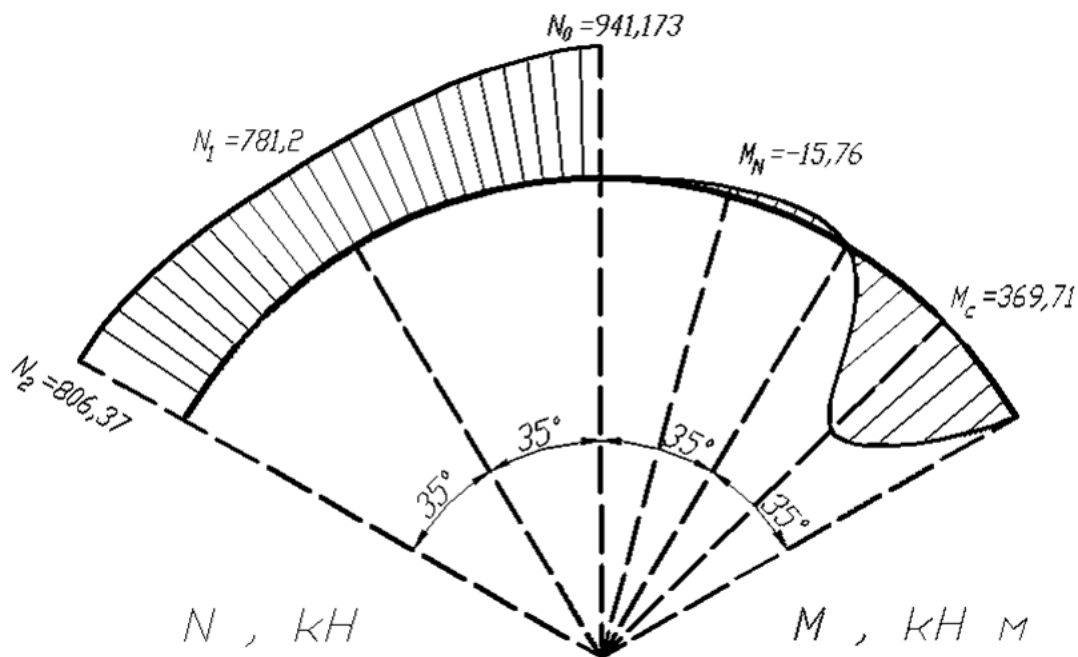


Рис. 9. Епюри поздовжніх сил та згинальних моментів

З побудованих епюр видно, що максимальна нормальна сила знаходиться у стику склепіння і становить $N_0 = 941,173$ кН, а максимальний згинальний момент знаходиться в середині другого блоку під кутом 53° і становить $M_c = 369,71$ кН·м. Причому значення нормальної сили в першому блоці (0-1) змінюється в межах від 941,173 кН до 781,2 кН, у другому – в межах від 781,2 кН до 806,37 кН, в той час, для першого блоку (0-1) максимальний момент становить $M = -15,76$ кН·м.

Для запропонованих варіантів було проведено техніко-економічне порівняння конструкції обробки станції метрополітену. Результати розрахунків наведено у таблицях 2 і 3.

Таблиця 2

Об'єми основних будівельно-монтажних робіт по спорудженню станції по варіантам (на 0,75 п.м.)

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	Об'єм		
			Варіант №1	Варіант №2	Варіант №3
1	Монолітний бетон В25	м ³	24,5	-«-	-«-
2	Збірний залізобетон гладких блоків В35	м ³	13,9	12,2	13,3
3	Збірний залізобетон ребристих блоків В45	м ³	-«-	4,7	5,75
4	Розробка породи відбійними молотками ($f = 1$)	м ³	54,0	68,3	126,6
5	Розробка породи ($f = 1$) при прохідці механізованим комплексом	м ³	35,6	-«-	-«-
6	Розробка породи екскаватором ($f = 1$)	м ³	73,8	81,0	65,0

Таблиця 3

Вартість основних будівельно-монтажних робіт по спорудженню станції по варіантам (на 0,75 п.м.)

Найменування	Одиниці виміру	Вартість		
		Варіант №1	Варіант №2	Варіант №3
Монолітний бетон В25	USD	735,0	-«-	-«-
Збірний залізобетон гладких блоків В35	-«-	2502,0	2196,0	2394,0
Збірний залізобетон ребристих блоків В45	-«-	-«-	1034,0	1177,0
Розробка породи ($f = 1$) відбійними молотками	-«-	1080,0	1366,0	2532,0
Розробка породи ($f = 1$) при прохідці механізованим комплексом	-«-	534,0	-«-	-«-
Розробка породи ($f = 1$) екскаватором	-«-	885,6	972,0	780
Усього вартість	USD	5736,6	5568,0	6883,0

Висновки. На основі техніко-економічного аналізу варіантів за укрупненими показниками, які подані в таблицях 2 та 3 видно, що варіант 3 у порівнянні з першим варіантом має досить низькі витрати монолітного бетону, тут не виникає необхідності відхилитися від плану траси при спорудженні опорних тунелів і відповідно перебирати кільця оправи. Крім того, конструктивні особливості третього варіанту припускають можливість пропуску більш габаритного механізованого прохідницького комплексу в порівнянні з першим і другим варіантами.

Отримані результати розрахунків у комплексі із проведеним техніко-економічним порівнянням та обґрунтуванням запропонованих конструкцій свідчить про те, що запропоновані конструкції односклепінчастої станції з платформою острівного типу цілком задовольняють інженерно-геологічним умовам, мають достатню носійну здатність та є конкурентоспроможними серед однопрогонових конструкцій станцій метрополітену мілкого закладання, що дозволяє рекомендувати їх як ефективне проєктне рішення.

Перелік посилань

1. Козлов, К. П. (2011). *Київський метрополітен: Хронологія. Події. Факти*. ВАРТО.
2. Інститут генерального плану м. Києва. (2011). *Генеральний план м. Києва*. Основні положення.
3. Панкратова, Н. Д., Гайко, Г. І., & Савченко, І. О. (2020). *Розвиток підземної урбаністики як системи альтернативних проєктних конфігурацій*. Наукова думка.
4. Ган, А. Л., Стовпник, С. М., & Шайдецька, Л. В. (2020). Обґрунтування ефективності застосування сучасних матеріалів в огорожуючих конструкціях. *Геоінженерія*, 1, 40-50. <https://doi.org/10.20535/2707-2096.1.2020.193977>
5. Гайко, Г. І., Матвійчук, І. О., & Тарасюк, О. С. (2020). Вплив зміни властивостей геологічного середовища на формування навантажень на підземні споруди мілкого закладання. *Геоінженерія*, 2, 27-36. <https://doi.org/10.20535/2707-2096.2.2020.207374>
6. Ган, А. Л., Стовпник, С. М., & Шайдецька, Л. В. (2019). Формування стійкості ґрунтового масиву навколо тунелів мілкого закладання. *Молодий вчений*, 2(66), 230-235. <https://doi.org/10.32839/2304-5809/2019-2-66-51>
7. Самедов, А. М., & Кравець, І. В. (2011). *Будівництво міських підземних споруд: навчальний посібник*. КПІ ім. Ігоря Сікорського.
8. Гайко, Г. І. (2019). *Будівельні матеріали і конструкції підземних споруд: Конструкції кріплення: навч. посіб.* КПІ ім. Ігоря Сікорського. https://ela.kpi.ua/bitstream/123456789/30668/1/2019Haiko_Budivelni-materialy.pdf
9. Ган, А. Л., Ган, О. В., & Лепешко, А. А. (2022). Обґрунтування конструкції станції метрополітену мілкого закладання. *Тези ІХ Всеукраїнської науково-практичної конференції студентів, аспірантів та молодих вчених "Перспективи розвитку гірничої справи та раціонального використання природних ресурсів"*, 26-32.

ABSTRACT

Purpose. Analysis of the effectiveness and competitiveness of single-span vaulted structures for shallow-depth underground stations. The following objectives were set to achieve the aim:

1. Technical and economic comparison of the proposed designs for shallow-depth underground stations.
2. Calculation of the load-bearing capacity of the structure.

The methods. The following methods were employed to address the stated objectives: Calculation of volumes and costs of major construction works for station construction using different designs (at a depth of 0.75 meters). Determination of normal forces and bending moments at the joints of the structure.

Findings. During the research, the stress state of the vault blocks was determined by solving a system of 11 linear equations, taking into account vertical and horizontal loads, as well as stress at the rock interface at the joint level. A technical and economic analysis was also conducted using aggregated indicators, indicating the competitive advantages of the proposed designs among single-span structures for shallow-depth underground stations.

The originality. Correlations found lies in substantiating the effectiveness of the designs and implementing various configurations of single-span vaulted stations for shallow-depth metro construction.

Practical implementation. Based on the technical and economic analysis of the options presented in Tables 2 and 3, it can be observed that compared to the first variant, the third variant incurs reduced costs of monolithic concrete. Additionally, there is no need to deviate from the planned track route during the construction of support tunnels and, consequently, manipulate the rings of the structure. Furthermore, the structural features of the third variant allow for the passage of a larger-sized mechanized tunneling complex compared to the first and second variants. The obtained results from the calculations, in combination with the conducted technical and economic comparison and justification of the proposed designs, indicate that the proposed single-span vaulted station designs with an island platform type fully satisfy the engineering and geological conditions, possess sufficient load-bearing capacity, and are competitive among single-span structures for shallow-depth underground stations.

Keywords: *underground station (metro), vaulted structures, single-span station, shallow-depth construction, tunnel crossing, design, technical and economic comparison.*