



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ НАУКИ І ТЕХНОЛОГІЙ

О. Л. ТЮТЬКІН, В. П. КУПРІЙ,
В. А. МІРОШНИК

ТУНЕЛІ І МЕТРОПОЛІТЕНИ

ГІРНИЧИЙ СПОСІБ СПОРУДЖЕННЯ ТУНЕЛІВ

Частина 1. Проектування та розрахунок

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ НАУКИ І ТЕХНОЛОГІЙ

О. Л. Тютькін, В. П. Купрій, В. А. Мірошник

Тунелі і метрополітени.
Гірничий спосіб спорудження тунелів
Частина I. Проектування та розрахунок

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК

ДНІПРО
2026

УДК 624.191.8(075.8)

Т 98

Авторський колектив:

Тютькін О. Л., Купрій В. П., Мірошник В. А.

Рекомендовано Радою якості освітньої діяльності УДУНТ

Протокол № 7 від «17» березня 2026 р.

Т 98 Тютькін, О. Л. Тунелі і метрополітени. Гірничий спосіб спорудження тунелів. Частина І. Проектування і розрахунок : навч. посіб. / О. Л. Тютькін, В. П. Купрій, В. А. Мірошник ; за ред. д-ра техн. наук, проф. О. Л. Тютькіна ; Укр. держ. ун-т науки і технологій. – Електрон. вид. – Дніпро : УДУНТ, 2026. – 143 с.

ISBN 978-617-8314-96-5 (PDF)

Посібник містить матеріали проектування і розрахунку тунелів, які споруджуються гірничим способом. Матеріал створено на основі існуючих європейських і українських практик та чинних нормативних документів.

Призначений для опанування освітньої компоненти «Тунелі і метрополітени» та дипломного проектування за спеціальністю G19 «Будівництво та цивільна інженерія», освітньо-професійних програм «Мости і транспортні тунелі», «Відновлення та будівництво штучних споруд на об'єктах національної транспортної системи».

Лл. 105, табл. 6, бібліогр. 21 назв.

УДК 624.191.8(075.8)



Цей твір ліцензовано на умовах Ліцензії Creative Commons
[«Attribution-NonCommercial-ShareAlike» 4.0 International \(CC BY-NC-SA 4.0\)](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)
(«Із зазначенням авторства – Некомерційна – Поширення на тих самих умовах» 4.0 Міжнародна)

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
UKRAINIAN STATE UNIVERSITY OF SCIENCE AND TECHNOLOGIES

O. L. Tiutkin, V. P. Kuprii, V. A. Miroshnyk

Tunnels and subways.
Mountain method of tunnel construction
Part 1

MANUAL

DNIPRO
2026

UDC 624.191.8(075.8)

T 64

Writing Team:

Tiutkin O. L., Kuprii V. P., Miroshnyk V. A.

Recommended by the Council for the Quality of Educational Activities
of the USUST

Protocol No. 7 of March 17, 2026

T 64 Tiutkin, O. L. Tunnels and subways. Mountain method of tunnel construction. Part 1 : manual / O. L. Tiutkin, V. P. Kuprii, V. A. Miroshnyk ; ed by. Dr. Tech. Sciences, Prof. O. L. Tiutkin ; Ukrainian State University of Science and Technologies. – Electronic edition – Dnipro : USUST, 2026. – 143 p.

ISBN 978-617-8314-96-5 (PDF)

The manual contains materials for the design, calculation and construction of tunnels that are constructed using the mountain method. The material was created on the basis of existing European and Ukrainian practices and current regulatory documents.

Intended for mastering the educational component "Designing transport tunnels" and diploma design in specialty G19 "Construction and civil engineering", educational and professional program "Bridges and transport tunnels", "Restoration and construction of artificial structures at the facilities of the national transport system".

Il. 105, tab. 6, bibliogr. 21.

UDC 624.191.8(075.8)



This work is licensed under Creative Commons License
[«Attribution-NonCommercial-ShareAlike» 4.0 International \(CC BY-NC-SA 4.0\)](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)

ЗМІСТ

ЗМІСТ	6
ПЕРЕДМОВА.....	8
ВСТУП.....	10
1 ОСНОВНІ ВІДОМОСТІ ПРО ТРАНСПОРТНІ ТУНЕЛІ.....	12
1.1 Галузі застосування тунелів	12
1.2 Способи будівництва тунелів.....	19
1.3 Основна термінологія при будівництві тунелів гірничим способом	24
2 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ БУДІВНИЦТВА ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ.....	28
2.1 Гірські породи.....	28
2.1.1 Магматичні гірські породи	29
2.1.2 Осадкові гірські породи	33
2.1.3 Метаморфічні гірські породи	37
2.2 Гірські масиви	41
2.3 Інженерно-геологічні вишукування.....	48
2.4 Класифікація гірських порід (грунтів).....	51
3 ПЛАН І ПРОФІЛЬ ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ	55
3.1 Залізничні тунелі.....	55
3.2. Автодорожні тунелі.....	66
3.3. Тунелі метрополітену.....	69
4 КОНСТРУКЦІЇ ОПРАВ ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ	72
4.1. Вибір типу оправи тунелю	72
4.2. Конструкції оправ залізничних тунелів	74
4.3. Конструкції оправ автодорожніх тунелів.....	84

4.4. Конструкції оправ перегінних тунелів метрополітену	88
5 НАВАНТАЖЕННЯ, ЩО ДІЮТЬ НА ОПРАВИ У РІЗНИХ ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ	93
Вступ	93
5.1 Визначення діючих навантажень на тунельну оправу	95
6 РОЗРАХУНОК ОПРАВ ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ	100
6.1. Вибір способу розрахунку тунельної оправы.	100
6.2. Розрахунок тунельних оправ в пружному середовищі.....	101
6.3. Розрахунок тунельних оправ методом Метродіпротрансу.	104
7. Розрахунок оправ методом скінченних елементів (МСЕ).....	107
7.1. Загальні відомості про метод скінченних елементів	108
7.2. Програмний комплекс PLAXIS.....	111
7. 3 Програмний комплекс SCAD	113
7. 4 Програмний комплекс LIRA.....	121
8 ПЕРЕВІРКА НА МІЦНІСТЬ ОПРАВ ТУНЕЛІВ	133
8.1. Елюра сил та моментів.....	133
8.2. Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих бетонних елементів	135
8.3. Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих залізобетонних елементів.....	136
8.4. Матеріали тунельних оправ.....	138
Бібліографічний список	141

ПЕРЕДМОВА

Запропонований навчальний посібник спрямований на ознайомлення з проєктуванням та розрахунком тунелів студентів, які починають вивчати дисципліну «Тунелі і метрополітени».

Тунелебудування не схоже ні на одну іншу форму будівництва, тому що гірська порода, що оточує тунель, є невід'ємною частиною остаточної конструкції, та відіграє таку ж роль у його стабільності, як і сама конструкція тунелю.

Навчальний посібник включає матеріал I частини дисципліни «Тунелі і метрополітени» і складається з восьми розділів відповідно до робочої програми курсу «Гірничий спосіб спорудження тунелів», у якому викладено матеріали проєктування і розрахунку тунелів і метрополітенів, які споруджуються гірничими способами.

Важливо розуміти, що без вивчення дисциплін, на які спирається будівництво тунелів і метрополітенів, а саме «Інженерна геологія», «Механіка ґрунтів», «Опір матеріалів», «Будівельна механіка» неможливо зрозуміти тунелебудування.

За останні роки у світі і в Україні з'явилися нові технології спорудження транспортних тунелів, а також дуже сильно змінилися способи розрахунку опор тунелів, що спонукало авторів до написання цього посібника.

До гірничих способів спорудження тунелів відносяться такі способи виконання робіт, при яких розробку ґрунту та спорудження постійної конструкції тунелю (оправи) ведуть або частинами за окремими елементами поперечного перерізу оправи тунелю або виробка тримається за рахунок тимчасового кріплення, а постійна оправа споруджується на відстані від забою.

Гірничий спосіб спорудження тунелів поєднує декілька способів виконання робіт, кожен з яких характеризується певною послідовністю розкриття частин тунельного профілю, своєю системою тимчасового кріплення і порядком зведення оправи.

У практиці тунелебудування в залежності від інженерно-геологічних умов широко застосовувалися такі способи виконання робіт:

- спосіб опертого склепіння, при якому на початку проходять склепіння тунелю, зводять в ньому частину оправи, а потім розробляють ядро, підводять стіни оправи і влаштовують зворотне склепіння;

- спосіб опорного ядра, при якому на початку зводять стіни оправи, потім склепіння тунелю, а в останню чергу розробляють ядро і влаштовують зворотне склепіння;

- спосіб розкриття повного профілю частинами, при якому розробку ґрунту ведуть по елементах тунельного профілю з установкою тимчасового кріплення, а потім під його захистом зводять оправу одразу на весь переріз;

- спосіб НАТМ, що на теперішній час широко застосовується при будівництві різних видів транспортних тунелів. НАТМ «Новоавстрійський спосіб», при якому, в залежності від геологічних умов, розробляється виробка тунелю з закріпленням ґрунту тимчасовим кріпленням з включенням у роботу гірського масиву з наступним спорудженням постійної оправи.

Спорудження тунелів гірничим способом є найскладнішим видом будівельних робіт. Всі робочі операції з проходки виконуються у стиснених умовах забою, як правило, при постійній дії гірського, а в багатьох випадках і гідростатичного тиску з боку навколишнього породного масиву.

Тому, при проектуванні, будівництві та експлуатації тунелів будівельникам доводиться вирішувати складні наукові, інженерні та екологічні завдання, і це потребує використання новітніх досягнень науки і техніки, але і багаторічний світовий досвід будівництва підземних споруд неможна залишати без уваги, бо багато тунелів, які на теперішній час експлуатуються, були споруджені способами, що не використовуються.

Цей навчальний посібник не є оригінальним науковим текстом, укладачі не претендують на авторство й першоджерело. Матеріал створено на основі існуючих світових і вітчизняних практик та чинних нормативних документів.

ВСТУП

У практиці підземного будівництва, на початку його застосування, багато років найбільше поширення мали гірничі способи виконання тунелепрохідницьких робіт при спорудженні транспортних тунелів.

Останні роки набув поширення щитовий спосіб спорудження тунелів [1], але розвиток технологій тунелепрохідницьких робіт, застосування нових матеріалів і способів розрахунку збільшили можливості гірничих способів спорудження транспортних тунелів.

Залежно від інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов, форми та розмірів поперечного перерізу тунелю, його довжини, місця розташування, призначення тунелю та умов забезпечення будівництва необхідними гірничо-прохідницьким обладнанням та будівельними матеріалами вибирають оптимальний спосіб ведення гірничо-прохідницьких робіт, який необхідний для виконання основних процесів спорудження тунелю: розробки породи та зведення оправи.

До переваг будівництва транспортних тунелів гірничим способом відносяться:

- широкий діапазон застосування в різних несприятливих інженерно-геологічних умовах за значного гірського та гідростатичного тиску;
- відсутність дорогого устаткування – щитового комплексу, що знижує вартість прохідницьких робіт та збільшує їх економічну ефективність;
- часткова або повна механізація та автоматизація всіх операцій проходки тунелю при застосуванні сучасних способів проходки;
- економічність застосування гірничих способів проходки при будівництві коротких тунелів довжиною до 1000 метрів.

Найбільш прогресивним методом під час будівництва підземних споруд гірським способом є Новоавстрійський спосіб проходки тунелів (НАТМ).

Технологія НАТМ кріплення виробок полягає у створенні спеціального торкрет-кріплення, що утримується стрижневою анкерною системою, що дозволяє максимально залучити до роботи оточуючого виробку масиву ґрунту.

Використання НАТМ дозволяє:

- збільшити діапазон застосування гірничого способу робіт у складних інженерно-геологічних умовах, у тому числі в слабких

грунтах, в яких важко застосувати традиційний гірничий спосіб виконання робіт;

- збільшити несучу здатність оправи тунелю без її потовщення за рахунок використання підсилювальних елементів (арок, анкерів);

- зводити підземні споруди практично будь-якої форми та розмірів поперечного перерізу;

- проводити розробку породи як буровибуховим способом, так і механізованими способами із застосуванням екскаваторів та різних тунелепрохідницьких машин;

- поєднувати проходку зі спеціальними способами зміцнення ґрунтів осушенням, закріпленням ін'єкційними методами, заморожуванням тощо;

- забезпечувати зниження вартості будівництва до 10% в порівнянні з іншими способами.

1 ОСНОВНІ ВІДОМОСТІ ПРО ТРАНСПОРТНІ ТУНЕЛІ

1.1 Галузі застосування тунелів

Класифікація тунелів

Тунелем називають горизонтальну або похилу підземну штучну споруду, призначену для транспорту, пропуску води, розміщення комунікацій і інших цілей, довжина якої звичайно значно перевищує поперечні розміри.

На теперішній час тунелі можуть бути класифіковані за призначенням і положенням щодо земної поверхні. За призначенням тунелі поділяють на п'ять основних груп:

- 1 - тунелі гідротехнічні;
- 2 - тунелі комунальні;
- 3 - тунелі гірничопромислові;
- 4 - тунелі спеціальні;
- 5 - **тунелі на шляхах сполучення.**

До **гідротехнічних тунелів**, призначених для переміщення великих обсягів води, відносять тунелі гідроелектростанцій, що підводять воду до турбін і відводять її після використання; тунелі водопостачання, що подають воду для населених пунктів (іноді на відстань у десятки кілометрів), тунелі, використовувані для поліпшення земель (іригаційні і меліоративні).

Судноплавні тунелі є транспортно-гідротехнічними, тому що їхній перетин частково заповнений водою.

Комунальні тунелі є важливим елементом господарства сучасного міста. Це підземні водостоки, до яких відносяться цілі ріки, укладені в труби, водопровідні і каналізаційні тунелі, а також колектори, що служать для розміщення підземних міських мереж (силових і телефонних кабелів, газопроводів, водопровідних магістралей тощо). У перспективі — це тунелі-канали глибокого закладення.

Гірничопромислові тунелі обслуговують підприємства, що добувають корисні копалини.

До **тунелів спеціального призначення** відносять підземні оборонні спорудження, а також підземні електростанції, гаражі тощо.

По положенню щодо рельєфу місцевості тунелі можна розділити на гірські, підводні і рівнинні. До останнього відносять в основному тунелі, що споруджуються в містах (наприклад, метрополітени, переходи на перехрестях, підземні гаражі тощо).

Найбільше поширення мають тунелі на **шляхах сполучення – транспортні тунелі**, до яких відносять залізничні, автодорожні, перегінні, ескалаторні і станційні тунелі метрополітенів, судноплавні і пішохідні тунелі, а також тунелі для декількох видів транспорту.

Транспортні тунелі є ефективним способом розширення можливостей трасування шляхів сполучення у важких умовах, що дозволяє подолати перешкоду замість його обходу, що значно скорочує шлях.

Перешкоди поділяють на **висотні і контурні**.

До **висотних перешкод** відносять пагорби, хребти і вододіли. При трасуванні залізниці або автомобільної дороги можливі три рішення: обхід висотної перешкоди, розвиток лінії з підйомом на перевал і пристроєм глибокої виїмки і, нарешті, спорудження тунелю, що з'єднає схили висотної перешкоди.

При обході перешкоди має місце значне подовження лінії і збільшення ухилів, що у випадку залізниці може зажадати на окремих ділянках застосування кратної тяги, а також викликати погіршення експлуатаційних показників шляхи сполучення.

До **контурних перешкод** відносять ділянки зсувів, осипів, лавин і сніжних заметів, водотоки і водойми, а також ділянки густої забудови. Зсуви й осипи загрожують стабільності земляної полотнини і безпеки руху при долинних і косогорних ходах. При зсувах малої потужності можливе розташування колії на естакадах, що спираються на непорушені породи, у сполученні з протизсувними заходами. Однак при великих (більше 5 м) зсувах і наявності глибоких потоків підземних вод найбільш правильним рішенням задачі часто є перенос траси в глиб гірського масиву — за межі зсувної зони. Це ж рішення може виявитися доцільним при наявності в районі траси великих осипів, що виникають на скельних косогорах (крутіше 30...35°), складених із тріщинуватих вивітрілих порід.

Залізничний тунель - підземна (підводна) споруда, що призначена для влаштування залізниці через гірські масиви, під водними перешкодами, забудованими територіями, яка забезпечує безперебійний та безпечний проїзд рухомого складу залізниць.

Залізничні тунелі, призначені для руху поїздів, бувають одноколіїні (рис. 1.1) і двоколіїні (рис.1.2). На рис. 1.1 наведене фото порталу (входу) одноколійного тунелю на двоколійній лінії залізниці.



Рис. 1.1. Залізничний одноколійний тунель (<https://surl.lt/juuyac>)

Вибір типу залізничного тунелю залежить від геологічних умов, терміну будівництва і категорії залізниці. На рис. 1.2 наведене фото порталу (входу) двоколійного тунелю на двоколійній лінії залізниці.



Рис. 1.2. Залізничний двоколійний тунель (<https://surl.li/xfqkkk>)

Автодорожній тунель – підземна (підводна) споруда, що призначена для влаштування автомобільної дороги через гірські масиви, під водними перешкодами, забудованими територіями, яка забезпечує безперебійний та безпечний проїзд автотранспортними засобами (рис. 1.3).

В тунелях на автомобільних дорогах I (першої) категорії зустрічні проїзні частини розміщуються в окремих тунелях. Допускається розташування двох зустрічних проїзних частин і розділювальної смуги в одному тунелі з не більше ніж чотирма смугами руху.



Рис. 1.3. Автодорожній тунель (<https://surl.li/dxqaga>)

Метрополітеном називають вид міського швидкісного поза-вуличного залізничного транспорту, лінії якого прокладаються в підземних тунелях, по поверхні землі і на естакадах.

По висотному розташуванню і способам будівництва станції метрополітену ділять на чотири типи:

- підземні (40...80 м від поверхні землі, споруджуються закритим способом);
- підземні мілкого закладання (10...15 м від поверхні землі, споруджуються відкритим способом в котлованах);
- наземні;
- надземні (влаштовуються на естакадах).

При розробці генеральних схем метрополітенів враховується їх

залежність від планувальної структури міста. Тому лінії метро прокладаються уздовж основних житлових масивів, промислової зони і культурно-побутових об'єктів.

У свою чергу лінії метрополітену формують вісь планувальних напрямів перспективного розвитку міської забудови, а станції і пересадочні вузли метро, впливаючи на напрям пішохідних і транспортних потоків, на розташування зупинок наземного суспільного транспорту, є місцями найефективнішого зосередження об'єктів масового скупчення населення, головних центрів внутрішньо міських зв'язків.

Споруди метрополітену включають наземні вестибюлі, ескалаторні тунелі для спуску до станційних платформ, перегінні тунелі між станціями, шахтні стволи, які використовуються при будівництві станцій і перегінних тунелів (рис. 1.4).



Рис. 1.4 Споруди метрополітену

Однією з важливих переваг метрополітену є можливість економити міську територію (особливо центральних районів, що історично склалися, районів із архітектурними пам'ятками). Передбачається, що найближчими роками під землею буде розміщено близько 70 % всіх гаражів, 80 % складів, 30 % установ культурно-побутового обслуговування, 40 % промислових підприємств, 30 % адміністративних і 50 % комунальних підприємств.

Лінії метрополітену доцільно трасувати уздовж магістралей загальноміського значення, а станції розміщувати на перехрестях з магістралями, що їх перетинають. Розміщення станцій на перехрестях полегшує і спрощує організацію руху наземного суспільного транспорту, що підвозить пасажирів з тяжіючих до цих станцій житлових або промислових районів.

Перегінні тунелі метрополітену (рис. 1.5) з'єднують станції для переміщення пасажирів у потягах. Як правило, між станціями розташовуються два паралельних перегінних тунелю.



Рис. 1.5. Перегінний тунель метрополітену (<https://surl.lt/vrvxtn>)

Ескалатори тунелі метрополітену – це комплекси, якими пасажирів переміщують між різними рівнями з поверхні до станцій (рис. 1.6).



Рис. 1.6. Похилий - ескалаторний тунель метрополітену (<https://surl.lt/cgql0z>)

Станції метрополітену різних типів (рис. 1.7 – 1.9), використовуються для посадки та пересадки пасажирів у поїзди, які переміщуються по перегінним тунелям.



Рис. 1.7. Станційний тунель метрополітену односклепінчастої станції (<https://surl.lt/ohfxfp>)



Рис. 1.8. Станційний тунель метрополітену трьохсклепінчастої пілонної станції (<https://surl.li/pfhymq>)

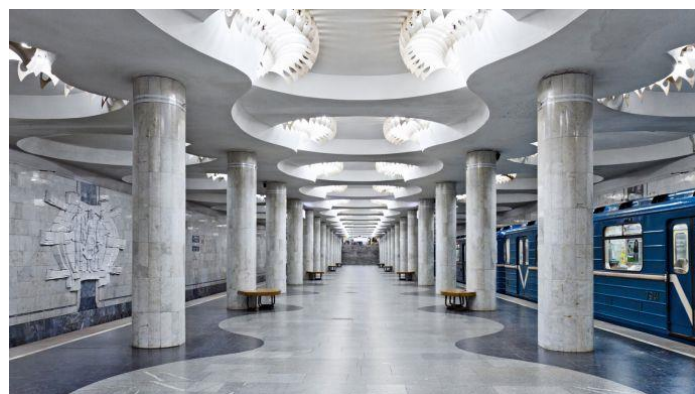


Рис. 1.9. Станційний тунель метрополітену трьохсклепінчастої колонної станції (<https://surl.li/skgzjq>)

1.2 Способи будівництва тунелів

Залежно від інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов, форми та розмірів поперечного перерізу тунелю, його довжини, місця розташування, призначення тунелю та умов забезпечення будівництва необхідними гірничопрохідницьким обладнанням та будівельними матеріалами вибирають спосіб виконання робіт, який необхідний для виконання основних процесів спорудження тунелю: проходки та зведення оправи.

Глибина закладення тунелів впливає на їх конструкцію і способи будівництва. Розрізняють тунелі, що споруджуються з розкриттям поверхні або без її розкриття, тобто споруджуються відкритим або закритим способом.

Відкритий спосіб робіт у котловані (рис.1.10) відноситься до відкритих способів робіт, використовується для спорудження станцій метрополітену.



Рис. 1.10. Відкритий спосіб робіт при спорудженні тунелів у котловані (<https://surl.li/vqummp>)

Форма та розміри котлованів у плані, їхня глибина, система кріплення стін залежать від розмірів підземної споруди, інженерно-геологічних умов та умов міської забудови. У стійких ґрунтах природної вологості та при наявності досить вільної незабудованої території розробка котлованів проводиться з природними укосами без кріплення стін.

Крутизна укосів котловану визначається властивостями ґрунтів, глибиною котловану та горизонтом ґрунтових вод.

Ширина котлованів по верху може досягати 50...60 м. Але в стиснених умовах міської забудови в основному влаштовують котловани з вертикальними стінами, закріпленими тимчасовою огорожею у вигляді паль або шпунта. При цьому ширину котловану приймають мінімальною, і вона перевищує ширину тунелю при монолітних оправах на 30...50 см, а при збірних оправах - на 80...120 см, що необхідно для зручності влаштування зовнішньої гідроізоляції. Залежно від розмірів тунелю, глибини закладення, характеру навколишньої забудови, геологічних та гідрогеологічних умов застосовують різні схеми тимчасового кріплення котлованів.

При спорудженні тунелів у котлованах дуже важливою складовою є їх тимчасове кріплення, особливо у міських умовах. Існує багато видів кріплення котлованів: металевий шпунт, стіна у ґрунті, анкера, буронабивні палі. Вибір виду кріплення залежить від глибини котловану та інженерно-геологічних умов. При цьому дуже впливовим фактором є наявність і глибина розташування підземних вод.

Траншейний спосіб спорудження тунелів (рис. 1.11) застосовується при мілкому закладанні тунелів у міських умовах (автотранспортні, пішохідні, комунальні тунелі, перегінні тунелі метрополітенів). Відрізняється він від котлованного тільки розмірами і способом кріплення стін траншеї.

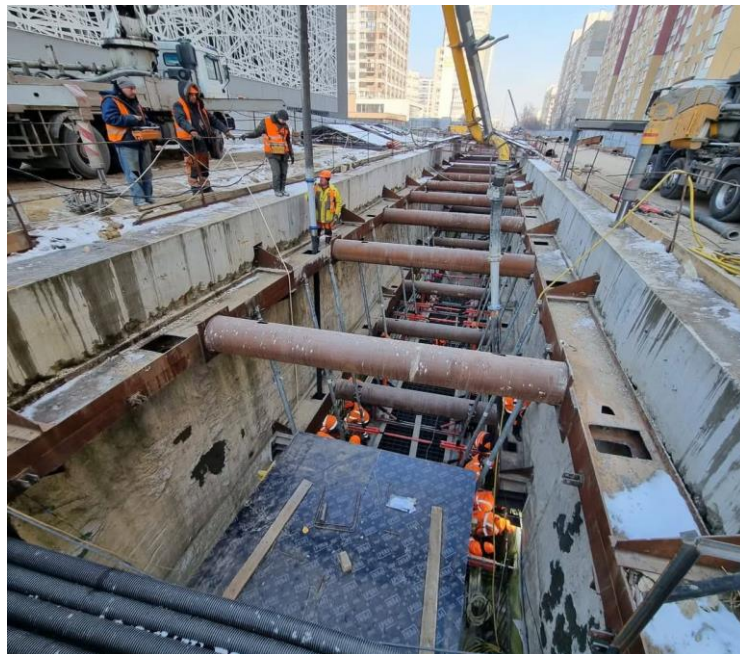


Рис. 1.11. Спорудження перегінного тунелю метрополітену в траншеї
(<https://surl.li/wdwqho>)

Як траншейний так і котлований способи характеризуються високим ступенем механізації, застосуванням індустріальних конструкцій, продуктивного землерийного та вантажопідйомного обладнання.

Однак, в умовах щільної міської забудови та інтенсивного вуличного руху цей спосіб не завжди є ефективним. Розкриття широких котлованів і довгих траншей призводить до порушення руху міського транспорту та пішоходів на весь період будівництва тунелю, виконання значних обсягів земляних робіт.

При **закритому способі робіт** по спорудженню тунелів розробку породи (проходку) і зведення оправи виконують без порушення земної поверхні опускаючись під землю через стволи шахт або вхідні ділянки тунелю (передпортальні виїмки). При цьому в залежності від конкретних умов застосовують гірничий або щитовий спосіб.

Гірничий спосіб спорудження тунелів полягає, в залежності від геологічних умов, в розробці всього перерізу виробки за один прийом або частинами із заміною при необхідності породи, що виймається, тимчасовим кріпленням (рис. 1.12), яке останнім часом дуже розвинулось. У першому випадку оправи звичайно зводять з монолітного бетону, що укладається механізованими способами за інвентарні пересувні опалубки, або монтують із залізобетонних елементів.



Рис. 1.12. Виробка тримається на тимчасовому кріпленні,
гірничий спосіб спорудження тунелів
(<https://surl.it/ejshon>)

При розробці перерізу частинами (рис. 1.13), спочатку проходять невелику виробку (штольнію), що її випереджає, або випереджає колоту, з якої в визначеній послідовності, роблять розширення перерізу до проектного контуру зі зведенням оправи з монолітного бетону, спосіб нижнього уступу.



Рис. 1.13. Спосіб нижнього уступу, розширення перерізу тунелю до проектного контуру (<https://surl.li/rbifjd>)

Щитовий спосіб спорудження транспортних тунелів. В цьому способі виробка для спорудження тунельної оправи розробляється на весь переріз, а для унеможливлення обрушення породи в якості тимчасового кріплення застосовують сталевий циліндр - щит, що має діаметр трохи більший, ніж тунельна оправа (рис. 1.14).

Порода перед щитом розробляється робочим органом, який обертається на ширину кільця оправи, після чого щит пересувають у простір, що утворився, за допомогою розташованих у ньому гідравлічних циліндрів (домкратів), що упираються в останнє зібране кільце оправи.

Тунельна оправа при щитовому способі робіт частіше усього має круговий обрис і складається з виготовлених у заводських умовах чавунних елементів-тубінгів або залізобетонних елементів - блоків чи тубінгів. Кільця оправи збирають з цих елементів під захистом задньої

частини щита - оболонки. Щільний контакт оправи з навколишніми породами (при збірній оправі) забезпечується нагнітанням за оправу цементного розчину.



Рис. 1.14. Щит і щитовий комплекс, зібраний на будівельному майданчику (<https://surl.li/yevfcw>)

Слід зазначити, що щитова проходка відрізняється від ведення робіт гірничим способом передусім довжиною тунелів, які споруджуються понад 1000 метрів, швидкістю - від декілька метрів в зміну та механізацією прохідницьких робіт [1].

1.3 Основна термінологія при будівництві тунелів гірничим способом

Знайомство з гірничим способом найкраще почати з елементів підземних споруд, характерних для гірничих робіт.

Зону земної кори в місці розташування тунелю і проведення прохідницьких робіт називають гірським масивом.

Штучно утворену в земній корі порожнину, призначену для розміщення тунелю або для допоміжних будівельних цілей, називають виробкою.

По положенню в просторі виробки поділяють на горизонтальні, похилі і вертикальні.

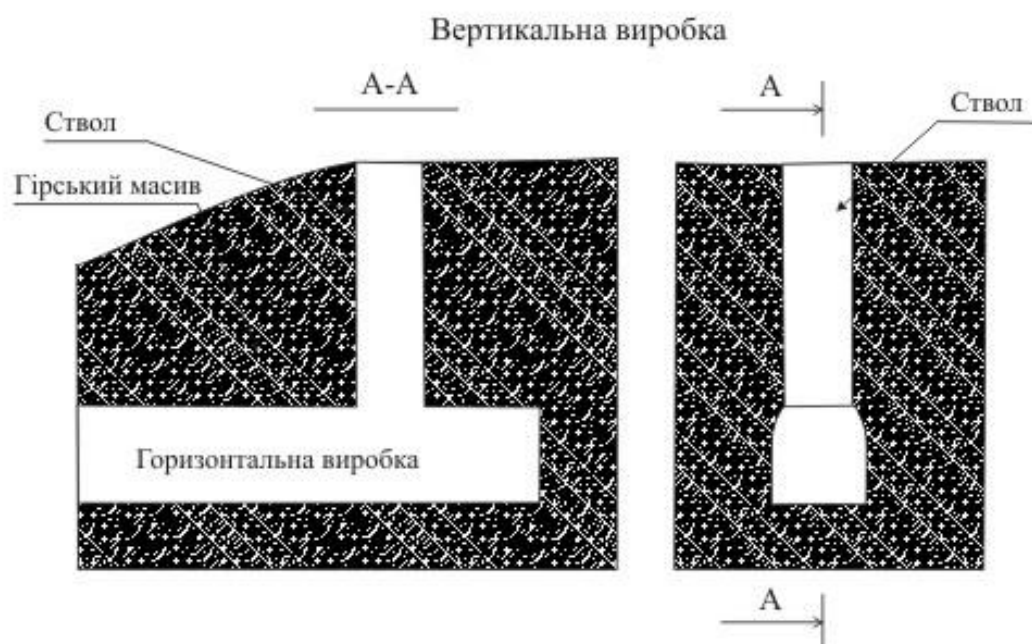


Рис. 1.15. Горизонтальна виробка і вертикальна виробка - ствол

Вертикальні виробки, що мають вихід на денну поверхню і призначені для обслуговування підземних робіт, а також для цілей вентиляції, звуться стволами (рис. 1.15). Верхня частина стволу — устя. У нижній частині розташоване біляствольна виробка, яка використовується для з'єднання ствола з основною тунельною виробкою підхідними штольнями і розміщення транспортних і інших пристроїв, а також водозбірник (зумпф).

Під час будівництва тунелю шахтні стволи обладнуються вертикальними підйомниками для переміщення породи, матеріалів, механізмів і людей. Під час експлуатації тунелю шахтні стволи використовуються для вентиляції тунелів.

Горизонтальна або похила виробка, в якій споруджується тунельна оправа, називається тунельною виробкою. Виробки, які використовуються під час будівництва називаються допоміжними.

Горизонтальна або похила виробка під час будівництва може поділятися на дві частини (рис. 1.16): верхню склепінну - калоту і нижню - штросу - і обмежується зверху покрівлею, знизу - підшвою і з боків - стінами. Торець виробки, у якому розробляють породу, зветься забій.

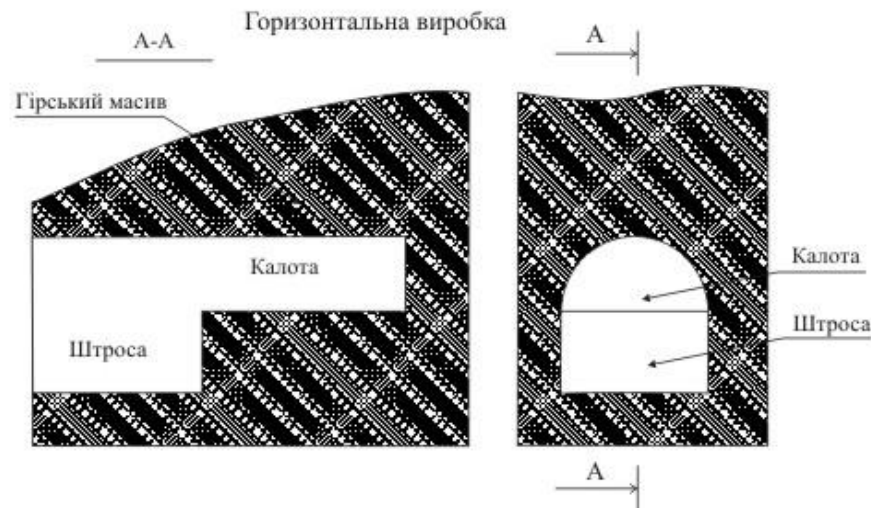


Рис. 1.16. Горизонтальна виробка (калота, штрос)

Горизонтальну або похилу виробку невеликого розміру, яку використовують для розкриття великої виробки на повний переріз або допоміжних цілей, називають штольнію (рис. 1.17).

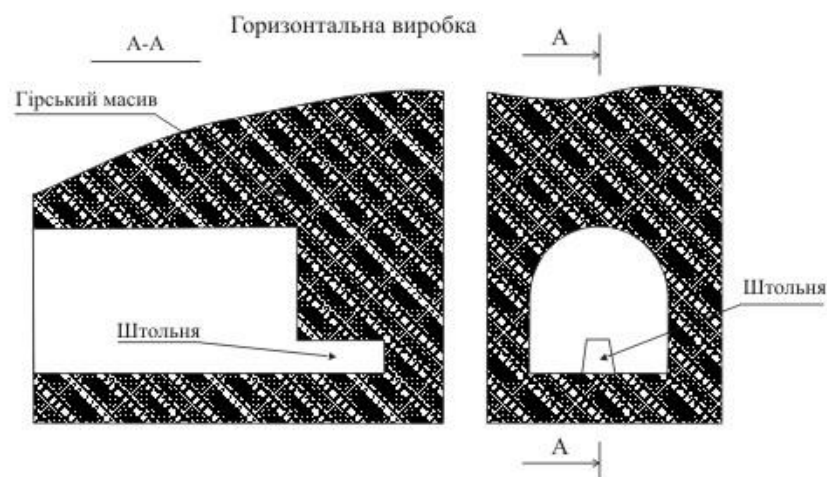


Рис. 1.17. Горизонтальна виробка малого розміру - штольня

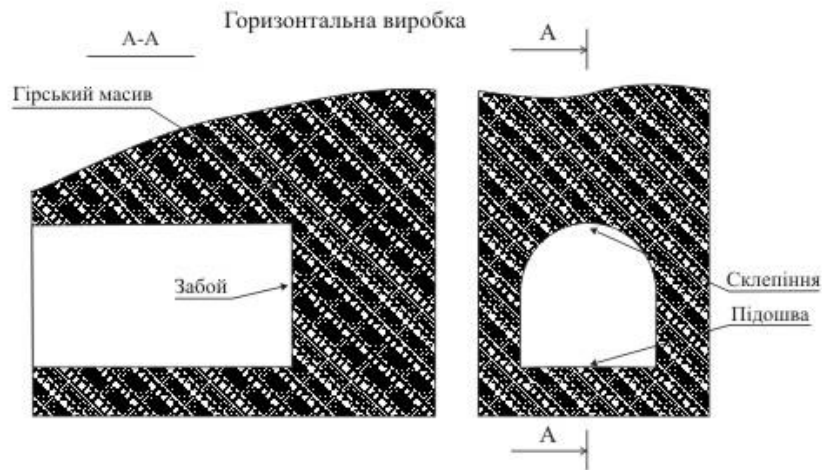


Рис. 1.18. Горизонтальна виробка великого розміру

Постійна несуча конструкція, що огорожує підземну виробку і утворює внутрішню поверхню підземної споруди, називається оправою. Вона сприймає навантаження від порід, які знаходяться над тунелем (гірський тиск), захищає тунель від проникнення води і відповідає габариту наближення будов.

У загальному випадку складається з верхнього склепіння 1, стін 2 і зворотного склепіння 3 (рис. 1.19),

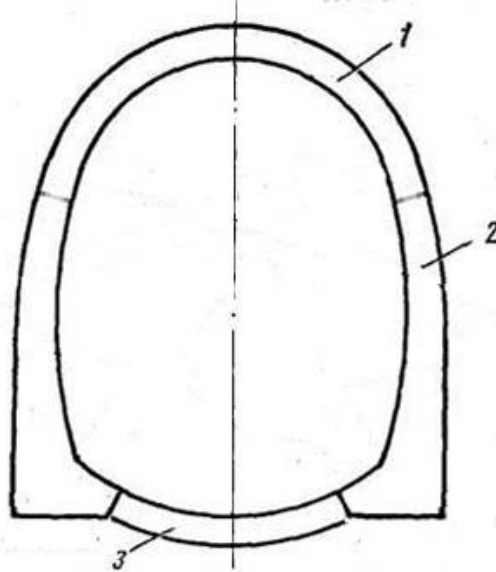


Рис. 1.19. Оправа тунелю:

1- склепіння, 2 – стіни, 3 – зворотне склепіння

У деяких випадках обмежуються верхнім склепінням і стінами або навіть одним верхнім склепінням в залежності від геологічних умов.

Оправи транспортних тунелів раніше споруджувалися із монолітного бетону, на теперішній час із монолітного залізобетону або збірних елементів в залежності від способу спорудження.

Завдання для самоконтролю

1. У яких випадках застосовують закриті й відкриті способи робіт при будівництві транспортних тунелів?
2. Які способи спорудження тунелів при закритому способі робіт?
3. У яких умовах застосовуються гірничий спосіб спорудження транспортних тунелів?
4. У яких умовах застосовуються щитовий спосіб спорудження транспортних тунелів?
5. Яка частина виробки називається штросою?
6. Як називається горизонтальна виробка малого розміру?

2 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ БУДІВНИЦТВА ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ

Матеріалом конструкції тунельної оправи є бетон або залізобетон, але гірська порода, в якій прокладено тунель, є теж основною частиною конструкції, і вона може виконувати як опорну, так і навантажувальну роль. Отже, ключ до успішного будівництва тунелю полягає в розумінні роботи гірського масиву як частини конструкції тунелю, зокрема гірських порід, з яких складається гірський масив, їх характеристик міцності, тріщинуватості, стійкості, деформованості та багатьох інших.

Тому проєктування транспортних тунелів, конструкції оправ тунелів залежить від вибору траси, геологічних умов, способу будівництва, а їх вартість і терміни виконання робіт визначаються в основному геологічними й гідрогеологічними умовами, що мають місце на трасі тунелю.

Уздовж траси тунелів значної протяжності можуть зустрічатися породи різних форм залягання з різними фізико-механічними властивостями і всілякими порушеннями.

У зв'язку з цим для успішного ходу будівництва велике значення мають інженерно-геологічні дослідження – вишукування району, наміченого для будівництва тунелю. Геологічна експертиза, що узагальнює результати цих досліджень, повинна дати відповідь на всі питання, що цікавлять будівельників, передбачити труднощі, що можуть виникнути в процесі будівництва й експлуатації тунелю, і рекомендувати найбільш сприятливе в геологічному відношенні положення траси. Помилки або неправильні висновки експертизи можуть досить несприятливо вплинути на хід, вартість і терміни будівництва, а також на умови експлуатації тунелю.

2.1 Гірські породи

Земна кора, в якій споруджуються усі підземні споруди, складається з різноманітних за походженням та складом гірських порід, які утворилися у процесі еволюції Землі [2].

Гірські породи — це агрегати мінералів. Вони можуть складатися переважно з одного мінералу (мономінеральні) або з певного співвідношення частин двох і більше мінералів (полімінеральні).

Будівельні властивості гірських порід залежать від їх мінералогічного складу та умов утворення (походження).

Відомо більше 1000 видів гірських порід. За походженням (генезисом) їх поділяють на три групи:

магматичні — утворилися внаслідок застигання магми;

осадові — утворилися у верхній частині земної кори внаслідок руйнування інших порід та життєдіяльності рослин і тварин;

метаморфічні — утворилися в результаті наступних змін магматичних і осадових порід під впливом високої температури і тиску.

Відмітними ознаками гірської породи є мінералогічний склад, структура і текстура.

Структура характеризує особливості внутрішньої будови гірської породи, зумовлені розмірами, формою, кількісним співвідношенням мінералів, які її складають, а також характером зв'язків між частинами породи.

Текстура характеризує спосіб заповнення простору гірської породи. Вона відображає особливості зовнішньої будови: масивність, шаруватість, пористість тощо.

*У будівельній галузі гірські породи називають **грунтами**.*

Магматичні, метаморфічні і зцементовані осадові породи відносяться до класу **скельних ґрунтів**.

Осадові не зцементовані породи відносяться до класу **нескельних ґрунтів**. [3]

У табл. 2.1. наведені основні властивості гірських порід відповідно до класифікації за коефіцієнтом міцності (f) Протод'яконова М.М., але рекомендується визначати характеристики випробуваннями.

2.1.1 Магматичні гірські породи

Магматичні (або вивержені) **гірські породи** утворилися в результаті охолодження та затвердіння розплавленої магми, що піднялася з глибин землі.

В результаті повільного (млн. років) охолодження магми, яка не досягла земної поверхні, в результаті її кристалізації утворилися **інтрузивні (глибинні) породи** — граніти, діорити, сієніти і т.п. Ці

породи мають повнокристалічну структуру, масивну текстуру та дуже велику міцність (рис. 2.1).



Рис. 2.1. Види глибинних магматичних порід

Магма, що вилилася на поверхню землі при вулканічних виверженнях, при швидкому охолодженні утворює **ефузивні (виливні) породи** — базальти, діабаз, порфірити, ліпарити, обсидіан тощо. Ці породи можуть мати неповнокристалічну (порфірову), прихованокристалічну та скловату структуру, масивну або пористу текстуру та велику міцність (рис. 2.2).



Рис. 2.2. Види виливних магматичних порід

Магматичні породи при будівництві тунелів розглядаються як скельні ґрунти, які мають велику міцність, що ускладнює розробку, але відсутність тріщинуватості не створює великий тиск на оправу.

Для кожного виду гірських порід є характерні форми залягання. Для магматичних це – батоліти, лаколіти, міжпластові жили тощо (рис. 2.3).

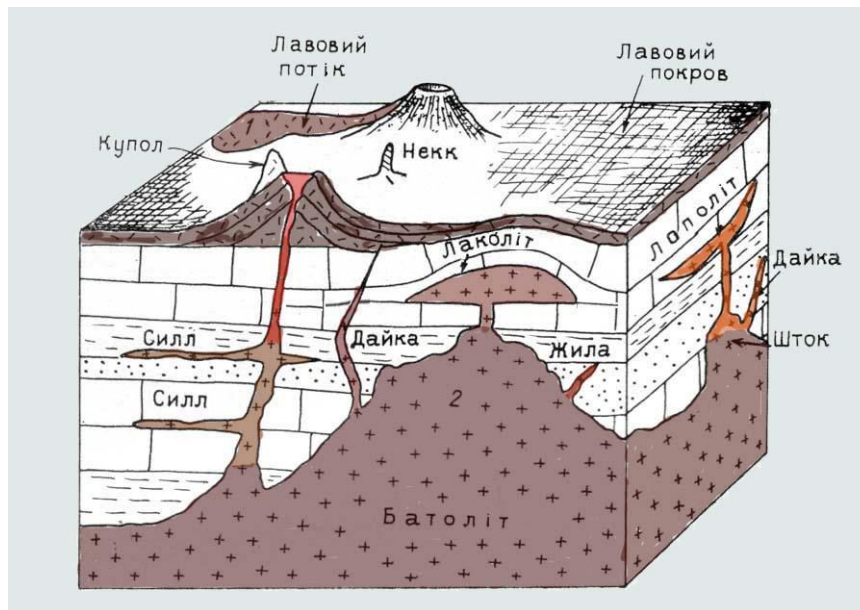


Рис. 2.3. Форми залягання магматичних порід

При оцінці магматичних порід як основи споруд неприпустиме використання звичайних життєвих представлень про безумовну надійність цих порід, наприклад, граніту. Такі складові частини граніту, як польові шпати, на поверхні землі здатні досить швидко руйнуватися і перетворюватися в каолініт, що приводить до загального руйнування породи. Руйнуванню магматичних і інших порід особливо сприяє утворення сірчаної кислоти в результаті розкладання піриту, що в них міститься.

Таким чином, при оцінці магматичних порід, у межах того або іншого будівельного майданчика необхідно користуватися конкретними даними про них.

У зв'язку із широким використанням для характеристики магматичних порід даних про міцність зразків, що виражаються межею міцності при стиску, необхідно вказати на розходження понять про міцність зразків і стійкості масивів порід у цілому, що має велике значення при будівництві тунелів. Випробування зразків магматичних порід звичайно дають високі цифри, що характеризують величину межі міцності при стиску.

Зрозуміло, що настільки висока міцність з величезним надлишком перекриває усі вимоги, що можуть бути пред'явлені до магматичних

порід як до основ споруд. Тиск від споруд на основу не перевищує в промисловому і цивільному будівництві декількох кілограмів на 1 см^2 , у гідротехнічному будівництві — декількох десятків кілограмів на 1 см^2 . Однак у природних умовах магматичні породи звичайно розсічені системами тріщин, що різко знижують стійкість масиву порід і нерідко унеможливають його використання як основу відповідальних споруд, великих мостів, хмарочосів тощо. Отже, результатів випробувань міцності зразків для оцінки магматичних порід як основ споруд явно недостатньо.

При оцінці порід, що вилилися, для аналогічних цілей доводиться рахуватися з можливою наявністю в їхній товщі не тільки тріщин, але і каверн. Вони виявляються під час буріння при провалі бурового інструмента. По тріщинах можуть переміщатися і накопичуватися в них підземні води.

Разом з тим наявність тріщин полегшує розробку порід, їхній витяг з кар'єрів, шурфів тощо.

Під покривом порід, що вилилися, можуть знаходитися інші, у тому числі і меншої міцності, породи.

Резюмуючи сказане вище, можна відзначити, що для оцінки магматичних порід як основ споруд даних про склад, структуру й умови їхнього залягання недостатньо; треба обов'язково мати характеристики їхнього стану.

При будівництві тунелів в гірських масивах складених магматичними породами, будівельні властивості цих порід значною мірою залежать не тільки від їхнього мінерального складу, структури, яка визначає твердість, міцність, щільність і стійкість до руйнування, а і від тріщинуватості всього масиву.

2.1.2 Осадові гірські породи

Осадові гірські породи поширені у верхніх частинах земної кори. Ці гірські породи є продуктом руйнування інших порід, а також результатом життєдіяльності організмів та осадження з повітряного чи водного середовища матеріалів будь-якого походження.

Осадові породи в залежності від умов їх утворення поділяють на три групи: **уламкові, хімічні, органогенні**.

Уламкові породи утворилися в результаті механічного руйнування інших під дією вітру, води, добових та сезонних коливань температури повітря – цей процес має назву вивітрювання. Уламкові породи можуть залишатися на місці утворення і тоді виникає кора вивітрювання, також під дією геологічних процесів вони можуть бути перенесені і відкладені у вигляді *уламків* різноманітної величини.

Ці відклади можуть бути незв'язними (пухкими і сипучими як пісок) і зцементованими різними природними цementsами — глинястим, залізистим, вапнистим, кременистим тощо.

До уламкових незв'язних порід відносять **щебінь, гальку, гравій, пісок**, до зв'язних відносять глинисті - **супіски, суглинки та глини**.



Рис. 2.4. Осадові зв'язні гірські породи – супісок у природному схилі
(<https://surl.li/qgiyxb>)

У природних умовах пухкі уламкові породи можуть зазнавати зв'язування частинками глини та інших порід, утворюючи

зцементовані уламкові породи. До них відносяться **пісковики**, **алевроліти**, **аргіліти**, **конгломерати**, **брекчії**, а також інші породи.



Рис. 2.5. Осадкові уламкові зцементовані породи

Осадкові породи хімічного походження утворилися в результаті виділення з водяних розчинів кристалів різних мінералів і осадження їх на дні водойм. До таких порід відносяться **кам'яна сіль**, **ангідрид**, **гіпс** тощо.



Рис. 2.6. Осадкові хемотропні породи

Осадові породи органічного походження утворилися із залишків стародавньої рослинності та живих організмів – це **кам'яне вугілля, вапняк, доломіт, крейда** (рис. 2.6).



Рис. 2.7. Осадові органігенні породи

Осадові породи за умовами утворення залягають горизонтальними шарами (пластами). Пласт — це плоске геологічне тіло, потужність (товщина) якого значно менше розмірів площі його поширення. Для визначення положення пласта у просторі введено поняття про елементи залягання, лінія простягання, це лінія перетину поверхні пласта з горизонтальною площиною.



Рис. 2.8. Осадові органігенні гірські породи (вапняки) (фото автора)

Осадів зцементовані породи при будівництві тунелів розглядаються як скельні або полускельні ґрунти, які мають велику міцність, що ускладнює розробку, але при відсутності тріщинуватості не створює великий тиск на оправу.

Форми залягання осадових гірських порід показані на рис. 2.9.

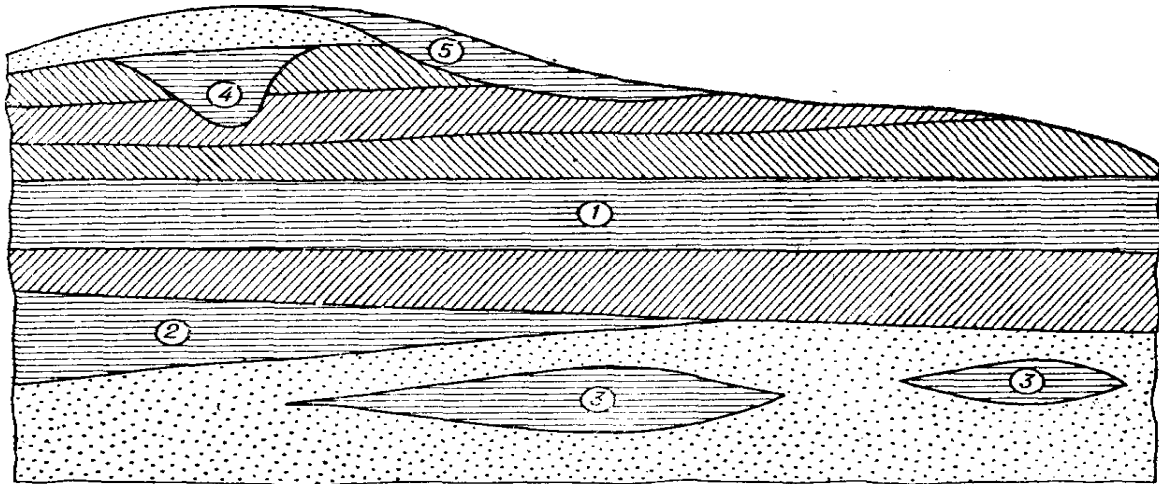


Рис. 2.9. Форми залягання осадових порід: 1 – паралельне нашарування; 2 – виклинювання пласта; 3 – лінзоподібні поклади; 4 – мішок, або карман; 5 – шлейф.

Будівельні властивості осадових порід залежать від їх походження – утворення і гранулометричного складу і віку. Великі проблеми виникають при розташування тунелів у нескельних осадових породах. Мала міцність, велика водонасиченість цих порід потребує спеціальних способів спорудження тунелів.

2.1.3 Метаморфічні гірські породи

Метаморфічні гірські породи утворилися з магматичних або осадових порід на великих глибинах при дії високих температур і тисків. До метаморфічних порід відносять сланці, гнейси, кварцити, мармури.

Метаморфічні породи при будівництві тунелів розглядаються як скельні ґрунти, які мають велику міцність, що ускладнює розробку, але при відсутності тріщинуватості не створюють великий тиск на оправу.

Метаморфічні породи звичайно мають кристалічну структуру. Текстура більшості метаморфічних порід сланцювата. Така текстура зумовлена характерним розвитком кристалічних зерен при перекристалізації - довгою віссю в напрямі, перпендикулярному до напрямку переважного тиску. Зустрічаються породи і з масивною текстурою.

Найголовніші метаморфічні породи: гнейси - утворюються з магматичних (ортагнейси) і осадових (парагнейси) глинястих порід, мають сланцювату текстуру; філіти - утворюються з глинястих порід, текстура - сланцювата; слюдяні сланці - утворюються з глинястих порід внаслідок глибокої видозміни, текстура - сланцева; мармури - утворюються з вапняків та доломітів, текстура - масивна; кварцити - утворюються з пісків і пісковиків, текстура - масивна. Метаморфічні гірські породи не мають певних форм залягання, вони визначаються формою залягання тих порід, з яких вони утворились.

Утворення метаморфічних порід.

Процеси регіонального метаморфізму відбуваються в межах значних площ.

Характерною текстурною рисою всіх регіонально метаморфізованих порід є сланцюватість, що підрозділяється на первинну і вторинну. Первинна сланцюватість обумовлюється рівнобіжним розташуванням пластинчастих мінералів (слюди), що розташовуються перпендикулярно напрямкові тиску. Вторинна сланцюватість також обумовлена тиском, але перегрупкування мінералів при цьому не відбувається. Площини вторинної сланцюватості перетинають площини нашарування і первинну сланцюватість під кутами. Вторинна сланцюватість іменується кліважем.

При проходці тунелів, розробки виїмок і інших подібних споруд необхідно строго враховувати напрямок первинної і вторинної сланцюватості, тому що по цих площинах міцність порід у масиві значно знижена; якщо, наприклад, тріщини кліважу будуть спрямовані у бік виїмки, то на укосі може відбутися зсув гірських порід і виїмка буде деформована.



Рис. 2.10. Метаморфічні гірські породи (<https://surl.li/wbbgqu>)

У результаті прояву регіонального метаморфізму утворюються різні кристалічні сланці, кварцити, мармури, яшми, гнейси й інші метаморфічні породи, широко використовувані в будівництві в різних цілях.

Кристалічні сланці. Загальна назва повнокристалічних метаморфічних порід різного мінералогічного складу, що виникли як з осадових, так і з магматичних порід шляхом їхньої перекристалізації у твердому стані.

В залежності від складу і властивостей кристалічні сланці вживаються як будівельні матеріали, для виготовлення електротехнічних щитів, шкільних дошок, для облицювання лабораторних столів, у сантехніці, у розмеленому виді - для виготовлення толю, руберойду тощо.



Рис. 2.11. Метаморфічні гірські породи

Кварцити. Утворилися в результаті метаморфізму кварцових піщаників із кременистим цементом або кварцовими порфірами. Дуже щільна і тверда порода. Забарвлення біле, рожеве, сіре до чорного. Використовується як будівельний матеріал як бут, кругляка, щебінки тощо. Мають велику міцність і абразивність, тому при спорудженні тунелів розробляються буровибуховим способом.

Мармур. Хімічний склад CaCO_3 . Утворився з вапняків і доломітів, як при контактовому, так і при регіональному метаморфізмі. Залягає у виді шарів. Забарвлення різноманітне - біле, сіре, зелене, чорне. Структура кристалічно-зерниста. Твердість 3—3,5. Використовується як будівельний і лицевальний матеріал, для виготовлення архітектурних деталей (колон, карнизів тощо.), скульптурних виробів.

Мають не велику міцність, тому при спорудженні тунелів розробляються переважно комбайнами.

Гнейси. Породи, які утворилися при найбільш глибокому метаморфізмові. Складаються з кварцу, польових шпатів і темних мінералів. Утворюються як з осадових порід (*парагнейси*), так і з магматичних (*ортогнейси*). Структура кристалічна, текстура сланцювата. По перевазі темних мінералів розрізняють гнейси біотитові, роговообманкові. Широко розповсюджена порода. З гнейсів виготовляють бут-плитняк, щебінку, тротуарні плити, уживають для облицювання каналів, набережних тощо. Мають велику міцність і абразивність, тому при спорудженні тунелів розробляються буровибуховим способом

Метаморфічні породи широко поширені в Україні та світі.

Міцність метаморфічних порід значно перевищує вимоги, що звичайно пред'являються до основ промислових і цивільних будинків і споруд, але при спорудженні тунелів виникають додаткові труднощі при їх розробці.

Знаходячись у поверхні землі, у термодинамічних умовах, що різко відрізняються від умов їхнього утворення, метаморфічні породи здатні руйнуватися. Особливо швидко здатні руйнуватися глинисті сланці. Тому при оцінці метаморфічних порід як основ споруд істотну увагу треба приділяти станowi цих порід: наявності тріщин, ступеня їхнього розвитку, змінам окремих мінералів тощо.

Велике значення мають дані про сланцюватість метаморфічних порід. Її наявність обумовлює анізотропність механічних властивостей цих порід - площини сланцюватості є площинами зниженої міцності порід. Це обставина необхідно враховувати при доборі зразків для лабораторних випробувань на міцність.

Сланцюватість може бути причиною одержання для однієї і тієї ж породи досить різних даних про межу міцності на стиск. Зрозуміло, що для більшості метаморфічних порід ці дані мають ще більш умовне значення, чим для порід магматичних.

Якщо при використанні метаморфічних порід як основи будинків і споруд з невеликими навантаженнями їхня сланцюватість не може розглядатися як причина ускладнень при будівництві й експлуатації, то для будівництва підземних споруд дані про сланцюватість мають першорядне значення. Наявність сланцюватості полегшує розробку гірських порід у кар'єрах, котлованах і гірських виробках. Разом з тим воно в багатьох випадках, виключає можливість витягуванню блоків порід заданих розмірів і форми і не дає можливості їхнього використання як будівельні матеріали.

2.2 Гірські масиви

У земній корі постійно відбуваються різні рухи. Якщо причиною рухів є внутрішні сили Землі, їх називають тектонічними.

Розрізняють три основних типи тектонічних рухів: коливальні, складчасті та розривні. Такі рухи відбувалися як у минулому, так і зараз. Коливальні рухи охоплюють великі ділянки платформ, складчастих систем і поясів. Вони виражаються в періодичних повільних підйомах і опусканнях земної кори. Складчасті рухи призводять до утворення складок у товщах осадових гірських порід. Явище повзучості, яке розвивається в гірських породах при тривалому впливі сил стиску, що сприяє зминанню в складки пластів, у тому числі і порід скельного типу. Складки утворюють складчасті системи і пояси на значних просторах. Розривні рухи утворюють у земній корі глибокі розломи, по яких окремі її ділянки опускаються вниз, утворюючи провалля, а інші піднімаються вгору, утворюючи виступи. Провалля одержали назву грабенів, підняття — горстів. Складчасті та розривні рухи являють собою горотворний процес.

Під впливом усіх цих процесів, що проходять у надрах Землі, відбуваються зміни первинної форми залягання гірських порід, які мають назву тектонічні порушення і гороутворення.

Внаслідок процесів гороутворення виникають різноманітні порушення залягання гірських порід, які називаються **дислокаціями**.

Дислокації бувають без розриву суцільності порід (наприклад, складка) та з розривом суцільності (наприклад, скид, горст і грабен) (рис. 2.12.)

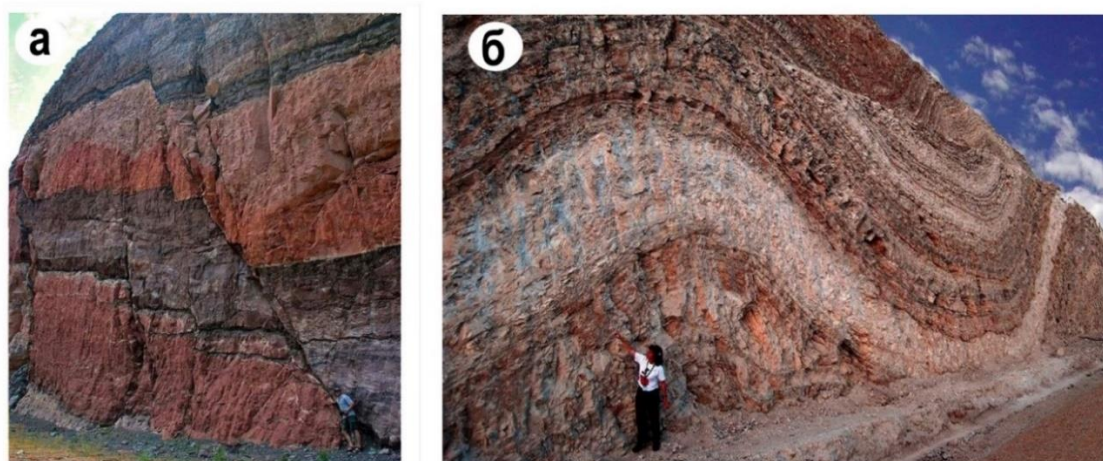
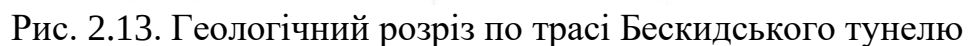


Рис. 2.12. Види дислокацій: а – скид, б – складка.

(<https://surl.li/ezvruo>)

На рис. 2.13 показано геологічний розріз Бескидського залізничного тунелю у Карпатах. Тунель пересікає гірський масив з шарами ґрунту (показані різним кольором), які мають різний кут нахилу (кут падіння) і є частиною нерозривної дислокації – складки.



При проведенні виробок у гірському масиві і утворенні порожнин напружений стан масиву змінюється, рівновага порушується і гірський тиск, що виникає, може призвести до деформацій масиву і обвалення порід у виробці.



Рис. 2.14. Вид забою при проходці гірських масивів
(<https://surl.li/ltjhcp>)

Різноманіття природних умов ставить перед геологами в кожному конкретному випадку нові задачі, зв'язані з визначенням різнобічних геологічних факторів, що впливають на напружено-деформований стан підземної споруди і оточуючих її гірських порід.

У зв'язку з цим, можна вказати на окремі характерні геологічні ознаки і явища, що сприяють орієнтуванню проєктувальника в різноманітному комплексі матеріалів геологічних вишукувань.

На міцність і стійкість підземного спорудження безпосередньо впливає стратиграфія, тобто порядок нашарування гірських порід і форми їхнього залягання. Велику роль при проєктуванні тунелю грає врахування розташування (світа) шарів у просторі, потужності шарів і кута їхнього перетинання з віссю тунелю (кута падіння) (рис. 2.15).

Наявність **дислокацій без розриву суцільності порід** на ділянці будівництва тунелів створює складні умови проведення прохідницьких робіт. Так, у верхній частині антиклінальні породи розбиті тріщинами в процесі гороутворення, тому вони легко пропускають воду. Нерідко в місцях давніх антикліналей зустрічаються поглиблення на поверхні, утворені внаслідок руйнування та винесення ослабленої породи.

Навпаки, в нижній частині синкліналі (мульдї) породи напружені за рахунок стискуючих напружень і при проходці виробок можуть виникати викиди.



Рис. 2.15. Пересічення тунелем нерозривної дислокації (складки)

При розробці таких порід, при спорудженні тунелів, часто трапляються раптові обвали стійких на перший погляд забоїв і навіть викид уламків.

Величина зон або площадок, що порушуються виробленням, знаходиться в залежності від потужності шару, кута його падіння і місцем розташування у складці (рис.2.16).



Рис.2.16. Форми залягання нашарування гірських порід:
а – монокліналь, б – антикліналь, с – синкліналь. (<https://surl.li/bzwwpb>)

Зі збільшенням кута падіння, потужності шару і його тріщинуватості збільшуються зони вивалів.

У зв'язку зі збільшенням зон порушення зростає кількість ділянок з підвищеним гірським тиском, а стійкість кожного шару, що підсікається, відповідно знижується.

У випадку перетинання тунелем (світи) шарів міцних і стійких порід високі міцності, властивості останніх можуть компенсувати несприятливе розташування траси. У цих умовах можлива розробка породи одразу на повний переріз з використанням тимчасового кріплення до спорудження постійної оправи тунелю.

При збігу осі тунелю з віссю прямій нерозривної дислокації (рис. 2.17) великий вплив на величину і напрям гірського тиску, буде мати місце розташування тунелю.



Рис. 2.17. Варіанти трасування тунелів в залежності від розташування дислокацій

Розташування тунелю при моноклінальному розташуванню шарів (рис. 2.17.-1) викликає, одночасно зі збільшенням вертикального, великий однобічний бічний тиск, унаслідок якого виникає необхідність у спорудженні постійної оправи несиметричного обрису.

При відсутності зчеплення між шарами (включення глинистих прошарків) напрямок переважного тиску збігається з нашаруванням порід.

Ще в гірших умовах знаходиться тунель (рис. 12.7.-2), прокладений по осі синкліналі, де величини вертикального і горизонтального тиску можуть досягти великих значень, особливо при водонасиченості шарів, що підсікаються, і викликати необхідність спорудження оправи з великою товщиною склепіння.

При збігу осі тунелю з віссю не порушеної антиклінальної складки (рис. 2.17.-3) тиск на оправу буде мінімальним завдяки перекриттю підземної виробки природним породним склепінням, що сприймає тиск шарів, які розташовані над ним.

Порушення з розривом суцільності порід поділяються на розриви без зміщення і розриви зі зміщенням порід у вздовж поверхні розриву (рис. 2.18.) у вертикальному напрямі під різними кутами нахилу. Розриви без зміщення порід або з незначним зміщенням називають тріщинами розриви зі зміщенням називають скид (рис. 2.18, а) або підкид (рис. 2.18, б).

Такі порушення, виражені зонами розламу і зміщенням порід по поверхні розриву, впливають на конструкцію оправи, методи прохідницьких робіт і експлуатаційну стійкість масиву і тунелю.

Проходка зон тектонічного розламу, пов'язана з можливими обвалами великих мас скельних порід і проривів напірної води, нерідко призводять до аварій та руйнування.

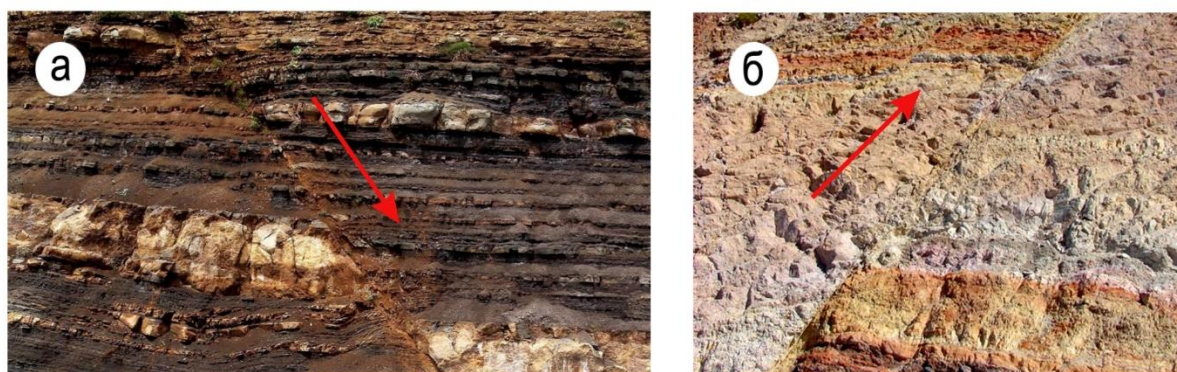


Рис. 2.18. Види розривних дислокацій: а – скид, б – підкид.
(<https://surl.li/qicuia>)

Тектонічні розриви (розломи) створюють при гірничопрохідницьких роботах значне ускладнення, оскільки зони розломів складені сильно тріщинуватими або роздробленими нестійкими породами. При проходці тунелів у зоні розломів в виробках часто різко збільшуються припливи води, можуть відбуватися також вивали породи.

Наявність скидань і зрушень, що збігаються з простяганням шарів і віссю тунелю (рис. 2.19.), зв'язано з високим гірським тиском, особливо у зоні розлому, і припливом глибинних іноді термальних вод, що може потребувати переносу траси в більш надійну частину масиву.

Зрушення і скидання часто розташовуються групами, причому порода в проміжках між їх площинами виявляється сильно перем'ятою і роздробленою.



Рис. 2.19. Пересічення скиду тунелем (<https://surl.li/auagcb>)

Найбільш небезпечним є скидний рів (грабен) — осіла ділянка земної кори між суміжними, що залишилися на місці (рис. 2.20).

У непорушеному крилі східчастого скидання гірський тиск буде помірним, але можливі виходи природних газів і значний приплив глибинних вод. Опущене крило характерне надзвичайно високим тиском і припливом поверхневих вод.

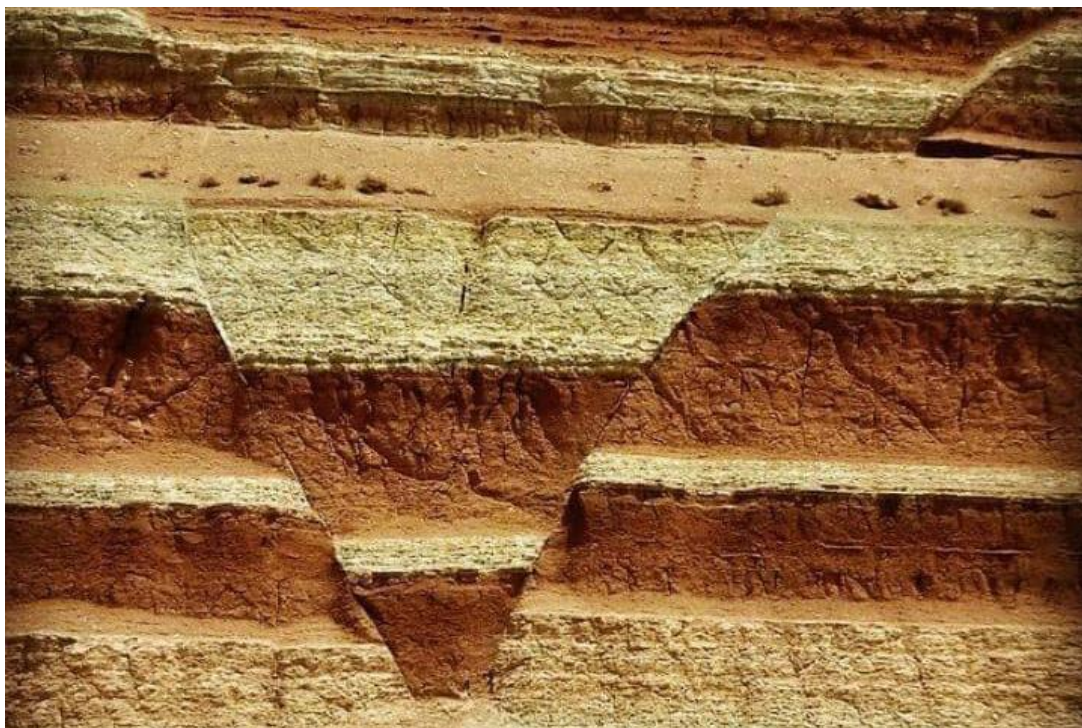


Рис. 2.20. Розривна дислокація – грабен (<https://surl.li/qicuia>)

Виступ, обмежений скиданнями (горст), відрізняється невеликим тиском, а багатоступінчасте скидання — тиском значної інтенсивності.

Таким чином, опущені ділянки скидань найбільш несприятливі для виробництва тунельних робіт. Однак практикою робіт зафіксовані виключення з цього правила, коли наявність скидань і зрушень не супроводжувалося збільшенням гірського тиску і припливами води.

Нерідко в земній корі з'являються невірноважені залишкові напруги, викликані попередньою історією тектоніки і в цьому випадку гірський тиск збільшується.

2.3 Інженерно-геологічні вишукування

Інженерно-геологічні вишукування проводяться відповідно до [4] ДБН А.2.1-1-2008 та Кодексу 3-3:2022 Метрополітени, Частина 3. Інженерні вишукування.

Додаткові вимоги до програми вишукувань потрібно виконувати відповідно до [5].

Інженерно-геологічні вишукування проводяться в обсязі достатньому для оцінки інженерно-геологічних умов усіх варіантів проходження тунелів, які проєктуються, та складання прогнозу зміни цих умов у період будівництва і подальшої експлуатації споруди відповідно до положень ДБН А.2.1-1.

Інженерно-геологічні вишукування проводяться на всіх етапах проєктування та будівництва, а саме:

- на стадії передпроєктних розробок;
- на стадії «Проєкт» або в складі затвердженої частини робочого проєкту;
- на стадії «Робоча документація»;
- під час будівництва (забезпечують уточнення інженерно-геологічних умов будівництва для коригування за потреби прийняття конструктивних рішень і рішень з організації робіт у разі будівництва в складних умовах).

Для кожного етапу вишукувань складається технічне завдання та програма інженерно-геологічних вишукувань.

У технічному завданні на виконання інженерно-геологічних вишукувань наводять загальні дані про розташування й довжину траси разом з варіантами глибини закладення тунелів, розміщення станцій та інших споруд, ділянки метрополітену, яка проєктується, дані про техногенні навантаження на геологічне середовище.

Програма вишукувань містить склад та обсяги інженерно-геологічних вишукувань залежно від особливостей споруди, стадії вишукувань, ступеня вивченості та категорії складності інженерно-геологічних умов.

Під час інженерно-геологічних вишукувань повинні бути враховані інженерно-геологічні умови в зоні залягання підземної споруди. Товща ґрунтів досліджується не менше ніж на 40 м вище і на глибину від 8 м до 40 м нижче лотка споруди, за відсутності вище склепіння стійких ґрунтів – вся товща ґрунтів від поверхні землі до глибини від 8 м до 40 м нижче лотка споруди.

У програму інженерно-геологічного обстеження району будівництва тунелю входять наступні види робіт:

- вивчення наявних літературних і картографічних матеріалів по топографії, геології і гідрогеології району;
- проведення інженерно-геологічної зйомки території будівництва, що полягає у вивченні оголень земної кори, стійкості ґрунтових мас, потужності і хімічного складу джерел, що виходять на поверхню, характеру рельєфу тощо;
- призначення варіантів траси тунелю для всебічних геологорозвідувальних робіт.

Детальні глибинні геологорозвідувальні роботи і гідрогеологічні дослідження з лабораторним вивченням фізико-механічних властивостей гірських порід і хімічного складу підземних вод.

Найбільш розповсюдженим і ефективним методом глибинного дослідження гірського масиву є ударно-обертальне буріння свердловин з відбором проб через 0,5 м у слабких породах і колонкове буріння з узяттям керна в скельних породах.

У результаті інженерно-геологічних вишукувань повинні бути встановлені геологічна будівля масиву по трасі тунелю, інженерно-геологічна характеристика, гідрогеологічні умови і ряд загальних питань (кліматичні умови, наявність будівельних матеріалів тощо).

Представлення про геологічну будівлю масиву по трасі тунелю дають подовжні і поперечні геологічні розрізи і ряд інших графічних матеріалів, перерахованих у технічних умовах і інструкціях на виконання інженерно-геологічних вишукувань для проєктування і будівництва метрополітенів і гірських залізничних тунелів.

На підставі вивчення матеріалів інженерно-геологічних вишукувань повинні бути висвітлені наступні питання, що характеризують район будівництва тунелю і прорізуваний тунелем гірський масив.

Особливості поверхні в районі будівництва тунелю. Тут необхідно дати представлення про рельєф місцевості, лісистості і заболоченості смуги, розташованої над майбутнім тунелем, наявності найближчих водойм, можливості зсувних явищ по контактах між шарами під дією сил ваги, ґрунтових потоків і порушень, стійкості гірського масиву у зв'язку з проходкою підземних виробок, наявності карстових явищ, зв'язаних з розчиненням гірських порід (гіпс, ангідрит, вапняк,

доломіт) і утворенням підземних печер, заповнених наносами або насичених водою, про осідання поверхні і сейсмічні явища.

За результатами вишукувань, що були проведені за допомогою розвідувального буріння та електророзвідки, складається зведений інженерно-геологічний звіт, що звичайно складається з первинних документів, загальної частини й інженерно-геологічних висновків.

Для проєктування тунелю найбільш важливими є наступні дані звіту:

- геологічна структура і стійкість гірського масиву (*від цього залежить гірський тиск, який буде діяти на тунельну оправу*);
- наявність зон розмиву, провалів, зсувів і карстів, а також, складок тощо. (*від цього залежить спосіб спорудження тунелю*);
- очікуваний гірський тиск і імовірність зустрічі ділянок зі значним гірським тиском (*що залежить від геологічної структури*);
- зони і характер можливих обвалень і вивалів породи при її розробці;
- фізико-механічні властивості порід і їхня міцність у відношенні розробки, абразивність (*що впливає на вибір способу розробки*);
- теплопровідність порід і очікувана температура в підземній виробці;
- кути природного укосу порід;
- характер тріщинуватості порід (*що впливає на стійкість забою*);
- характеристика водоносних горизонтів, напрямок і швидкість руху підземних вод, а також величина очікуваних припливів води в підземні вироблення.
- хімічний склад порід і підземних вод і ступінь їхньої агресивності;
- родовище місцевих будівельних матеріалів, їхні запаси і якісна характеристика (*для можливості використання породи, що розробляється для будівництва*);

На підставі аналізу матеріалів, отриманих при інженерно-геологічних дослідженнях, вибирається глибина закладення тунелю, способи спорудження, типи конструкції оправы тощо.

2.4 Класифікація гірських порід (грунтів)

У табл. 2.1. наведені основні властивості гірських порід відповідно до класифікації за коефіцієнтом міцності Протод'яконова М.М., але рекомендується визначати характеристики випробуваннями.

Таблиця 2.1.

Властивості ґрунтів (порід) відповідно до класифікації за коефіцієнтом міцності Протод'яконова М.М.

Категорія ґрунтів (порід)	Найменування ґрунтів (порід)	Група ґрунтів	Коефіцієнт міцності f по шкалі проф. М. М. Протод'яконова	Питома вага γ , кН/м ³	Кут внутрішнього тертя Φ , градуси
Дуже міцні	Магматичні породи дрібнозернисті невивітрілі великої міцності (діабази, габро, діорити, порфірити й ін.) і метаморфічні породи дрібнозернисті невивітрілі великої міцності (кварцити й ін.)	11	$f \geq 19$	29...33...33	87...88...88
	Магматичні породи дрібнозернисті невивітрілі дуже міцні (діабази, діорити, базальти, граніти, андезити й ін.) і метаморфічні породи дрібнозернисті невивітрілі дуже міцні (кварцити, роговики й ін.)	10	$19 > f \geq 17$	28...31...31	86...87...87
	Кремій, кварцитові піщаники, вапняки невивітрілі виняткової міцності, дрібнозернисті магнетитові й залізні руди		$17 > f \geq 15$	28...31...31	86...87...87
	Магматичні породи середнезернисті невивітрілі й слабовивітрілі міцні (граніти, діабази, сієніти, порфірити, трахіти й ін.) і метаморфічні породи середнезернисті невивітрілі міцні (кварцити, гнейси, амфіболіти й ін.)	9	$15 > f \geq 12$	28...31...31	84...85...85

	Піщаники дрібнозернисті окварцовані, вапняки й доломіти дуже міцні, мармури дуже міцні, кременисті сланці, кварцити з помітною сланцюватістю, бурі залізняки й руди із кварцом		$12 > f \geq 10$	27...29...29	84...85...85
Міцні	Конгломерати й брекчії міцні на вапняному цементі, доломіти й вапняки міцні, піщаники міцні на кварцовому цементі, колчедани, магнетитові руди, великозернисті магнетитогематитові залізисті руди, бурі залізняки, хромітові руди,	8	$10 > f \geq 8$	27...29...29	82...84...84
	Магматичні породи грубозернисті невивітрілі й слабовивітрілі (граніти, сієніти, зміювики й ін.) і метаморфічні породи грубозернисті невивітрілі (кварцо-хлоритові сланці й ін.)		$8 > f \geq 7$	25...28...28	82...84...84
	Аргіліти й алевроліти міцні, магматичні породи вивітрілі (граніти, сієніти, діорити, зміювики й ін.) і метаморфічні породи вивітрілі (сланці й ін.), вапняки невивітрілі середньої міцності, сидерити, магнезити, кварцові поліметалеві руди (пірити, галеніти, халькопірити, піроксени).	7	$7 > f \geq 5$	25...28...28	75...80...80
Середньої міцності	Вапняки й доломіти слабовивітрілі середньої міцності, піщаники на глинистому цементі, метаморфічні породи среднезернисті вивітрілі (сланці слюдисті й ін.), бурі залізняки, руди, ангідрити.	6	$5 > f \geq 4$	23...28...28	65...75...75

	Вапняки й доломіти вивітрілі середньої міцності, мергель середньої міцності, метаморфічні породи грубозернисті середньої міцності (глинисті, піщанисті й талькові сланці), Лімоніти, конгломерати й брекчії з галькою з осадових порід на вапняково-глинистому цементі	5	$4 > f \geq 3$	22...27 11 22...23	60...65...65
	Антрацити, конгломерати й піщаники середньої міцності, алевроліти й аргіліти середньої міцності, опоки невивітрілі середньої міцності, кальцити, туфи вивітрілі.		$3 > f \geq 2$	22...23...23	60...65...65
	Аргіліти й алевроліти маломіцні опоки вивітрілі середньої міцності вапняки й доломіти вивітрілі маломіцні, валунні ґрунти, кам'яне вугілля середньої міцності.	4	$2 > f \geq 1,5$	16...22...22	30...40...40
	Глини карбонатні міцні, крейда, гіпс, крейдяні породи маломіцні, ракушняк слабо зцементований, гравійні, галечникові, дресвяні й щебеністі ґрунти з валунами. Трепел, глини й суглинки тверді і напівтверді, зміст до 10 % гальки, гравію або щебню	3	$1,5 > f \geq 1$	18...20...20	28...30...30
Слабкі	Глини й суглинки без домішок гальки, гравію або щебню тугі й м'якопластичні, гравійні, щебеністі ґрунти щільного складу, піски гравілісті, ґрунти з коріннями й з домішками, шлаки злежалі	2	$1 > f \geq 0,9$	17...18...18	25...28...28

	Піски, ґрунти рослинного шару без корінь і домішок, торф без корінь, доломітове борошно, шлаки пухкі, пухкі гравійні, галечникові, й щебенисті ґрунти.	1	$0,9 > f \geq 0,5$	16	20...25...25
	Пухкі вапнякові туфи, лес, суглинки лесоподібні, супіски й пісок без домішок або з домішкою щебенів, гравію або будівельного сміття. Піски-пливуні		$0,5 > f \geq 0,4$	16	20...25...25

Відповідно до діючого ДБН В.2.3-27:2023 Тунелі, орієнтовні значення коефіцієнта міцності нескільних ґрунтів приймаються по Додатку Б, таблиця Б.1, або безпосередньо з випробувань на міцність (наприклад, стабілометричних випробуваннях).

Завдання для самоконтролю

1. Як впливають геологічні умови на вибір способи спорудження тунелю?
2. Які способи спорудження тунелів при проходці в скельних породах?
3. Які види дислокацій ви знаєте?
4. У яких геологічних умовах застосовуються гірничий спосіб спорудження тунелів?
5. З якою метою виконуються інженерно-геологічні вишукування?

3 ПЛАН І ПРОФІЛЬ ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ

3.1 Залізничні тунелі.

Будівництво тунелів на високогірних ділянках залізничних ліній розширює можливості їхнього трасування і поліпшує умови експлуатації.

План і профіль колії в залізничних тунелів проектують за нормами ДБН [6], які установлені для відкритих ділянок траси, з урахуванням особливостей, зв'язаних з розташуванням лінії в підземній виробці.

Рекомендується розташовувати тунелі на прямих ділянках шляху, тому що тунелі, розташовані на кривих, мають істотні недоліки. До них відносяться: необхідність розширення габаритів наближення будівель на кривих, що викликає збільшення розмірів виробки й обсягу робіт зі спорудження тунельної оправи; ускладнення підземної розбивки осі тунелю; збільшення зносу рейок (особливо на кривих малих радіусів), що знаходяться у вологому повітрі тунелю в несприятливих умовах; погіршення умов вентиляції. Однак у ряді випадків розташування тунелів на кривих є неминучим.

Необхідність у будівництві тунелів часто виникає на напружених ходах, що прокладаються з максимально можливим ухилом трасування: керівним ухилом або ухилом кратної тяги, зменшеним на величину питомого опору на кривих.

Якщо ухил місцевості перевищує припустимий ухил трасування, необхідно прибгати до штучного розвитку лінії, тобто подовжувати її, щоб перебороти різницю висот початкової і кінцевої відмітки.

При цьому трасу прокладають по гірських схилах у вигляді звивистої залізничної лінії з використанням особливостей рельєфу місцевості (рис. 3.1).

У випадку відсутності бічних долин або їхньої незручності для розвитку лінії, останню виконують на схилах головної долини у виді комбінації петель. Для різкої зміни напрямку лінії, що проходить по схилі долини, використовують відкриті виїмки або тунелі.



Рис. 3.1. Звивиста залізнична лінія (<https://surl.li/zwntax>)

Сприятливим для розвитку залізничної лінії є наявність бічних долин, що впадають у головну долину. Захід залізничної лінії в бічну долину (рис. 3.2, а) або в дві бічні долини, розташовані недалеко одна від іншої (рис. 3.2, б), дозволяє улаштувати петлю великої протяжності з набором значної висоти. При цьому виникає необхідність у спорудженні тунелів.

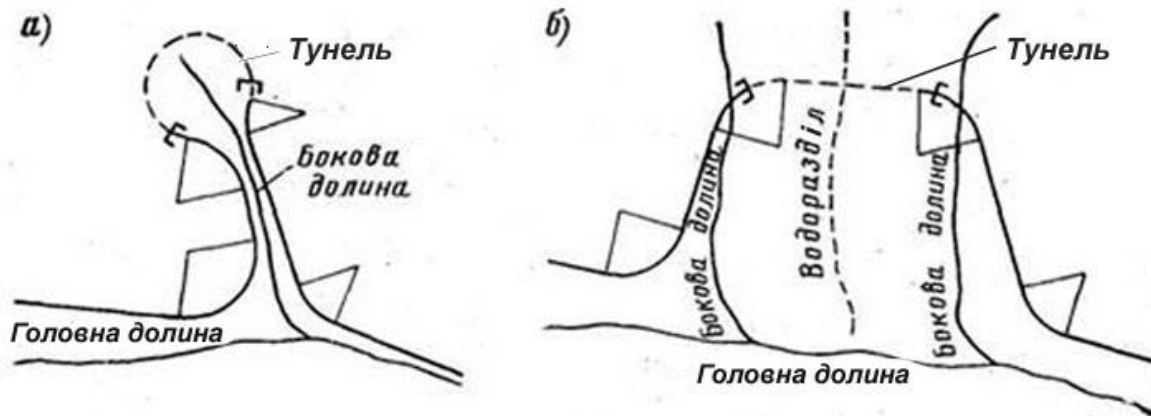


Рис. 3.2. Розвиток залізничної лінії: а – захід у бічну долину,
б – захід у дві бічні долини.

За рекомендаціями ДБН [6] радіуси кривих в тунелі повинні бути, як правило, не менше 600 м. Однак у випадку спіральних тунелів виконання цієї вимоги зв'язано зі значним збільшенням їхньої довжини, пропорційній величині радіусів, і будівельної вартості. При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні величину

мінімального радіуса можна прийняти рівною 400 м, а у важких гірських умовах — зменшити за узгодженням із залізницею до 250 м (на лініях I і II категорій).

Розташування тунелів у плані та профілі визначається рельєфом місцевості, що перетинається, і гідрогеологічними умовами на трасі.

По розташуванню у профілі тунелі поділяються (рис.3.3) на підошвені (базисні), які розташовані у підніжжя схилу, що мають більш низьку вартість експлуатації; використовуються при значній вантажонапруженості траси; перевальні і базисні тунелі можуть називатися перевальними, перевальні, які перетинають водорозділ та вершині, що мають мінімальні довжину і будівельну вартість з використанням більш протяжних підходів.

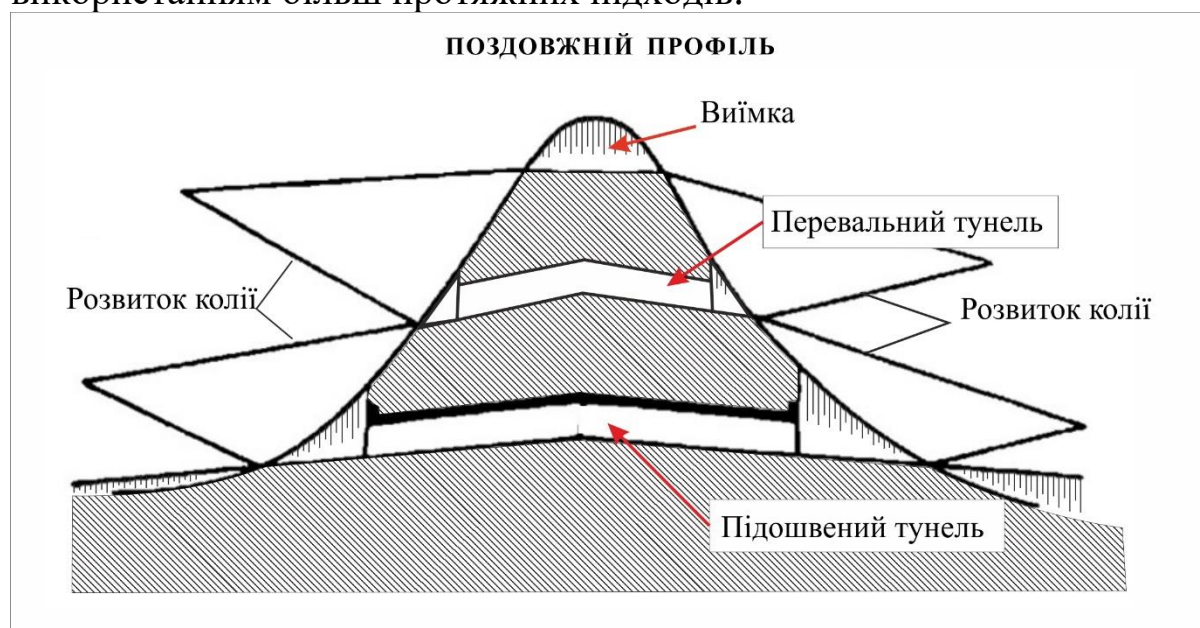


Рис. 3.3. Варіанти розташування тунелю по висоті

Перевальні тунелі, що забезпечують перетинання висотної перешкоди, улаштовують, як правило, на прямій. Лише вхідні ділянки перевального тунелю часто знаходяться на кривих, тому що підходи до них розташовують уздовж схилів.

У складних випадках розвитку виникає необхідність у спорудженні ряду тунелів різних типів.

За розташуванням у плані тунелі поділяються на мисові, що проходять крізь височини в зламах річок, обхідні, що обводять дорогу на ділянках складної геологічної будови, і перевальні, що проходять під гірськими хребтами і вододілами.

Завданням проектування плану та поздовжнього профілю (трасування) є з'єднання заданих точок шляху сполучення А і В,

розташованих по обидва боки від вододілу, лінією найменшої довжини з ухилами, що не перевищують допустимих i , можливо, меншої довжини тунелю.

Трасування виконується за планом тунельного перетину в горизонталях, де вказані вихідні пункти А та В ділянки лінії та позначка одного з них (напр. пункту А) (рис. 3.4).

Насамперед на цьому плані необхідно нанести позначки горизонталей, використовуючи задану позначку пункту А та заданий крок перерізу горизонталів.

Найменша довжина ділянки траси, що проектується, може бути отримана, якщо використовувати гранично допустимі ухили поздовжнього профілю.

Трасування ділянки залізничної лінії починають з пункту, що має найнижчу позначку, спочатку по схилу з підйомом на висоту перевалу напруженим ходом і виконують на плані "розчином циркуля" l_{tp} , см (з урахуванням масштабу) величина якого визначається за формулою:

$$l_{tp} = \frac{\Delta h}{i_k} (\text{км});$$

Де:

l_{tp} - шаг трасування (км)

Δh - шаг перерізу горизонталів (м)

i_k - керівний ухил дороги ($^0/_{00}$) в промілях, це максимальний ухил, який дозволений на ділянці колії.

$$l_{tp} = \frac{\Delta h}{i_k - i_{ек}}$$

$i_{ек} = 1^0/_{00}$ - ухил пом'якшення за рахунок додаткового опору на кривих

$$l_{tp} = \frac{\Delta h}{i_k \cdot m - i_{ек}}$$

m - коефіцієнт пом'якшення керівного ухилу (що враховує додатковий опір поїзду в тунелю)

На рис. 3.4 показана карта гірського хребта з горизонталями і можливі варіанти пересічення залізницею водорозділу зі спорудженням тунелю.

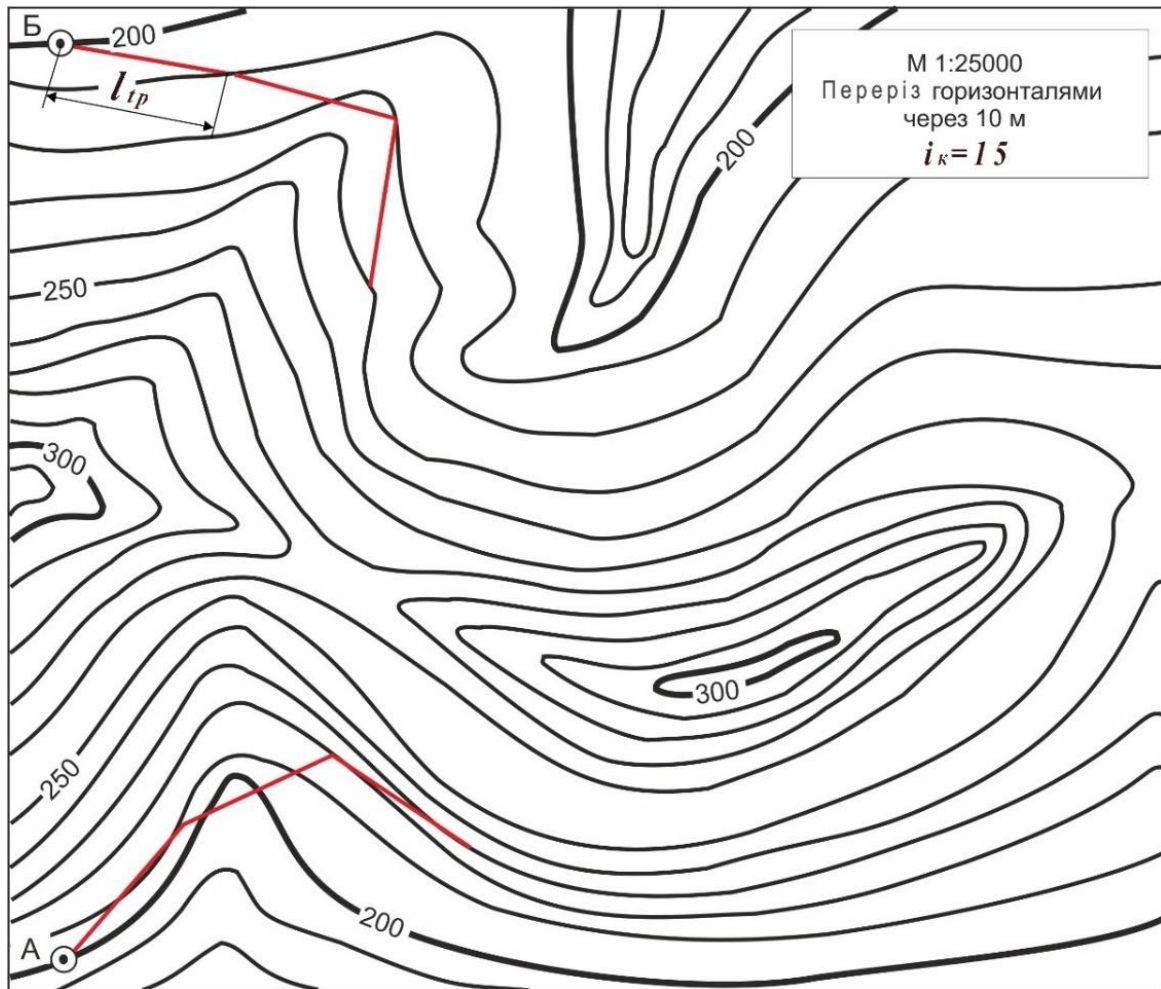


Рис. 3.4. Карта гірської місцевості в горизонталях з варіантом трасування залізничної лінії

Загалом подолання висотної перешкоди залізницею може досягатися різними за ефективністю проектними рішеннями. При аналізі проектних рішень обов'язково розглядаються як питання трасування так і геологічні умови спорудження тунелю.

Значно складнішим завданням є визначення висотного положення перевального тунелю, який може бути як вершинним, так і базисним. У цьому випадку необхідно враховувати такі основні фактори: 1) тунель має вписуватися в план і поздовжній профіль траси, забезпечуючи єдину плавну просторову лінію на всьому перевальних ділянках дороги, 2) характер схилів перетинаються гірського масиву: порівняльно невеликі зсуви базисного тунелю можуть значно скоротити його довжину і, навпаки, зниження позначки вершинного тунелю може практично не позначитися на його довжині;

3) можливість природного провітрювання тунелю; 4) інженерно-геологічні умови; 5) гідрометеорологічні умови. Остаточний вибір висотного положення перевалочного тунелю визначається техніко-економічним розрахунком.

На рис. 3.5 показана карта гірської місцевості з варіантами трасування залізничної лінії.

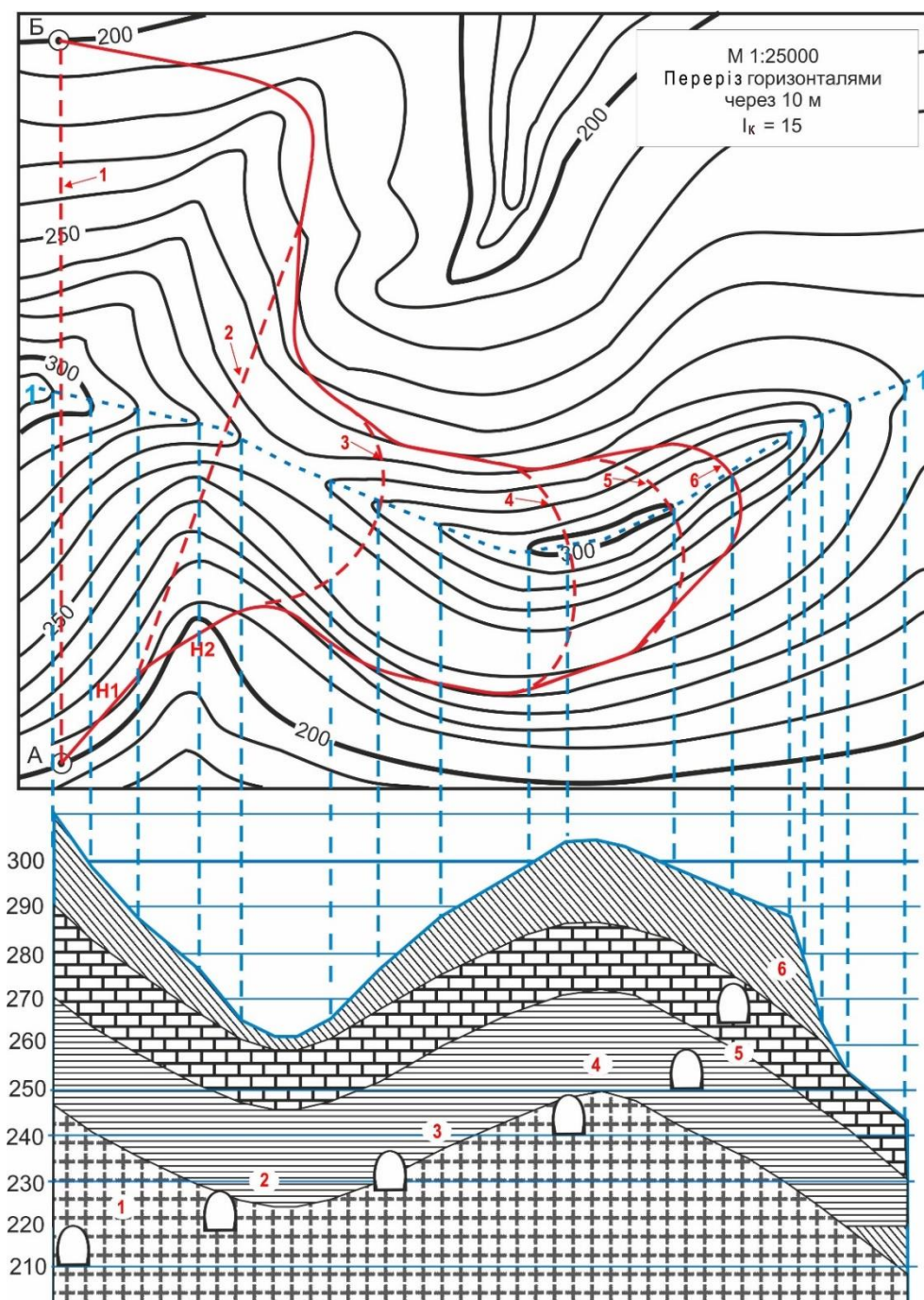


Рис. 3.5. План гірської місцевості з варіантами траси залізниці і розріз по хребту.

Перший варіант представляє базисний тунель великої довжини, розташований біля підніжжя, з малою протяжністю підходів до тунелю. Завдяки зручному розміщенню на прямій ділянці в плані і з мінімальними ухилами в профілі цей варіант забезпечує полегшенні умови експлуатації, але при великій вартості будівництва.

Враховуючи геологічні умови розташування тунелю можна очікувати невеликий гірський тиск, що вплине на товщину невелику оправи, але міцність гірських порід вплине на спосіб їх розробки.

Другий варіант передбачає наявність напіввиїмки на підході до тунелю на позначці Н1. Довжина тунелю значно зменшується, що вплине на зменшення вартості будівництва, але враховуючи геологічні умови, тунель пересікає міцні породи з труднощами їх розробки, а гірський тиск збільшиться за рахунок розташування над тунелем слабких порід.

Третій варіант передбачає будівництво великого насипу або мосту на позначці Н2 що вплине на збільшення вартості будівництва підходів і розташування тунелю в плані на кривій погіршує його експлуатацію.

Геологічні умови будівництва погіршуються за рахунок розробки у забої порід різної міцності і наявність не симетричного бічного тиску.

Четвертий варіант у порівнянні з третім передбачає значне збільшення довжини підходів і при цьому не зменшується довжина тунелю, геологічні умови теж не поліпшуються.

П'ятий варіант має меншу довжину тунелю, але ще збільшується довжина підходів, геологічні умови сприятливі для розробки породи і незначного гірського тиску.

Шостий варіант має найкоротший тунель і сприятливі геологічні умови, але ще збільшується довжина підходів.

Розглядаючи всі запропоновані варіанти трасування на основі їхнього техніко-економічне порівняння обов'язково беруться до уваги основні принципи:

- порівнюються не тільки тунелі, а й ділянки залізниці на підходах;
- порівнюються терміни будівництва;
- враховуються експлуатаційні витрати.

На рис 3.6. показано профіль 5 варіанту залізничного переходу з вершинним тунелем.

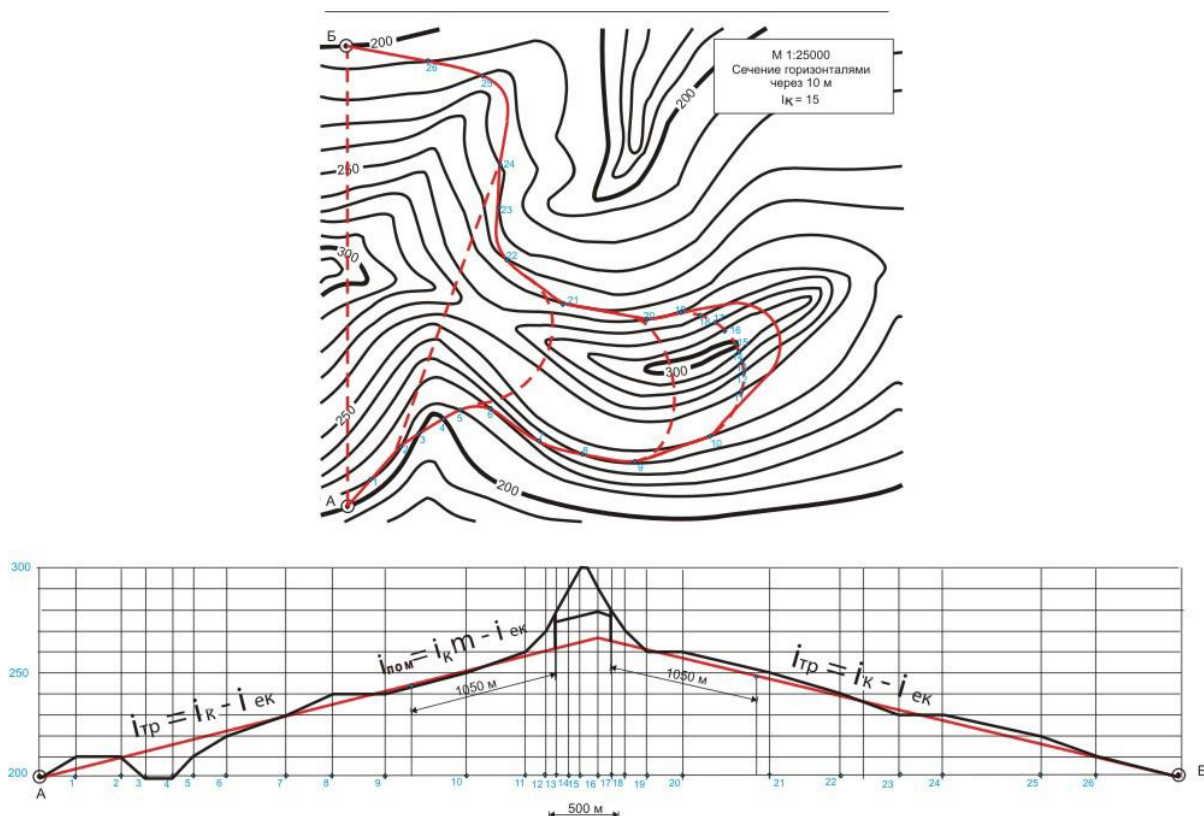


Рис 3.6. Профіль 5 варіанту залізничного переходу

Зменшення зчеплення обумовлене підвищеною вологістю повітря в тунелі, що веде до утворення плівок води на голівках рейок. При гарній вентиляції, а також у сухих тунелях вологість повітря порівняно невелике і падіння коефіцієнта зчеплення менш істотно.

Повітряний опір залежить від ряду факторів (швидкість руху рухливого складу, ступінь заповнення їм поперечного перерізу тунелю, опір тунелю як повітроводу). Воно більше в одноколійних і менше в двоколійних тунелях і підвищується зі збільшенням довжини тунелю.

Порівнюючи значення сили тяги по зчепленню на відкритій ділянці і у тунелі, можна одержати величину максимального ухилу, припустимого в тунелі i_t , розташованому на прямій.

$$i_t = i_k \cdot m$$

Практично максимальний ухил i_t , що допускається, у тунелі на кривій знаходять по формулі

$$i_t = i_k \cdot m - i_{ек}$$

i_k - керівний ухил дороги (‰) промілях

$i_{ек} = 1‰$ - ухил пом'якшення за рахунок опору на кривих

m - коефіцієнт пом'якшення керівного ухилу (що враховує додатковий опір поїзду в тунелю), табл. 3.1.

Таблиця 3.1.

Коефіцієнти пом'якшення m для визначення найбільшого ухилу в тунелі

Довжина тунелю, км	До 0,3	0,3 - 1,0	1,0 - 3,0	Більше 3,0
m	1,0	0,90	0,85	Від 0,80 до 0,75 (у залежності від довжини тунелю)

Пом'якшення ухилу повинне бути зроблене не тільки в самому тунелі, але і на підході до нього з боку підйому на ділянці, довжина якого дорівнює корисній довжині корисна довжина станційної колії роздільних пунктів даної лінії (рис. 3.7).

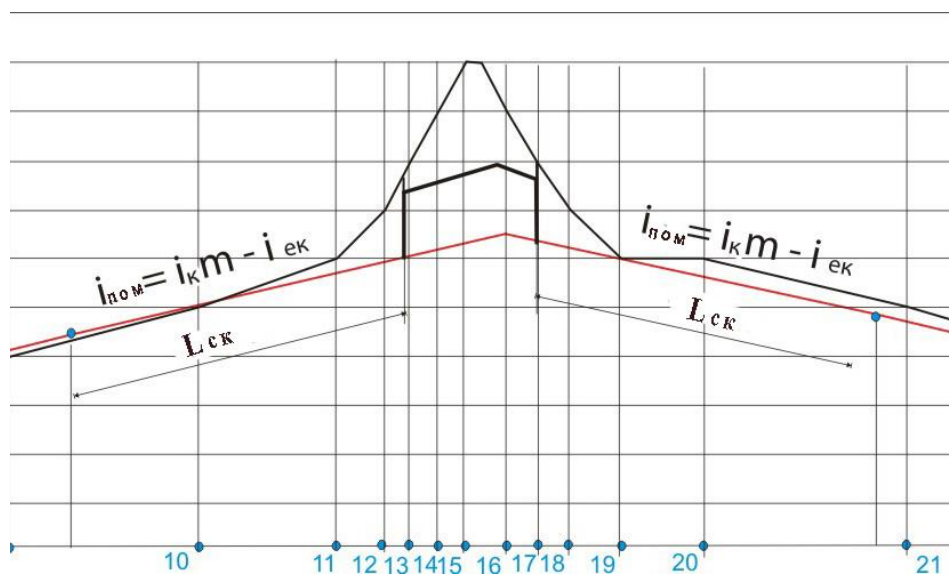


Рис. 3.7. Пом'якшення керівного ухилу у тунелі і перед тунелем

Ця вимога викликана необхідністю зменшити опір рухові потягу на підході до тунелю, тому що локомотив, ввійшовши в тунель, зменшує силу тяги по зчепленню і при відсутності зм'якшення не зможе втягти потяг у тунель.

У подовжньому профілі тунелі влаштовують односхилими і двосхилими. Односхилий профіль (рис. 3.8 а.) мають тунелі, що

влаштовуються при розвитку лінії, тому що них використовують для набору висоти (петлеві, спіральні, мисові, а також короткі перевальні тунелі; двосхилий профіль (рис. 3.8 б) мають перевальні і підвідні тунелі.

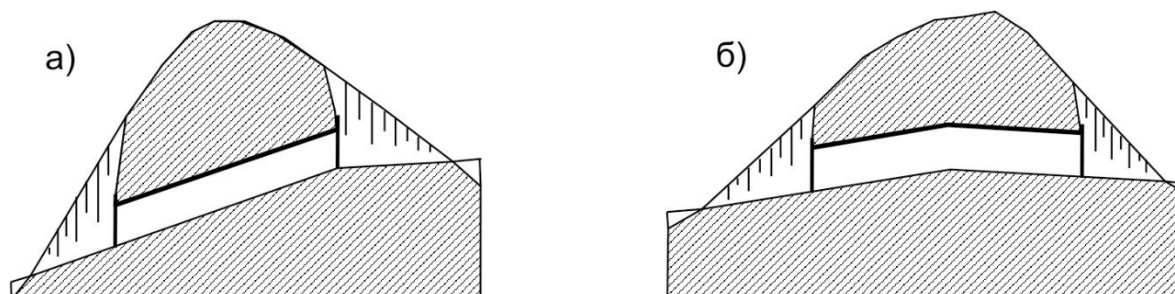


Рис. 3. 8. Профілі тунелів: а – односхилий, б – двосхилий

Перевагою тунелів з односхилим профілем є значна різниця висот між порталами, що забезпечує тепловий напір, що сприяє природної вентиляції під час спорудження тунелю (після збійки передових забоїв) і його експлуатації, і швидке видалення води завдяки крутим ухилам.

Основним недоліком тунелів з односхилим профілем є труднощі видалення води, що надходить у виробку, при проходці з верхнього portalу. У цьому випадку вода стікає до забою, що негативно відбиває на швидкості проходки навіть при гарно налагодженому штучному водовідливі.

Наявність природної тяги після збійки поліпшує провітрювання виробки, але має і недоліки, тому що надходження у вибій свіжого повітря з великими швидкостями (особливо в зимовий час) може викликати простудні захворювання в робітників і погіршити умови твердіння бетону тунельної оправа. Тому односхилий профіль застосовують головним чином у тунелю на кривих, використовуваних для набору висоти, а в перевальних і мисових тунелів — лише при їхній короткій довжині, що дозволяє виконати роботу у встановлений термін при проходці з одного нижнього portalу.

Двосхилі тунелі позбавлені відзначених недоліків (крім підвідного, що потребує штучного водовідливу), але природна вентиляція їх утруднена внаслідок недостатності теплового напору.

Особливим випадком є спорудження тунелів у суворих кліматичних умовах, де велике значення має швидкий відвід води, що проникає в тунель. У таких тунелях рекомендується, як правило,

влаштувати односхилий профіль з поздовжнім ухилом не менше 6 ‰.

За умовами водовідводу ухил у тунелі не повинний бути менше 3 ‰

лише у виняткових випадках допускається зменшення поздовжнього ухилу до 2 ‰. Горизонтальні розділові площадки, що зменшують різницю сполучаються в тунелі ухилів, можуть мати довжину від 200 до 400 м.

При цьому природний стік води до границь площадки забезпечується перемінною глибиною водовідвідного лотка у тунелі.

Більше доцільна заміна розділової площадки двома ділянками, що мають зустрічні ухили 3 ‰, про максимальний ухил, припустимий у тунелі, менше максимального ухилу на відкритій ділянці, тобто в тунелі необхідне зм'якшення ухилу. Причиною цього є зниження в тунелі коефіцієнта зчеплення між рейками і колесами локомотива і наявність повітряного опору при русі рухливого складу, що діє в тунелі як поршень.

Трасування лінії уздовж порізаних берегів озер і морів сполучено з необхідністю спорудження тунелів при перетинанні мисів (рис. 3.9).

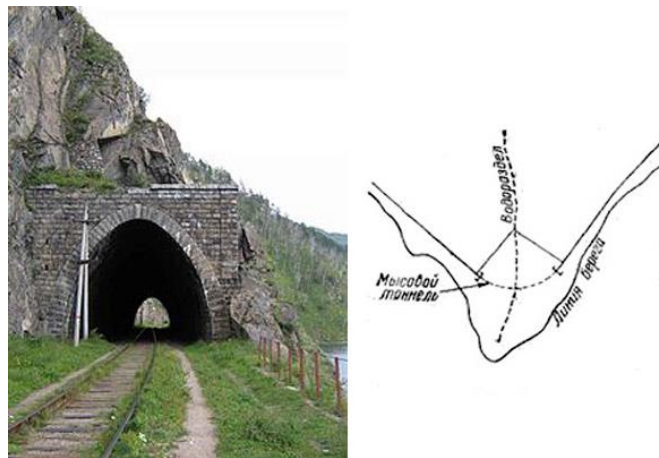


Рис. 3.9. Мисовий тунель

Довжина мисового тунелю тим більше, чим більше радіус кривої, на якій він розташований. Очевидно, і в цьому випадку доцільно розглянути питання про зменшення радіуса кривій, щоб скоротити капітальні витрати на будівництво тунелю, враховуючи що наявність кривої малого радіуса не повинна обмежувати швидкості руху потягів на даній ділянці. Це можливо в тому випадку, якщо тунель розташований на горбі профілю і поїзд підходить до його зі швидкістю, меншої припустимої на кривій прийнятого радіуса.

3.2. Автодорожні тунелі

3.2.1. Проектування траси

При трасуванні автомобільних доріг гірською місцевістю вирішуються питання вибору:

- місцевого перетину вододілу;
- рівня перетину вододілу;
- варіантів трас та підходу до вододілу.

Траса гірських автомобільних доріг, зазвичай, є напружені ходи, тобто, вимагає застосування максимальних ухилів, та проектується за нормами проектування автомобільних доріг [7].

Найзручнішим місцем перетину вододілу відкритою трасою є найнижча його сідловина – перевал, сприятливий для трасування підходів. У цьому ж місці під перевалом може бути запроектований найбільш короткий тунель. Але перевали – це, як правило, місця підвищеного водо притоку та тектонічних порушень, тому розташування тунелів безпосередньо під ними не рекомендується. Більше сприятливим, незважаючи на збільшення довжини тунелів, слід вважати розміщення їх осторонь осі перевалу (рис.3.10).



Рис. 3. 10. Звивиста лінія автодороги для розвитку лінії
(<https://surl.li/nejoxz>)

Вибір рівня перетину вододілу повинен забезпечити безпеку руху та захист траси від снігових заметів, обвалів, лавин та зсувів.

Місце розташування порталів призначають, виходячи з економічності підхідних виїмок, геологічних умов та способу виробництва земляних робіт при розробці виїмок. Максимальну глибину підхідних виїмок при трасуванні приймають рівною 10...12 м в глинистих породах і 15...20 м – в скельних.

Підходящі до вододілу ділянки траси вибирають на основі порівняння варіантів.

Порівнювані варіанти зазвичай представляють траси:

- великий протяжності з коротким тунелем;
- малої протяжності з довгим тунелем;
- через перевал без спорудження тунелю.

При проєктуванні автодорожніх тунелів бажано їх розташовувати на прямих. Тунелі на кривих, неминучі при розвитку лінії, мають наступні недоліки: необхідність збільшення ширини проїзної частини з добудовою віражів для забезпечення безпеки руху; труднощі підземної розбивки осі спорудження; погіршення видимості, що має велике значення в тунелі для безрейкового транспорту, особливо при зустрічних потоках автомашин.

Тому мінімальний радіус кривої в автодорожньому тунелі приймають рівним 250 м. При цьому забезпечується плавний рух автомашин з розрахунковими швидкостями. У винятково складних умовах рельєфу або в межах міської забудови радіус кривій можна зменшити до 100 м при спеціальному обґрунтуванні.

Поздовжній профіль тунелю проєктують з урахуванням можливості поліпшення природної тяги повітря, для чого необхідна різниця висот порталів. При довжині гірського тунелю до 300 м обов'язково застосування односхилого профілю, у сприятливих умовах, що забезпечує природне провітрювання.

При більшій довжині тунелю характер поздовжнього профілю вибирають на підставі техніко-економічного порівняння варіантів.

Тунелі при розвитку лінії, використовувані для набору висоти, улаштовують, як правило, односхилими.

Двосхилі тунелі забезпечують природну тягу лише за наявності вентиляційних шахт, але вони зручні в експлуатації і не вимагають штучного водовідливу при проходці.

Міські і підводні тунелі влаштовують двосхилими.

За умовами водовідводу подовжній ухил у тунелі приймають рівним не менше 4‰. Короткі горизонтальні розділові елементи профілю протягом 250–500 м замінюють звичайно двома елементами профілю з ухилом 3‰ від середини до кінців,

Наявність в автодорожньому тунелі гарної вентиляції, рівний температурний режим, відсутність опадів і удосконалене дорожнє покриття роблять умови експлуатації автомобільної дороги в тунелі кращими, чим на відкритій ділянці. Коефіцієнт зчеплення коліс автомобіля з полотном дороги в тунелі (за винятком вхідних ділянок протяжністю 75–125 м) досягає 0,4–0,5.

Повітряний опір рухові автомашин невеликі внаслідок малого заповнення ними поперечного перерізу тунелю. Тому за умовами зчеплення ухил у тунелі не обмежується. Але в тунелях довжиною більше 300 м не слід допускати ухилів більше 40‰, тому що при великих ухилах різко зростає витрата пального і відповідно збільшується обсяг повітря, необхідного для вентиляції.

3.3. Тунелі метрополітену

До складу тунелів метрополітенів входять:

- перегінні тунелі, які з'єднують станції;
- станційні тунелі на яких зупиняються потяги для пересадки пасажирів;
- ескалаторні тунелі, які з'єднують вестибюлі зі станціями глибокого закладення.

Перегінні тунелі метрополітену.

План і поздовжній профіль. Лінія метрополітену проектується на основі генеральної схеми розвитку мережі метрополітену міста, розробленої в ув'язуванні з розвитком усього міського транспорту [8, 9].

Відповідно до генеральної схеми для проектованої лінії метрополітену встановлюють напрямок, довжина, число й місце розташування станцій, депо тощо. Трасою називають вісь проектованої лінії метрополітену, що відповідає обраному проектом положенню на місцевості. Траса визначається двома проєкціями: горизонтальної (планом) і вертикальної (профілем).

При проектуванні траси метрополітену визначають умови будівництва, глибину закладення лінії (мілке або глибоке закладення), забезпечення схоронності архітектурних і історичних пам'яток, місця розташування станцій і пересадних вузлів тощо.

Проектування траси в плані й профілі ведуть із урахуванням рельєфу місцевості, інженерно-геологічних умов будівництва майбутньої лінії метро й міської забудови. При проектуванні ліній метрополітену мілкового закладення трасу розташовують під широкими вуличними магістралями або під кварталами міста. На лініях глибокого закладення трасу між станціями проектують по найкоротшому напрямку.

З метою забезпечення плавного ходу поїздів з високими швидкостями найменший радіус кривих на головних шляхах приймають не менше 600 м, а найбільший ухил у тунелях — не більше 40‰, а на відкритих наземних ділянках — не більше 35‰. Поздовжні ухили тунелів і станцій метрополітенів з метою забезпечення безперешкодного відводу води не повинні бути менше 30‰.

Траса перегінних тунелів метрополітену. Лінії метрополітену рекомендується проектувати переважно підземними мілкового закладення по найкоротших напрямках уздовж основних наземних

транспортних магістралей або під малозабудованими кварталами міста. У разі проектування ліній метрополітену глибокого закладення (несприятливі інженерно-геологічні умови, щільна багатоповерхова забудова окремих районів міста), вони розташовуються між станціями по найкоротшій відстані, і в цьому випадку чинник забудови денної поверхні не має істотно значення.

При будівництві підземних ліній метрополітену необхідно виділяти відособлену смугу і враховувати нормативні вимоги впливу рівнів шуму і вібрації від рухомого складу на житлову забудову міста.

Величини радіусів кривих в плані повинні бути на головних шляхах не менше 600 м, на сполучних шляхах – 150 м, на паркових шляхах – 75 м. Допускається у важких місцевих і складних інженерно-геологічних і гідрогеологічних умовах приймати значення радіусів кривих на головних шляхах – 300 м, сполучних шляхах – 100 м і паркових шляхах – 60 м.

Прямі і криві ділянки головного шляху в плані бути **дивними** $R \leq 2000$ м, а складові кругові криві різних радіусів сполучатися за допомогою перехідних кривих. Станції метрополітенів в плані розташовуються на прямих ділянках траси, проте допускається їх розміщення і на кривих ділянках шляху $R \geq 800$ м.

При проектуванні підземних ділянок ліній метрополітенів мілкового закладення необхідно приймати як найменшу глибину закладення тунелів не менше сумарної товщини дорожнього покриття і теплоізоляційного шару, що забезпечує захист споруди від промерзання. Над перегінними тунелями на ділянках перетину магістральних вулиць і доріг глибина закладення складає звичайно не менше 3 м, в решті місць допускається зменшення цієї величини при забезпеченні захисту тунелів від промерзання і можливості пристрою над ними дорожнього покриття.

Всі шляхи ліній метрополітену (наземних і підземних) повинні мати поздовжній ухил не менше 3 ‰. У обґрунтованих випадках допускається розташовувати окремі ділянки на горизонтальному майданчику, забезпечуючи поздовжній ухил лотка водовідведення не менше 2 ‰. Максимальний поздовжній ухил підземних ліній метрополітену призначається не більше 40 ‰ (як правило до 38 ‰), а на наземних ділянках не більше 35 ‰. У складних умовах, на підземних ділянках протяжністю не більше 1500 м, допускається поздовжній ухил до 45 ‰. При цьому прилеглі ділянки слід

розташовувати на ухилах не більше 20 ‰ і їх протяжність повинна бути не менше 1500 м кожна. Сполучення двох елементів подовжного профілю, направлених в різні боки, з ухилами, що перевищують 5 ‰ слід здійснювати елементом профілю з ухилом не більше 5 ‰.

Суміжні прямолінійні елементи подовжного профілю при різниці значень ухилів, рівної або перевищуючої 2 ‰, сполучаються у вертикальній площині кривими радіусами: на станції – 3000 м, на головних шляхах – 5000 м і на службових і паркових шляхах – 1500 м.

Підходи до станцій на довжині 150...200 м слід розташовувати на ухилі до 30 ‰, а проміжну ділянку перегону – на ухилі не менше 3 ‰. В цьому випадку полегшується розгін поїзду, що йде із станції, і уповільнення поїзду, що прибуває, що створює більше економічний режим витрати електроенергії.

Станційні тунелі метрополітену розташовують у плані при можливості на прямих ділянках траси, а в профілі, як правило, на випуклому профілю («горбах») для полегшення розгону поїзда, що йде зі станції, і з ходу поїзда, що прибуває на неї.

Станції метрополітену розташовуються в профілі на односхилому ухилі 3 ‰, а в складних умовах на ухилах до 5 ‰ або на горизонтальному майданчику за умови забезпечення водовідведення по лотку.

Станційні тунелі розміщуються на горизонтальному майданчику за умови забезпечення відведення води або з ухилом 3, у плані на прямих ділянках головних станційних колій.

Ескалаторні тунелі повинні мати ухил не більше 30 градусів.

Завдання для самоконтролю

1. Чим визначається розташування залізничних тунелів у плані та профілі?
2. Який максимально допустимий ухил в залізничних тунелях?
3. Який максимально допустимий ухил в автодорожніх тунелях?
4. Який мінімально допустимий ухил в залізничних тунелях?
5. Який мінімально допустимий ухил в автодорожніх тунелях?
6. Який максимально допустимий ухил в ескалаторних тунелях?
7. Який мінімально допустимий ухил в перегінних тунелях метрополітену?

4 КОНСТРУКЦІЇ ОПРАВ ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ

4.1. Вибір типу оправи тунелю

Форма й розміри поперечного перерізу транспортних тунелів (оправ тунелів) визначаються їх призначенням, інженерно-геологічними умовами та способом спорудження [10, 11].

Оправа тунелю – постійна несуча конструкція, що захищає підземну виробку і утворює внутрішню поверхню підземної споруди, яка відповідає габариту наближення будов (обладнання).

Конструкція оправи тунелю призначена для постійного закріплення контуру тунельної виробки (стабілізації деформацій контуру), сприйняття гірського тиску і запобігання проникнення в тунель підземних вод, а також для захисту від вивітрювання ґрунтового масиву, що примикає до тунелю. Оправи повинні задовольняти експлуатаційним, будівельним та економічним вимогам.

Експлуатаційні вимоги виражаються у необхідності дотримання габаритних розмірів внутрішнього обриса тунелю, щоб за межами габариту наближення будов розмістилося освітлювальне, регулювальне, сигнальне обладнання; а також вентиляційні канали та водовідвідні пристрої; інженерні конструкції тощо.

Необхідно передбачати заходи для запобігання проникненню підземних вод у тунелі, особливо агресивних, що викликають руйнування самого матеріалу конструкції оправи.

Матеріали конструкції оправи повинні забезпечити довговічність її експлуатації.

Будівельні вимоги визначаються технологічністю зведення оправи у різноманітних інженерно-геологічних умовах, а також міркуваннями доцільності форми поперечного перерізу з точки зору раціональної статичної роботи оправи. З цією метою внутрішній обрис та розміри оправи доцільно зберігати незмінними по всій довжині тунелю, щоб не змінювати гірничо-прохідницьке обладнання та комплект опалубки при монолітних оправах.

Однак, на ділянках різкої зміни стійкості порід (ділянках тектонічних порушень) може виникнути необхідність змінювати

форму поперечного перерізу та технологію ведення гірничо-прохідницьких робіт.

Економічні вимоги враховуються при виборі форми та розмірів поперечного перерізу тунельної виробки, матеріалу оправи та технології будівництва тунелю. Необхідно, щоб площа простору між габаритом наближення будівель і внутрішнім контуром оправи була мінімальною, проте забезпечувала можливість розташування в ньому експлуатаційних облаштувань.

При виборі конструктивно-технологічних рішень необхідно прагнути до того, щоб площа перерізу виробки та витрата матеріалів на конструкцію оправи були мінімальними.

Оправа тунелю повинна виконувати наступні функції:

- сприйняття зовнішніх і внутрішніх експлуатаційних навантажень на конструкцію зі збереженням заданих геометричних розмірів внутрішнього перерізу тунелю;
- забезпечення функціонування тунелю відповідно до його призначення і необхідної довговічності;
- придатність для виконання її спорудження в існуючих геологічних умовах;
- готовність до експлуатації одразу після спорудження;
- захист тунелю від проникнення підземних вод.

Усередині транспортного тунелю повинне бути вільний простір, достатній для пропуску рухомого складу, проходу людей, розміщення необхідного устаткування й пристроїв. Тому поперечний переріз тунелю повинен задовольняти затвердженому для даного виду транспорту габариту наближення будов.

Габаритом наближення будівель називають перпендикулярний осі шляху контур, усередину якого не повинні виступати ніякі частини споруджень і пристроїв (з урахуванням можливих помилок, допущених при проходці виробки й спорудженні оправи).

4.2. Конструкції оправ залізничних тунелів

Проектування тунельної оправ починають з формування її конструкції. Процес конструювання оправ має наступну послідовність дій. Спочатку, в залежності від габариту приближення споруд, приймають величину внутрішніх розмірів оправ, потім обґрунтовують матеріал оправ в залежності від геологічних умов у відповідності з його особливостями призначають форму робочого перерізу елементів оправ та її зовнішній розмір, а також враховується спосіб спорудження оправ.

Завершальним етапом проектування оправ є статичний розрахунок конструкції оправ і перевірка її несучої здатності та міцності.

Поняття про габарити залізничних тунелів.

Розміри й обрис внутрішнього вільного простору тунелю залежать від розмірів і форми рухомого складу (вагонів поїзда) і розташовуваного в тунелі устаткування [10].

Габаритом наближення будов називають граничний поперечний осі тунелю контур, усередину якого не повинні входити ніякі частини будов (виступи оправ тунелю, платформи, колони тощо).

Габарит наближення устаткування – це граничний поперечний обрис, усередину якого не повинні входити ніякі частини устаткування, розміщеного в тунелі.

Габарит рухомого складу – це граничний поперечний обрис, у який повинен уписуватися рухомий склад. Цей габарит ураховує всі відхилення вагона під час руху й винос кузова на кривих ділянках шляху.

Габарити наближення будов і наближення устаткування встановлюються з урахуванням необхідності розташування між ними пристроїв шляху, СЦБ, висвітлення, електропостачання й сантехніки. Крім цього, габарит наближення будов ураховує припустимі стосовно проектних розмірів відхилення й деформації споруд при будівництві й забезпечення проходу людей. Габарити наближення будов установлені для прямих і кривих ділянок шляху.

4.2.1. Габарит залізничних одноколійних тунелів

Для залізничних тунелів внутрішній обрис оправ повинен задовольняти габарит наближення будівель «С» з урахуванням електричної тяги (рис. 4.1). Висоту габариту H та його ширину зверху

B призначають залежно від конструкції підвіски контактного проводу: у разі закріплення на несучому тросі приймають $H=6,4$ м та $B=2,04$ м, а без несучого троса – $H=6,25$ м та $B=2,24$ м.

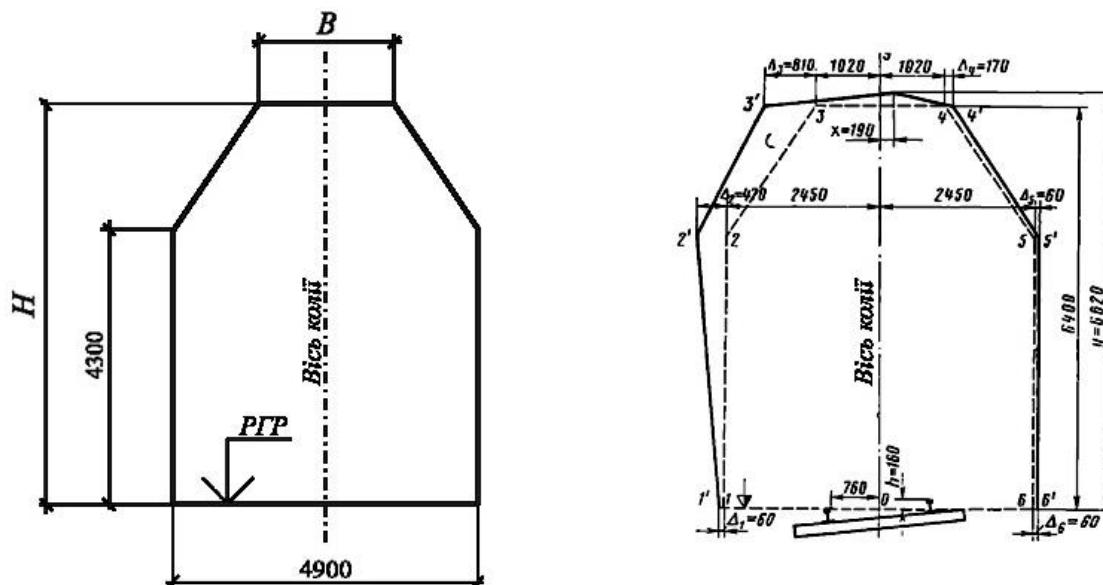


Рис. 4.1. Габарит наближення споруд «С»: а – на прямій, б – на кривій.

При проектуванні оправи слід урахувати особливості верхньої будови колії залізничного тунелю (рис. 4.2), яка залежить від геологічних умов.

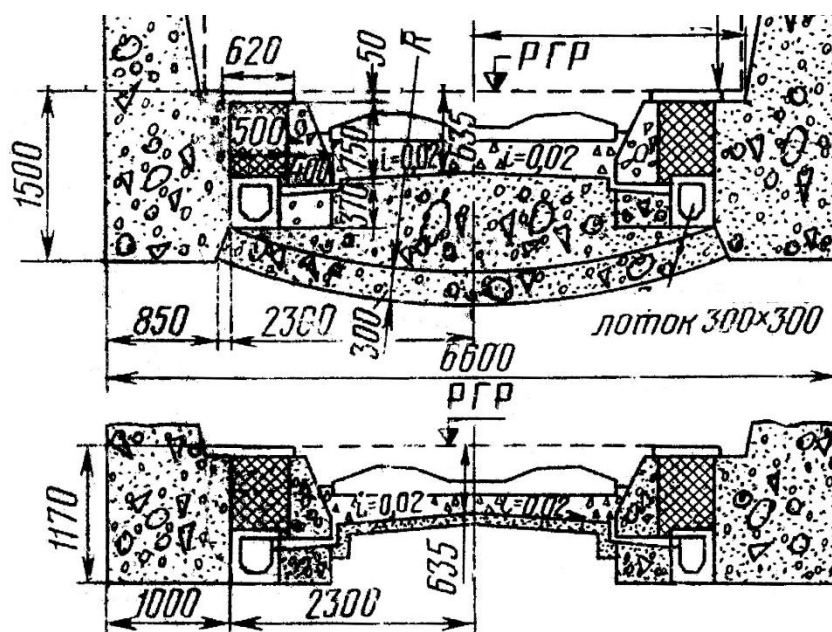


Рис. 4.2. Верхня будова колії залізничного тунелю зі зворотним склепінням, без зворотнього склепіння

Внутрішній обрис тунельної оправи

При призначенні внутрішнього обрису тунельної оправи, крім габаритних вимог, повинні бути враховані також експлуатаційні, будівельні й економічні міркування.

Між оправою і габаритом наближення будов розташовують всі пристрої, необхідні для нормальної експлуатації тунелю й забезпечення безпеки обслуговуючого персоналу й ремонтників.

Форма поперечного перерізу тунелю, що задовольняє перерахованим експлуатаційним вимогам, повинна забезпечувати раціональну статичну роботу конструкції під заданими навантаженнями й відповідати особливостям застосовуваних будівельних матеріалів і способу провадження робіт.

Необхідно прагнути до скорочення поперечного перерізу виробки, зі збільшенням якої зростають обсяги робіт і вартість спорудження. Значний вплив на вибір внутрішнього обрису тунелю при заданих габаритах роблять геологічні й гідрогеологічні умови його закладення, що визначають у більшості випадків форму, матеріал і конструкцію оправи, а також спосіб провадження робіт по спорудженню тунелю.

Особливістю бетону, як основного матеріалу для спорудження тунельних конструкцій є невеликий опір розтягу, що становить приблизно одну десяту частину міцності бетону на стиск. Тому для кращого використання міцності матеріалу й одержання більше економічного рішення варто прагнути до завдання такого обрису конструкції, при якому в перетинах конструкції переважають напруження стиску. Для цього крива тиску, що характеризує положення нормальних сил у перетинах оправи, повинна розташовуватися якнайближче до осі оправи.

При нерухливих п'ятах раціональна, тобто безмоментна вісь склепіння, що збігається із кривою тиску, окреслена для рівномірного радіального навантаження по круговій кривій, а для вертикальної по квадратній параболі.

Однак практично сполучення осі склепіння із кривою тиску представляє значні труднощі. П'яти не є нерухливими, тому що опираються на податливу породу або стіни, верхні перерізи яких мають лінійні й кутові зсуви. У зв'язку із цим навіть у склепінні параболічного обрису, що піддається дії вертикальної рівномірно розподіленого навантаження, неминуче виникнення згинальних

моментів, обумовлених зсувом п'ят, і, отже, відхилення кривої тиску від осі.

Усадка бетону, температурні впливи, відхилення дійсних навантажень від розрахункових також чимало сприяють цьому. На практиці домагаються не збігу осі склепіння із кривої тиску, а лише вписування цієї кривої у тіло оправи так, щоб ексцентриситет нормальної сили в перетинах оправи не перевищував 0,45 їхньої висоти.

При цьому необхідно дотримуватися наступних основних правил.

1. Вісь оправи повинна мати плавний обрис, тому що наявність її переломів викликає відхилення кривої тиску від осі.

2. При перевазі вертикальних навантажень склепіння повинно бути досить підйомистим, що наближається за формою до квадратної параболи. Для цього в замковій частині склепіння вісь повинна мати кривизну більшу, ніж у нижній частині склепіння, пов'язаною зі стінам.

3. При дії на оправи бічного гірського тиску стіни повинні мати криволінійний обрис опуклий у бік породи.

Перерахованим вимогам задовольняє внутрішній обрис оправ наступних видів (рис. 4.3.).

У міцних породах, де виникає лише вертикальний гірський тиск невеликої інтенсивності, стіни можуть бути зроблені вертикальними з найбільшим наближенням до контуру габариту. У цьому випадку склепіння одноколійного тунелю звичайно окреслюють по окружності (рис. 4.3, а).

Застосування в середній частині склепіння більше пологої кривої викликає відхилення осі склепіння від раціональної. Однак при порівняно невеликому вертикальному тиску це доцільніше, ніж збільшувати опуклість склепіння, отже, площу виробки. У породах, що створюють бічний гірський тиск, стінам надають криволінійний обрис, що сприяє кращому вписуванню кривої тиску в тіло оправи. При цьому внутрішню поверхню оправи окреслюють по п'яти або трохцентровій коробовій кривій.

Внутрішня поверхня оправи одноколійного тунелю, окреслена по п'ятицентровій коробовій кривій (рис. 4.3, г), характеризується збільшенням кривизни в середній частині склепіння й наближається до раціональної осі для вертикального розподіленого навантаження.

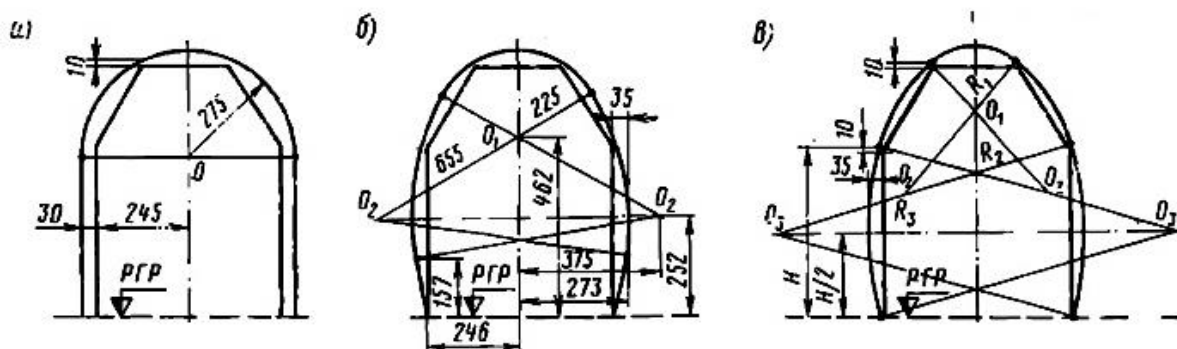


Рис. 4.3. Побудова внутрішнього окреслення оправи залізничного одноколісного тунелю: а – одноцентрова крива, б – трьохцентрова крива, в – п'ятицентрова крива.

У нестійких й особливо у водоносних породах, що дають на оправу всебічний тиск, найбільше доцільно замкнутий обрис зі зворотним склепінням кругового обрису. Кривизну склепіння задають так, щоб у нижній частині перетину можна було розмістити водовідвідний лоток (рис. 4.2.), а товщина баластового шару під шпалами була не менше 25 см.

Для забезпечення можливості використання стандартних елементів опалубки й устаткування внутрішній обрис оправи рекомендується приймати однаковим на всій протяжності прямих ділянок тунелю.

Застосування по довжині тунелю оправ із різним внутрішнім обрисом допускається при різкій зміні гірського тиску або гідрогеологічних умов, а також при наявності зсувних явищ і тектонічних порушень гірського масиву (скидання, зрушення).

На таких ділянках конструкцію оправи підсилюють, а виробки розкривають частинами. Тому застосування інвентарної опалубки для бетонування оправи неможливо навіть при збереженні стандартного внутрішнього обрису. У цьому випадку головним критерієм для призначення форми тунельної оправи є її статична доцільність і зручність зведення частинами.

Нижній простір висотою до 1,2...1,4 м проектується для залізничного тунелю для розміщення в ньому верхньої будови колії та улаштування водовідвідного лотка. (рис. 4.2.)

Визначення товщини елементів оправи

При попередньому призначенні розмірів залізобетонних монолітних оправ із бетону класу С30/35 (В30) користуються емпіричними співвідношеннями:

d – товщина склепіння оправи в замку

$$d = (0,10 \dots 0,12) \frac{l}{\sqrt{f}};$$

де l – ширина виробки, f – коефіцієнт міцності породи

d_c – товщина стінки оправи

$$d_c = (1,25 \dots 2,5)d;$$

d_n – товщина зворотного склепіння

$$d_n = (0,5 \dots 0,8)d;$$

b – стріла прогину зворотного склепіння

$$b = (0,1 \dots 0,2)l,$$

l – найбільша ширина оправ в світу.

В останніх трьох співвідношеннях менше значення коефіцієнтів в дужках приймають для міцних порід (при $f \geq 4$), а більші – для слабких ($f \leq 0,8$).

Одержані при підрахунках основні розміри округляти до 10 см. Незалежно від результатів розрахунку елементи бетонної оправи повинні бути не менше 20 см.

При проєктуванні одноколійних залізничних тунелів можна використовувати типові конструкції оправ (рис. 4.4).

Визначені розміри тунельної оправи повинні бути перевірені статичним розрахунком.

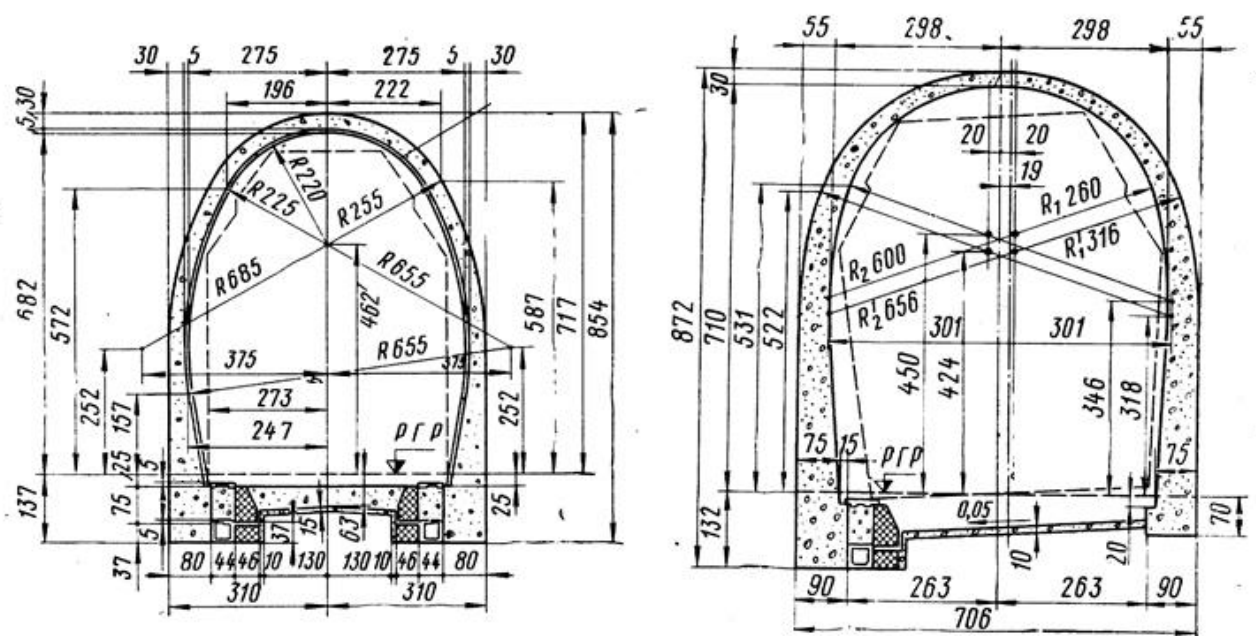


Рис. 4.4. Конструкції тунельних оправ одноколійних залізничних тунелів.

4.2.2 Габарит залізничних двоколійних тунелів

Висоту габариту H та його ширину зверху B призначають залежно від конструкції підвіски контактного проводу: у разі закріплення на несучому тросі приймають $H=6,4$ м та $B=2,04$ м, а без несучого троса – $H=6,25$ м та $B=2,24$ м.

Для двоколісного залізничного тунелю приймається той самий габарит, як і для одно колійного (рис. 4.1.), а відстань між осями колії складає 4,10 м. Для двоколісного тунелю внутрішній обрис будується таким самим способом, як і для одноколісного.

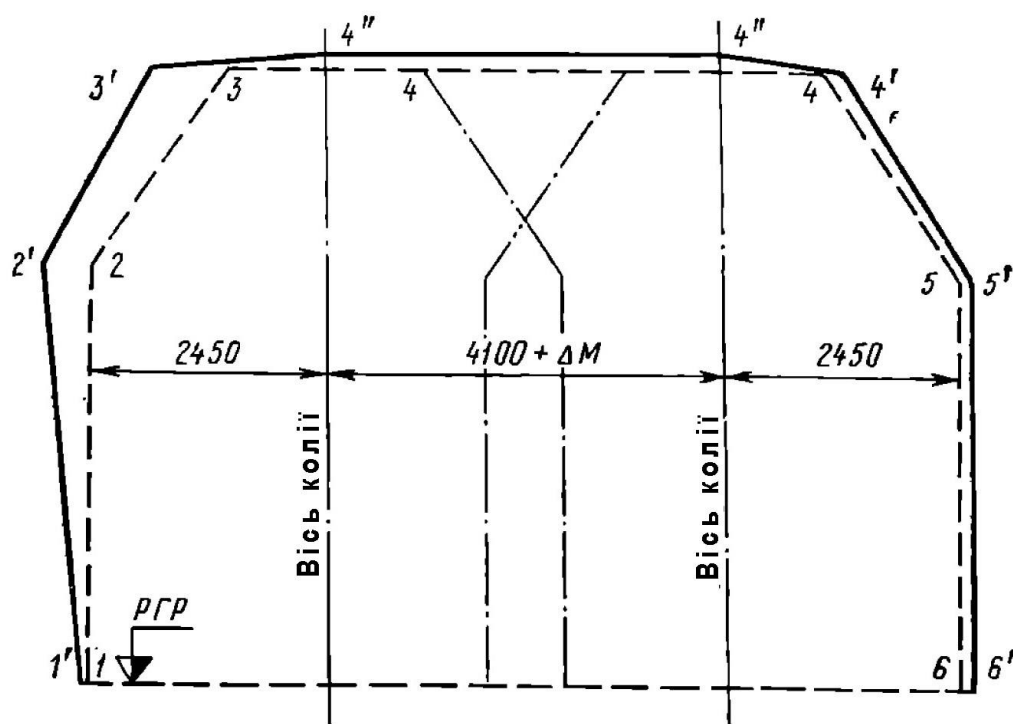


Рис. 4.5. Габарит наближення будов двоколісного тунелю

У міцних породах, де виникає лише вертикальний гірський тиск невеликої інтенсивності, стіни можуть бути зроблені вертикальними з найбільшим наближенням до контуру габариту. У цьому випадку склепіння одноколісного тунелю звичайно окреслюють по окружності (рис. 4.3, а), а склепіння двоколісного тунелю – по трехцентровій коробовій кривій (рис. 4.6, б), центри якої підбирають так, щоб радіус середньої частини склепіння був 6 м.

Оправі двоколісного залізничного тунелю звичайно надають форму трехцентрової коробової кривої. Показане на рис. 4.6, б обрис у нижній частині відповідає обрису типової двоколісної оправи, зображений на рис. 4.7.

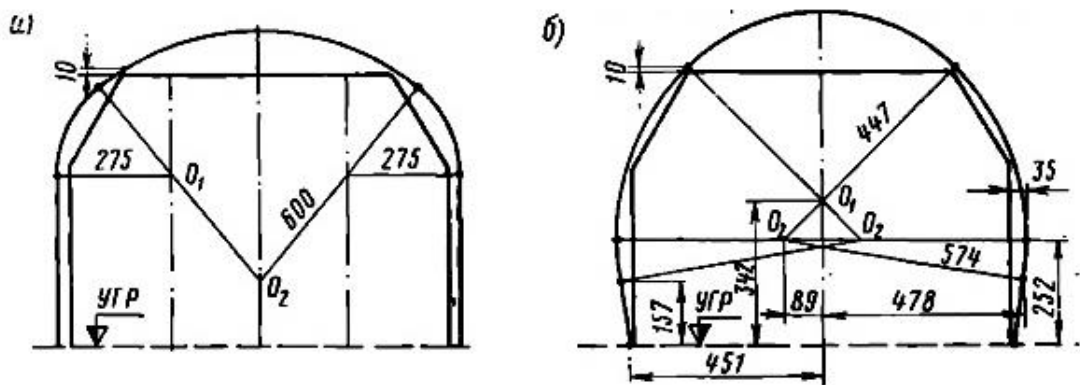


Рис. 4.6. Побудова внутрішнього окреслення оправи залізничного двоколійного тунелю: а – одноцентрова крива, б – трьохцентрова крива.

На рис. 4.7 показана типова конструкція оправи двоколійного залізничного тунелю без зворотнього склепіння, приймається у міцних скельних і полускельних ґрунтах.

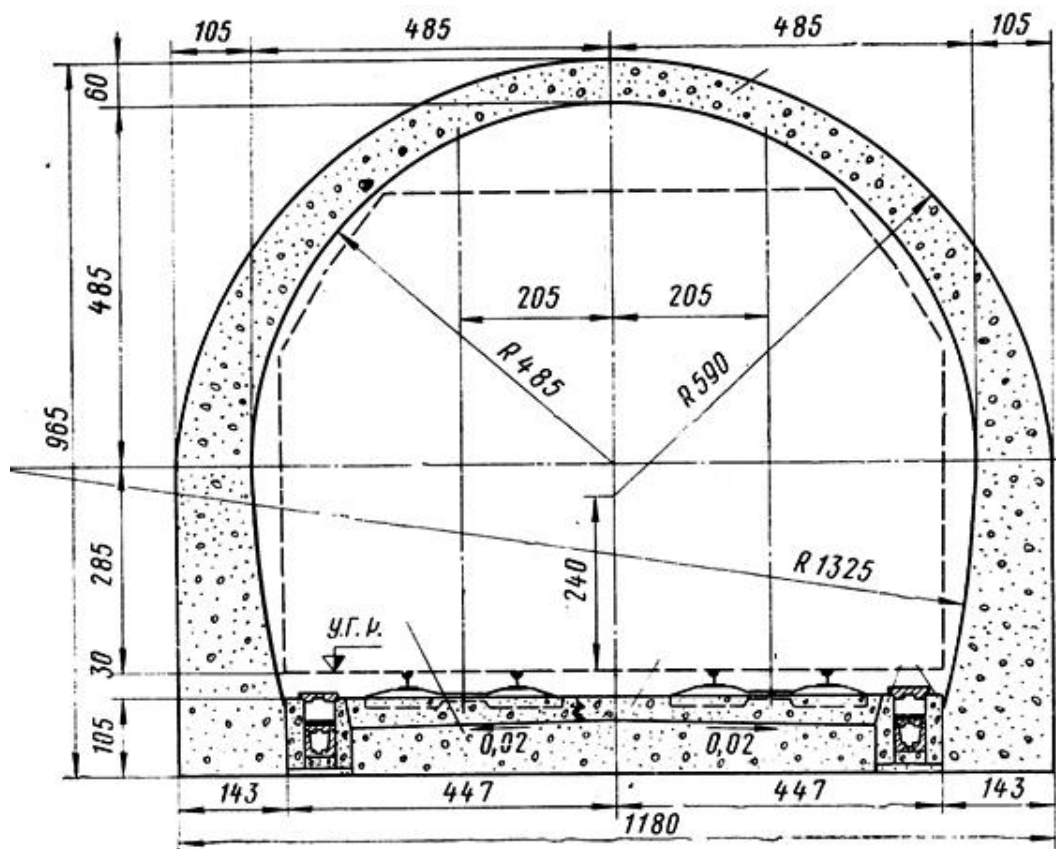


Рис. 4.7. Конструкція оправи двоколійного залізничного тунелю без зворотнього склепіння

На рис. 4.8 показана типова конструкція оправи двоколійного залізничного тунелю зі зворотним склепінням, приймається у нескельних міцних ґрунтах.

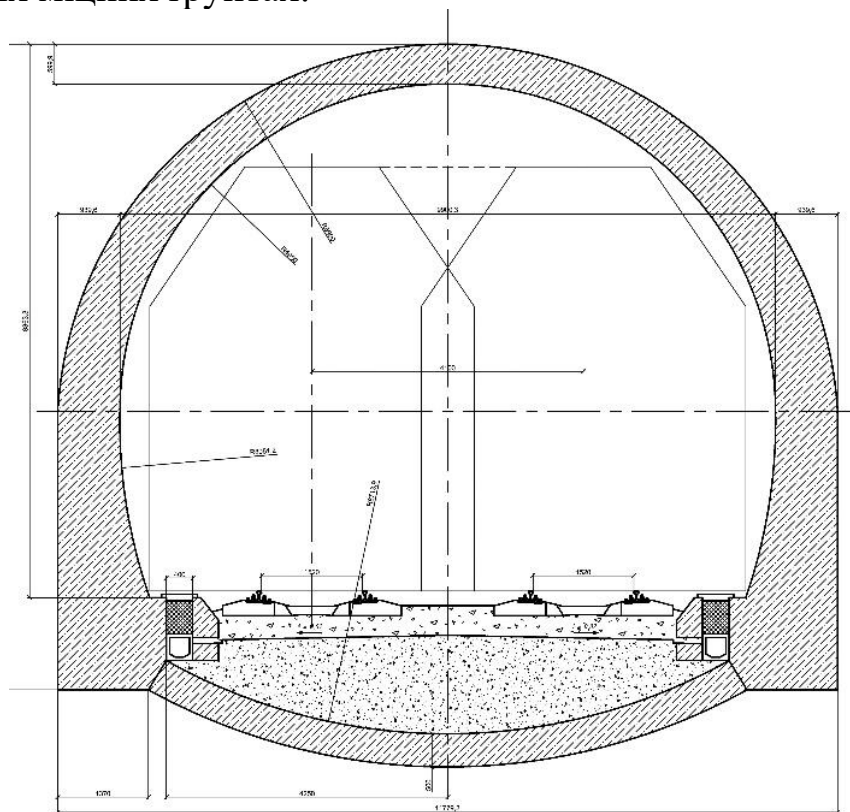


Рис. 4.8. Оправа залізничного двоколійного тунелю зі зворотним склепінням.

З метою безпеки обслуговуючого персоналу в залізничних тунелях передбачаються ніші, які знаходяться через 60 м з кожної сторони в шаховому порядку (рис. 4.9).

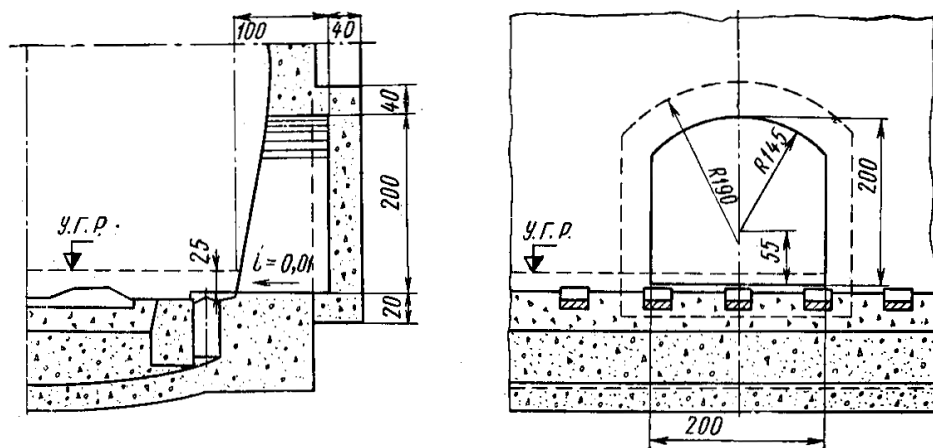


Рис. 4.9. Ніші у залізничних тунелях

Для збереження ремонтного устаткування й укриття дрезини через кожні 300 м по обидва боки залізничного тунелю замість ніш споруджуються камери (рис. 4.10). При довжині тунелю 300-400 м влаштовується одна камера в середині тунелю.

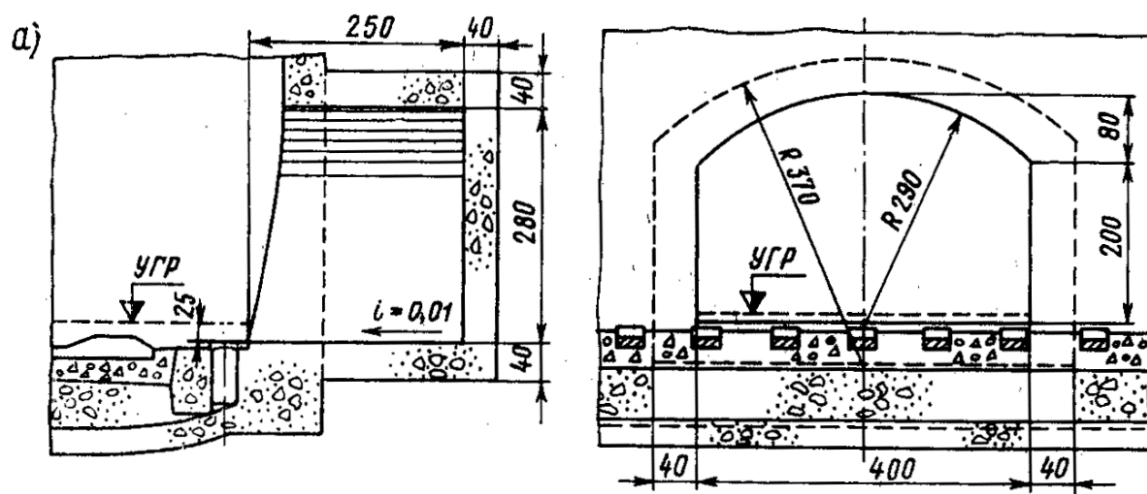


Рис. 4.10. Конструкція камери у залізничних тунелях

4.3. Конструкції оправ автодорожніх тунелів

Для автодорожніх тунелів внутрішній діаметр оправи призначають залежно від габариту наближення споруд «Г» [10] (рис. 4.11).

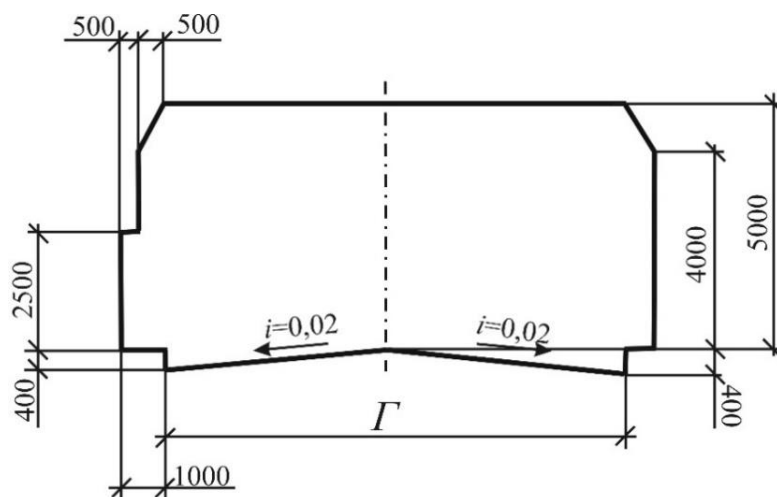


Рис. 4.11. Габарит наближення споруд «Г» з одним тротуаром

Габарит Г-7 ($\Gamma=7\,000$ мм) приймають для тунелів на автомобільних дорогах III категорії (інтенсивність руху від 1 000 до 3 000 автомашин за добу), а габарит Г-8 ($\Gamma=8\,000$ мм) – на дорогах II категорії (інтенсивність руху від 3 000 до 5 000 автомашин за добу). На дорогах I категорії (інтенсивність руху більше 5 000 автомашин за добу) слід проектувати два паралельні тунелі для роздільного руху по двох смугах у кожному із них.

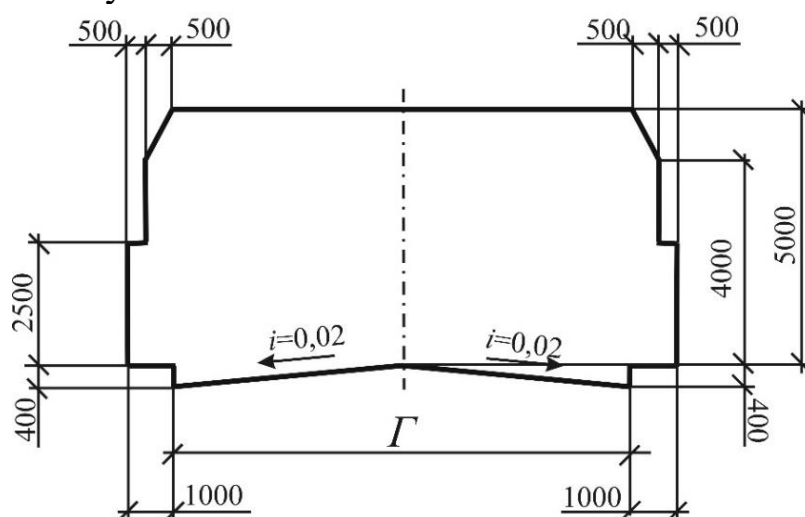


Рис. 4.12. Габарит наближення споруд «Г» з двома тротуарами

У автодорожніх тунелях повинно бути передбачене влаштування одного тротуару шириною 1,0 м. Якщо інтенсивність пішохідного руху по тунелю понад 1 000 пішоходів на годину необхідно проектувати два тротуари шириною 1,0 м кожний.

При проектуванні варіанта оправи слід урахувати особливості верхньої будови проїзної частини для автошляхового тунелю (рис. 4.13).

Внутрішній обрис оправи автодорожнього тунелю призначають із урахуванням розміщення в просторі між контуром габариту наближення будов і склепінням вентиляційних каналів, площа яких визначають розрахунком.

Внутрішній обрис для автошляхових тунелів також окреслюють із врахуванням зазорів між габаритом і внутрішнім окресленням оправи (рис. 4.13).

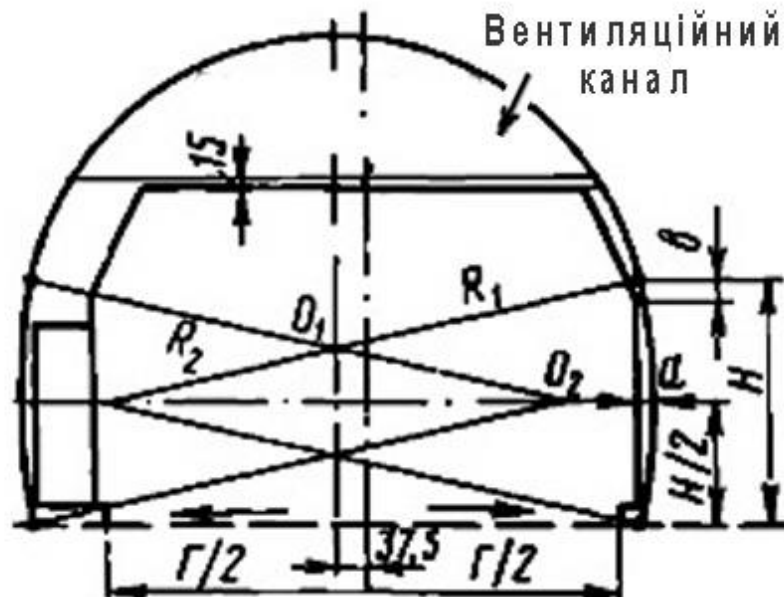


Рис. 4.13. Побудова внутрішнього обрису для автошляхового тунелю з одним тротуаром

Верхній простір висотою більше 2 м автошляхового тунелю проектується для розміщення в ньому вентиляційного каналу.

Якщо внутрішній обрис у випадку габариту з одним тротуаром перехрещується з нижніми точками габариту, центр внутрішнього обрису слід пересунути по горизонталі на 0,3...0,5 м в бік тротуару. Така ситуація виникає тому, що габарит з одним тротуаром на відміну від габариту з двома тротуарами є несиметричним стосовно вертикальної вісі.

На рис. 4.14, наведена конструкція оправи автодорожнього тунелю з вентиляційним каналом, розташованим над контуром габариту. У цьому випадку відхилення a стіни від лінії габариту може бути прийнято мінімальним (10—15 см), а відстань кутової крапки габариту до контуру оправи й радіуси кругових кривих підбирають так, щоб площа вентиляційного каналу відповідала вимогам розрахунку.

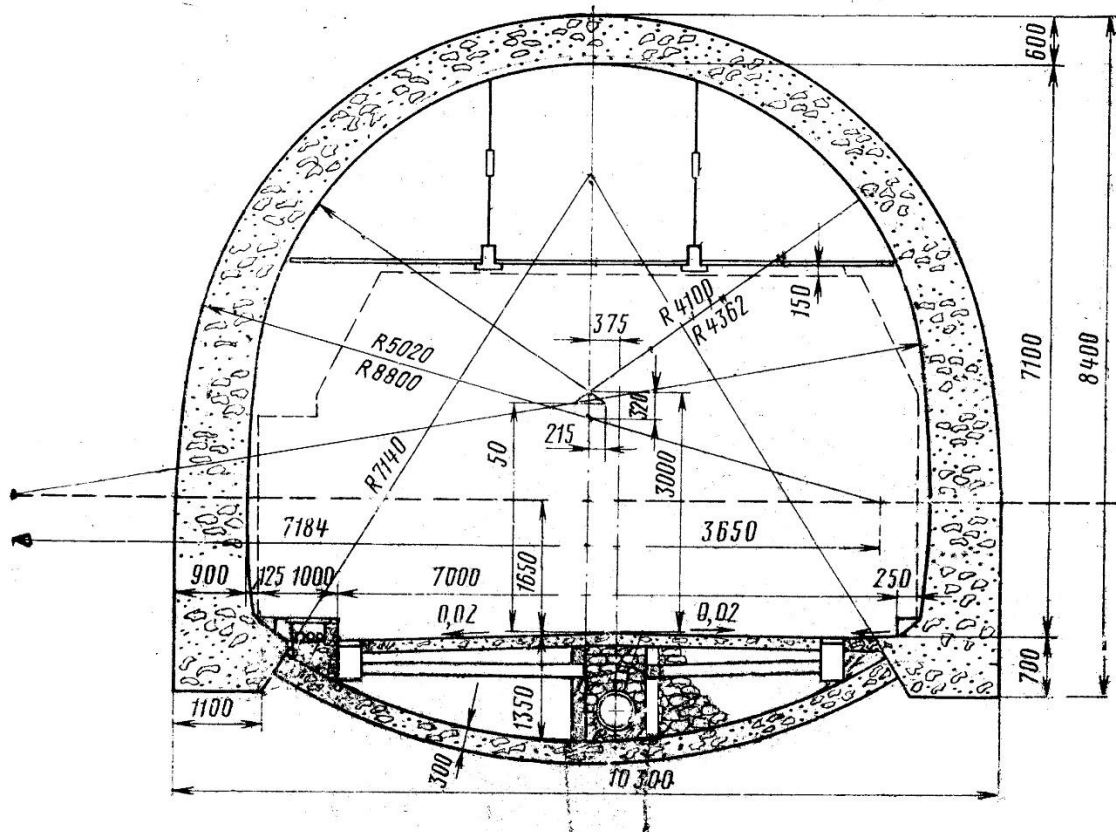


Рис. 4.14. Оправа автодорожнього тунелю зі зворотним склепінням:

- 1 – керамічна перфорована труба, 2 – щебенева засипка, 3 – чавунна труба діаметром 150 мм, 4 – чавунний лоток перерізом 300х400 мм,
- 5 – комунікації, які проходять скрізь тунель, 6 – металева підвіска діаметром 25 мм, яка тримає залізобетонне перекриття, 7 – натяжна муфта, 8 – залізобетонне перекриття, що відокремлює вентиляційний канал,
- 9 – шар цементобетону товщиною 150 мм.

В автодорожніх тунелях значної протяжності площа вентиляційного каналу розраховується і при необхідності її збільшення збільшується стріла підйому склепіння. Дуже часто повітря в тунель подається з порталів по вентиляційному каналу до середини тунелю, а транспортна зона використовується як витяжний канал.

При проєктуванні тунелів дуже великої протяжності і з значною інтенсивністю руху може бути передбачений окремий допоміжний вентиляційний тунель.

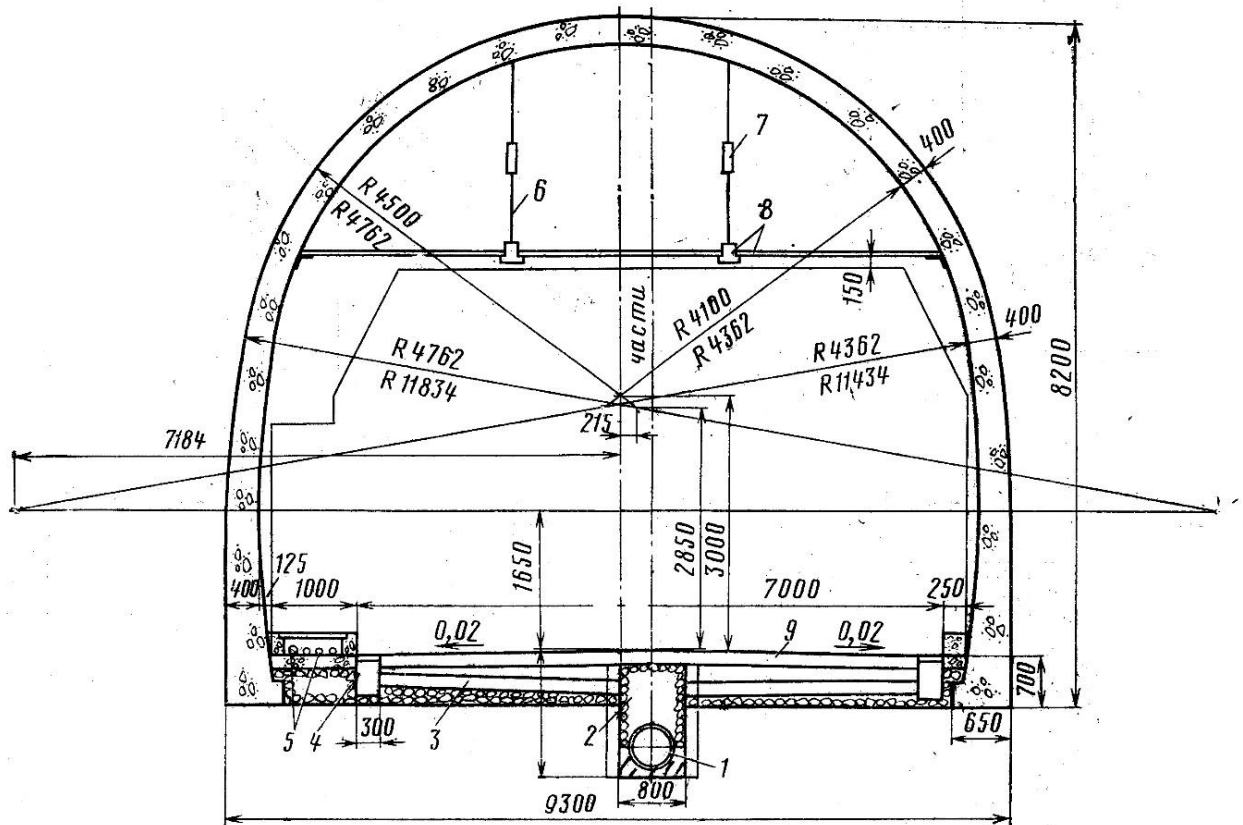


Рис. 4.15. Оправа автодорожнього тунелю без зворотнього склепіння:

1 – керамічна перфорована труба, 2 – щебенева засипка, 3 – чавунна труба діаметром 150 мм, 4 – чавунний лоток перерізом 300х400 мм, 5 – комунікації, які проходять скрізь тунель, 6 – металева підвіска діаметром 25 мм, яка тримає залізобетонне перекриття, 7 – натяжна муфта, 8 – залізобетонне перекриття, що відокремлює вентиляційний канал, 9 – шар цементобетонну товщиною 150 мм.

В автодорожніх тунелях камери влаштовуються також по обидва боки тунелю через 300 м у шаховому порядку. У тунелях довжиною до 400 м передбачається одна камера по середині. Мінімальні розміри камер: ширина – 2000 мм, висота – 2500 мм (у найвищій точці склепіння камери), глибина – 2000 мм. Підлога камер виконується з ухилом 2...3 % у бік проїзної частини і повинна бути розташована на рівні верху службового тротуару чи захисної смуги.

4.4. Конструкції оправ перегінних тунелів метрополітену

Перегінні тунелі метрополітену призначені для переміщення поїздів між станціями, частіше використовується одноколіїний варіант, але при необхідності може бути і двоколіїний варіант. Конструкція їх оправ залежить від способу спорудження.

При відкритому способі робіт оправи мають прямокутну форму рис. 4.17, відповідно використовується габарит наближення будівель рис. 4.19 б.

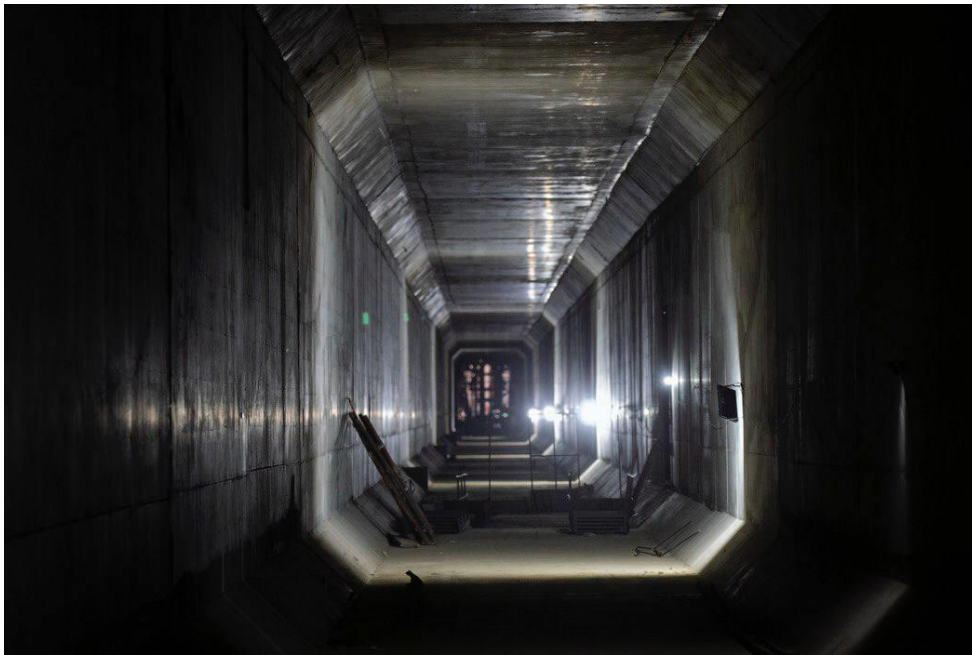


Рис. 4.17. Оправа перегінного тунелю метрополітену

(<https://surl.li/jxukbr>)

При закритому способі робіт (тунелі глибокого закладення) оправи, які споруджуються щитовим способом, мають форму кола рис. 4.18, і відповідно використовується габарит наближення будівель рис. 4.19 а.

При щитовому способі спорудження тунелів частіше застосовують збірні оправи, що складаються з чавунних або залізобетонних елементів, і бетонні монолітно-пресовані оправи. Збірні оправи отримали найбільше поширення [1].



Рис. 4.18. Оправа перегінного тунелю метрополітену із залізобетонних блоків (<https://ssurl.lt/jellyxy>)

При спорудженні гірничим способом оправи мають еліптичну форму, при цьому використовується габарит наближення будівель рис. 4.20.

Габарити для перегінних тунелів метрополітену

Внутрішні розміри тунельних споруд метрополітенів встановлюють для колії 1520 мм згідно габаритів, які передбачають використання на лініях рухомого складу (вагонів), що має розміри 3,7 м (висота від головки рейки) на 2,7 м (ширина) і 19,2 м (довжина вагону); застосування верхньої будови шляху на шпалах завдовжки 2,65 м і контактна рейка з нижнім токозніманням; розміщення устаткування і прохід в тунелі обслуговуючого персоналу.

Габарити наближення будівель враховують розміщення поза межами габариту устаткування пристроїв шляху, санітарної техніки, електропостачання, освітлення, СЦБ і зв'язки, автоматичного гальмування і автоведення поїздів, а також розміщення з одного боку тунелю, протилежної контактній рейці, безперервної доріжки для проходу обслуговуючого персоналу. Усередині габариту наближення будов не повинні розміщуватися ніякі частини споруд і будівельних конструкцій (рис. 4.19. і 4.20).

Внутрішні розміри тунельних оправ метрополітенів установлюють відповідно до затверджених Будівельних норм і правил габаритами — граничними зовнішніми обрисами й розмірами рухливого состава, а також постійних споруджень і устаткування, розташовуваних у тунелі.

Під час руху поїзда в тунелі метрополітену по прямій жодна частина справного вагона не повинна виходити за обрис габариту рухливого состава.

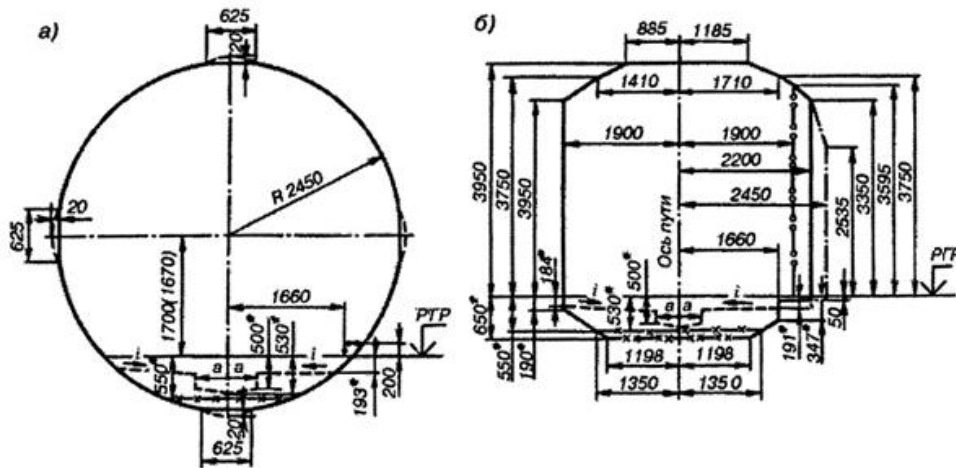


Рис. 4.19. Габарити наближення будівель на перегонах:

а) для тунелів колового окреслення $C_{МК}$;

б) для тунелів прямокутного окреслення $C_{МП}$

Існує кілька габаритів в залежності від способу проходки (спорудження) тунелів метрополітену, на рис. 4.20 показано габарит перегінного тунелю при гірничому способі спорудження.

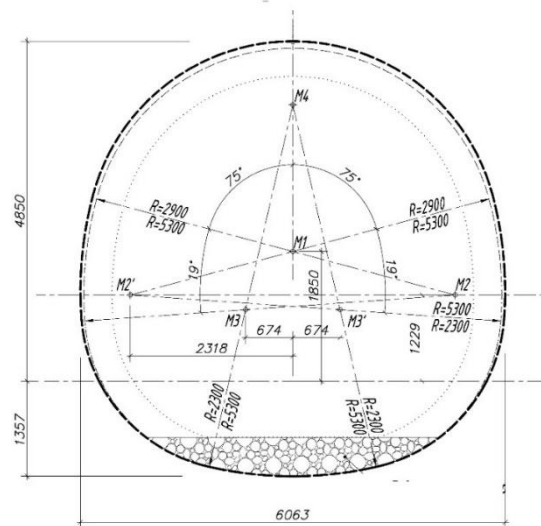


Рис. 4.20. Габарит наближення будівель перегінного тунелю

Внутрішній діаметр оправи перегінних тунелів метрополітену глибокого розташування приймають відповідно до габариту наближення будівель для метрополітенів не менше 5,1 м (рис. 4.21). Внутрішній обрис співпадає з габаритом наближення будівель для перегінного тунелю метрополітену, який споруджується гірським способом.

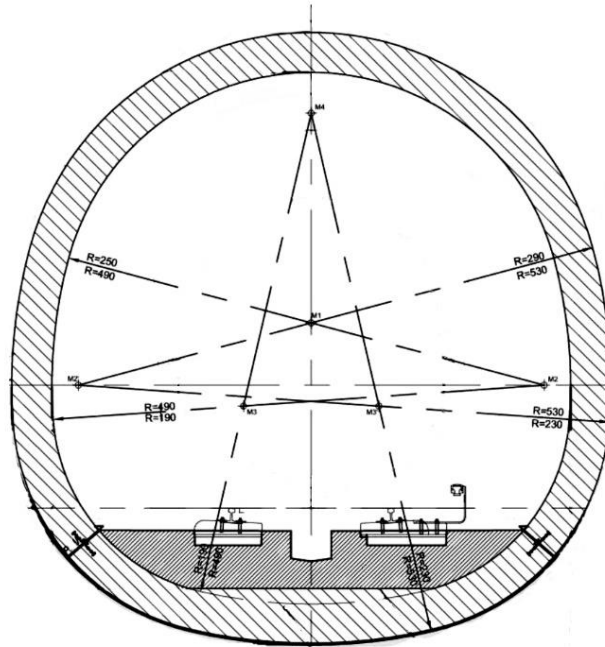


Рис. 4.21. Конструкція оправи перегінного тунелю метрополітену



Рис. 4.22. Оправа перегінного тунелю метрополітену (<https://surl.li/ovsxzd>)

Завдання для самоконтролю

1. Від чого залежить габарит наближення будівель у залізничних тунелях?
2. Від чого залежить габарит наближення будівель у автодорожніх тунелях?
3. Від чого залежить конструкція зворотнього склепіння?
4. Перелічите основні елементи тунельної оправи?
5. Чим відрізняються оправи перегінного тунелю метрополітену при спорудженні щитовим і гірничим способом?

5 НАВАНТАЖЕННЯ, ЩО ДІЮТЬ НА ОПРАВИ У РІЗНИХ ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

Вступ

Мета розрахунку тунельних конструкцій (оправ) - виключити настання граничних станів, неприпустимих під час експлуатації підземної споруди. Розрізняють дві групи граничних станів: перша - за несучою здатністю або за міцністю й стійкістю, друга - за деформаціями, за тріщиностійкістю або за розкриттям тріщини [14, 15].

Складність розрахунку тунельних оправ, які оточені з усіх боків породою, змушує використовувати різні припущення, які спрощують конструкцію оправи і оточуючий її ґрунтовий масив. Тому вибирають розрахункову схему, яка найбільше відповідає тим умовам, в яких працює тунельна оправа під час експлуатації – конструкційні особливості, матеріал оправи, інженерно-геологічні умови, а також спосіб спорудження оправи.

Від того, наскільки обґрунтовано прийняті припущення та розрахункова схема, залежить точність отриманих результатів. Прийняті припущення повинні забезпечувати запас міцності у період експлуатації.

В основу розрахункової схеми тунельної оправи, яка знаходиться у однорідному ґрунтовому масиві, прийнято рішення плоскої задачі. Оскільки довжина тунелю в багато разів перевищує його переріз, до розрахунку приймається один погонний метр оправи.

Ще одну важливу умову треба враховувати, тобто навантаження, які виникають у період будівництва тунелю в залежності від способу його спорудження і можуть перевищувати, або міняти співвідношення і відрізнятись від навантажень після його завершення, особливо при спорудженні станційних тунелів метрополітену.

Відповідно до ДБН В.2.3-7:2018 конструкції підземних споруд слід розраховувати за граничними станами I та II груп.

За першою групою граничних станів всі тунельні конструкції повинні бути розраховані в обов'язковому порядку на міцність і стійкість від впливу основних і особливих сполучень розрахункових

навантажень із застосуванням коефіцієнтів умов роботи конструкції й розрахункових опорів її матеріалів. Граничним станом тунельної конструкції за несучою здатністю вважається такий, при якому в одному або декількох її поперечних перерізах нормальна сила й згинальний момент досягають граничних значень, які визначаються, виходячи з ідеальних пружно-пластичних властивостей матеріалу конструкції й ексцентриситетів нормальної сили, розрахованих для пружного стану. Навантаження, що викликає граничний стан конструкції, називається граничним. Його величина не може бути менше навантаження в будь-якому розрахунковому сполученні.

За граничним станом другої групи розрахунки повинні виконуватися на основні поєднання нормативних навантажень, застосовуючи нормативні характеристики матеріалів конструкцій. Допускається ці розрахунки не робити, якщо практикою застосування або досвідченою перевіркою встановлені достатня міцність або тріщиностійкість конструкції. Граничним станом тунельної конструкції за деформаціями є такий, при якому деформації конструкцій досягають гранично припустимих значень, наприклад, окремі елементи конструкції під навантаженням можуть порушити габарит наближення будов. Граничним станом за тріщиностійкістю або за розкриттям тріщин є такий, при якому виникають тріщини в конструкції або ж тріщини розкриваються понад припустимі нормативні значення. Навантаження, що викликають такі стани, також називаються граничними, і нормативні навантаження основних сполучень не повинні їх перевищувати.

У розрахунках застосовують дві принципово різні схеми взаємодії тунельної оправи з навколишнім гірським масивом:

- гірський масив навколо виробки частково або повністю переходить у граничний стан, оправу навантажує ґрунт в склепінні обвалення або вивал, що утворюється над виробкою зруйнованими ґрунтами (режим детермінованого навантаження);

- гірський масив навантажує оправу силами пружної й реологічної деформації, яким оправи пручається (режим взаємодіючої деформації).

Як правило, розрахунки оправ ведуться в припущенні лінійної залежності між деформаціями й напруженнями, як матеріалу оправи, так і навколишнього ґрунту, однак допускається й врахування нелінійності цього зв'язку. Під час роботи оправи в режимі

детермінованого навантаження для визначення навантажень використовують наступні характеристики масиву: коефіцієнт міцності ґрунту, питома вага, кут внутрішнього тертя (табл. 1.1), значення яких визначаються при проведенні інженерно-геологічних вишукувань.

При розрахунках бетонних і залізобетонних оправ необхідно враховувати додатковий коефіцієнт умов роботи конструкції 0,9, що враховує для монолітних оправ неточності в призначенні розрахункової схеми, а для збірних оправ зниження їх несучої здатності під час експлуатації.

5.1 Визначення діючих навантажень на тунельну оправу

Статичний розрахунок оправ проводиться для можливих несприятливих сполучень основних та додаткових навантажень.

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

- а) вертикальний тиск порід;
- б) власна вага оправ;
- в) горизонтальний тиск порід – активний або пасивний (у вигляді пружного відпору);
- г) гідростатичний тиск підземних вод;
- д) рухоме навантаження від транспорту у автошляхових тунелях (при побудові проїзної частини по перекриттю).

Додатковими є тимчасові навантаження, які діють головним чином у будівельній стадії:

- а) тиск розчину, що нагнітається за оправу;
- б) тиск будівельних механізмів;
- в) сейсмічних навантажень.

Відповідно до цього статичний розрахунок оправ проводиться для двох стадій її роботи: експлуатаційної і будівельної.

Визначення гірського тиску

У розріджених і слабких зволжених породах (мулкі породи, пливуні, глини і суглинки текучої і м'якопластичної консистенції) нормативна величина вертикального гірського тиску дорівнює повній вазі порід, що залягають над тунелями:

$$q_B^H = \sum \gamma_i h_i, \quad (5.1)$$

де γ_i і h_i – відповідно питома вага і потужність i -го шару порід, який залягає вище тунелю (рис.5.1).

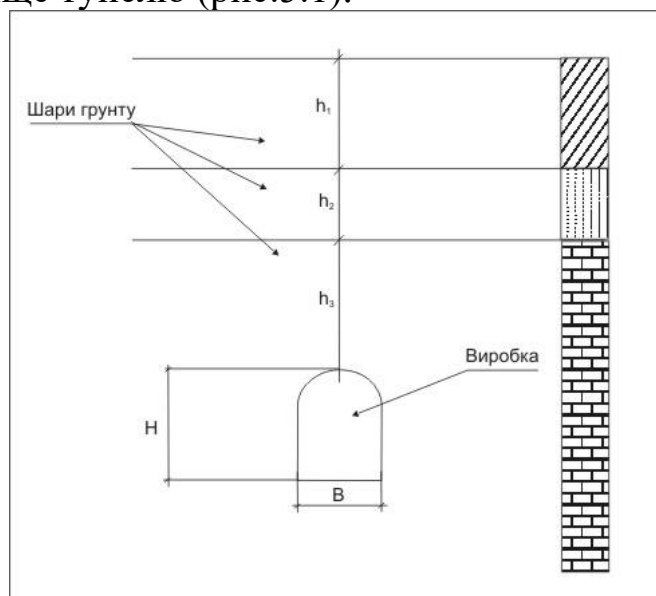


Рис. 5.1. Схема для визначення нормативної величини вертикального гірського

Горизонтальний тиск у цих породах є активним, і його нормативна середня розрахункова інтенсивність складає за результатами досліджень для глинястих порід не менше ніж

$$q_z^H = (0,8 \dots 0,9) q_e^H. \quad (5.2)$$

На рівні замка оправи горизонтальний тиск буде дорівнювати

$$q_z^3 = (0,8 \dots 0,9) (q_e^H - \gamma H), \quad (5.3)$$

а на рівні лотка

$$q_z^L = (0,8 \dots 0,9) (q_e^H + \gamma H), \quad (5.4)$$

де H – висота оправи; γ – питома вага породи.

Активний горизонтальний тиск у незв'язаних породах на рівні замка оправи потрібно визначати за формулою:

$$q_z^3 = q_e^H \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\bar{\varphi}}{2} \right), \quad (5.5)$$

а на рівні лотка оправи –

$$q_z^L = (q_e^H + 2\gamma H) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\bar{\varphi}}{2} \right), \quad (5.6)$$

де q_e^H – вертикальний гірський тиск (нормативне значення);

$\bar{\varphi}$ – уявний кут внутрішнього тертя породи.

Для визначення питомої ваги і уявного кута внутрішнього тертя породи слід користуватися даними інженерно-геологічних вишукувань.

Для порід, які наведені в п. 1-3, інтенсивність реакції породи, яка зрівноважує інтенсивність вертикального гірського тиску, власної ваги оправи і виштовхувальної сили (тільки у зволжених породах), знаходять як:

$$P = q_{\theta}^p + \pi g - 0,5\pi H, \quad (5.7)$$

де q_{θ}^p – розрахункове значення вертикального тиску; $g=9,81 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння.

У сухих породах або водонепроникних шарах остання складова у формулі (5.7) відсутня.

У глинястих породах тугопластичної, напівтвердої і твердої консистенції, а також у сухих піщаних і скельних породах величину вертикального гірського тиску можна визначати за формулою проф. М. М. Протод'яконова

$$q_{\theta}^H = \gamma h_1, \quad (5.8)$$

$$h_1 = \frac{L}{2f}, \quad (5.9)$$

$$L = B + 2Htg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (5.10)$$

f – коефіцієнт міцності породи; h_1 і L – висота і ширина склепіння обвалення за проф. М. М. Протод'яконовим (рис. 5.2).

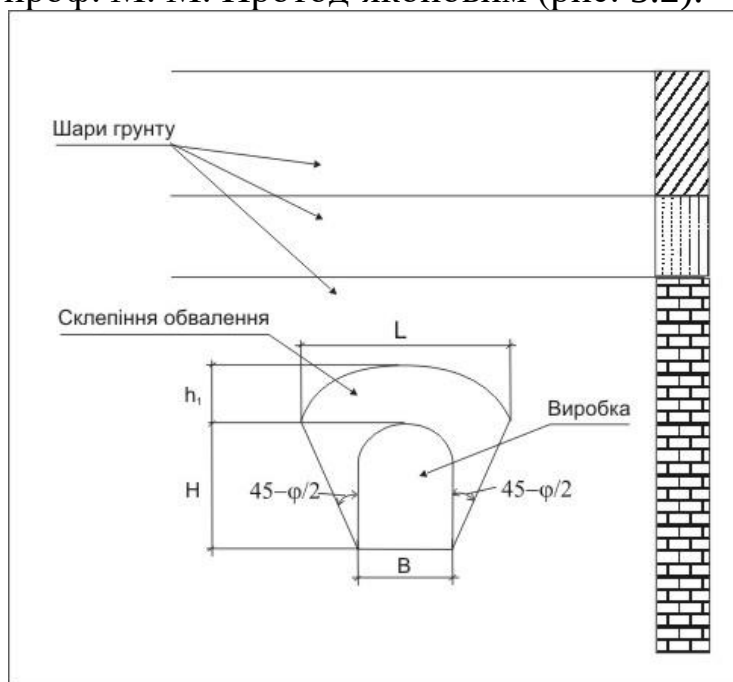


Рис. 5.2. Схема для визначення параметрів склепіння обвалення за проф. М. М. Протод'яконовим

Відповідно до вимог ДБН [10] у розрахунку оправи за несучою здатністю величину розрахункових навантажень визначають шляхом множення нормативних навантажень на коефіцієнт перевантаження n :

$$q_{\epsilon}^p = nq_{\epsilon}^H, \quad (5.11)$$

$$q_c^p = nq_c^H. \quad (5.12)$$

Коефіцієнти перевантаження для різних видів навантаження можна визначити за табл. 5.3.

Горизонтальний тиск у породах, наведених у п. 4, потрібно розглядати як пасивний – у вигляді пружного відпору. Коефіцієнт пружного відпору k для різних порід можна визначити за табл. 51.

Таблиця 5.1

Коефіцієнт пружного відпору	
Характеристика породи	k , т/м ³
Пливун. Пісок щойно насипаний. Глина мокра, м'яка.	Від $0,01 \cdot 10^4$ до $0,05 \cdot 10^4$
Пісок злежаний. Гравій насипаний. Глина волога.	Від $0,05 \cdot 10^4$ до $0,5 \cdot 10^4$
Пісок, гравій щільно злежані. Щебінь. Глина малої вологості.	Від $0,5 \cdot 10^4$ до $1,0 \cdot 10^4$
Грунт піщано-глинястий, штучно ущільнений. Глина тверда.	Від $1,0 \cdot 10^4$ до $2,0 \cdot 10^4$
М'яка тріщинувата скеля. Вапняк, пісковик. Мерзлість.	Від $2,0 \cdot 10^4$ до $10,0 \cdot 10^4$
Тверда, щільна скеля.	Від $10,0 \cdot 10^4$ до $150 \cdot 10^4$

Питому вагу зволжених порід γ' при підрахунку величини гірського тиску потрібно визначати з урахуванням дії води, тобто $\gamma' = \gamma - \gamma_{\epsilon}$ (γ_{ϵ} – питома вага води, $\gamma_{\epsilon} = 10$ кН/м³), а гідростатичний тиск підземних вод необхідно розглядати як самостійне основне навантаження, що діє на водонепроникну оправу в експлуатаційній стадії.

При розрахунку оправи за несучою здатністю величину розрахункових навантажень визначають шляхом множення нормативних навантажень на коефіцієнт надійності n таб. 5.2. відповідно до вимог [9].:

$$P^p = nP^H. \quad (5.14)$$

Таблиця 5.2

Коефіцієнти надійності

Вид навантаження	Коефіцієнт надійності
Вертикальний тиск порід:	
а) від ваги всього масиву;	1,1 (0,9)
б) менше ваги всього масиву.	1,5
Горизонтальний активний тиск порід	1,2 (0,8)
Гідростатичний тиск підземної води	1,1 (0,9)
Власна вага збірної оправи	1,1

Примітка. Значення коефіцієнта перевантаження, який більше одиниці, застосовують у випадках, коли дане навантаження збільшує сумарний розрахунковий вплив (моменти і нормальні сили); в протилежних випадках застосовують значення, менші одиниці.

У разі застосування водопроникних оправ із бетонних чи залізобетонних блоків передбачається, що гідростатичний тиск ґрунтових вод повністю сприймається внутрішньою залізобетонною суцільною оболонкою, яка підтримує обклеювальну гідроізоляцію. У зволжених породах, де використовується водонепроникна оправа, враховується також тиск води, який визначається як $q_e = 0,9\gamma_e H_e$ (H_e – розрахункова висота горизонту води над склепінням тунелю, м).

Завдання для самоконтролю

1. У яких випадках розраховують вертикальний гірський тиск від склепіння обвалення?
2. У яких випадках розраховують вертикальний гірський тиск від усієї товщі ґрунту над виробкою?
3. У яких випадках застосовують коефіцієнт надійності 1.5?
4. У яких випадках застосовують коефіцієнт надійності 1.2?
5. У яких випадках застосовують коефіцієнт надійності менше 1?

6 РОЗРАХУНОК ОПРАВ ТРАНСПОРТНИХ ТУНЕЛІВ

6.1. Вибір способу розрахунку тунельної оправи.

Багато років для розрахунку опор транспортних тунелів частіше використовувався метод сил або метод Метродіпротрансу, але діючими на теперішній час державними будівельними норми [14,15] встановлено, що конструкції опор тунелів повинні розраховуватись з урахуванням їхньої спільної роботи з оточуючим гірським масивом.

Існуючі методи розрахунку можна розділити на чотири групи: методи розрахунку, засновані на теорії склепіння обвалення, емпіричні методи, аналітичні та чисельні методи механіки суцільного середовища. Методам розрахунку напружено-деформованого стану оправи тунелю методом скінченних елементів присвячено недостатня кількість досліджень, щоб з впевненістю опиратися на минулий досвід.

Статичний розрахунок тунельних опор методом сил, як і розрахунок будь якої статично невизначеної системи, має повірочний характер.

При розрахунку залізобетонних опор розглядається, як правило, тільки випадок одночасної дії основних навантажень: власної ваги оправи, вертикального гірського тиску, бокового гірського тиску (активного або в вигляді пружного відпору) та гідростатичного тиску ґрунтових вод (в зволожених породах).

Розрахунок залізобетонних опор проводять тільки за першим граничним станом, за несучою здатністю (головним чином, за міцністю).

В залежності від інженерно-геологічних умов та конструкції оправи приймається спосіб її розрахунку, який найбільше відповідає тим умовам, в яких працює тунельна оправа під час експлуатації.

До теперішнього часу для опор, які розташовані у міцних ґрунтах і на які боковий тиск діє у вигляді пружного відпору, приймається спосіб розрахунку, в якому оправа розглядається у пружному середовищі.

6.2. Розрахунок тунельних оправ в пружному середовищі.

Для тунельних оправ з плавно змінною товщиною розрахункова схема приймається у вигляді підйомистого склепіння з пружно защемленими п'ятами. Ступінь пружності защемлення п'ят залежить від пружної податливості породи в підшві виробки та розмірів перерізу п'яти.

Схема діючих навантажень показана на рис. 6.1. Вертикальний гірський тиск у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, боковий гірський тиск у вигляді відпору породи згідно з гіпотезою місцевих деформацій (гіпотеза Вінклера) ураховується за формулою $p = k\delta$ на тій частині контуру оправ, яка при деформації одержує переміщення δ в бік породи. Сили тертя знаходять як $S = \mu k\delta$,

k - коефіцієнт відпору породи в боках виробітки;

μ - коефіцієнт тертя оправ по породі.

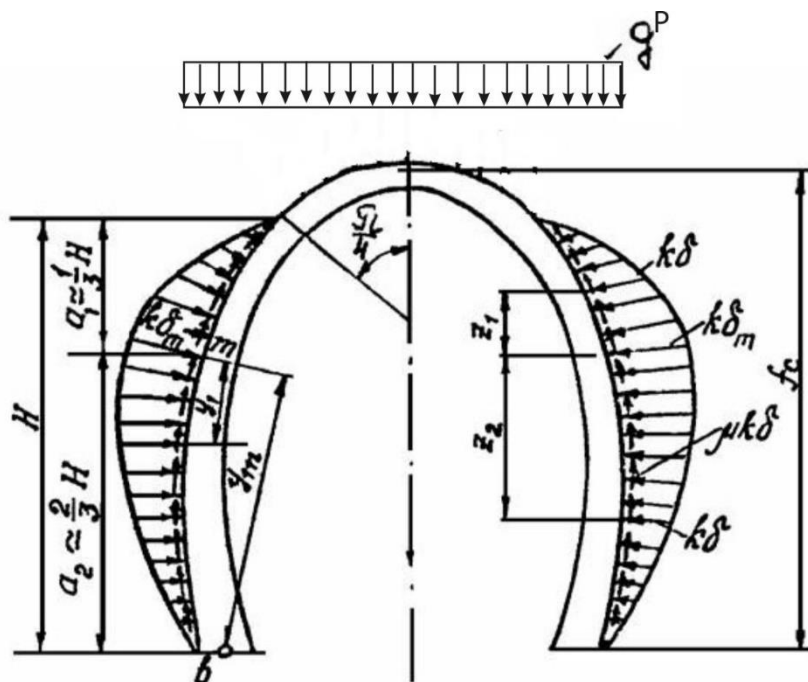


Рис. 6.1. Схема діючих навантажень

Симетричне безшарнірне склепіння при симетричному навантаженні двічі статично невизначене. Основну систему метода сил (рис. 6.1.) вибирають, виконуючи переріз по осі симетрії склепіння. Для повного розділу невідомих X_1 (згинаючий момент) та X_2 (нормальна сила в замці) в канонічних рівняннях деформації вони виносяться на кінець абсолютно жорсткої консолі.

Верхнє нульове значення епюри відпору приймається приблизно в перерізі оправи, нахиленому під кутом $\pi/4$. За необхідності уточнення положення верхнього нульового значення може бути зроблено шляхом послідовних приближень. Допускається, що боковий тиск (активний або пружний відпор) запобігає горизонтальному зміщенню п'ят оправи, і тому нижнє нульове значення епюри знаходиться в п'яті.

Окреслення епюри відпору приймається по двом параболам, які плавно спрягаються в перерізі m з максимальною ординатою $k\delta_m$. Рівняння кривої відпору, віднесені к осям z та $k\delta_m$ з початком координат в точці m , задається формулою:

$$k\delta = k\delta_m \left(1 - \frac{z^2}{a^2}\right) \quad (6.1)$$

для верхньої частини епюри $a=a_1 \approx 1/3H$, для нижньої - $a=a_2 \approx 2/3H$.

Таким чином, всі ординати епюри відпору виражаються через одну невизначену δ_m , яка знаходиться з рівняння

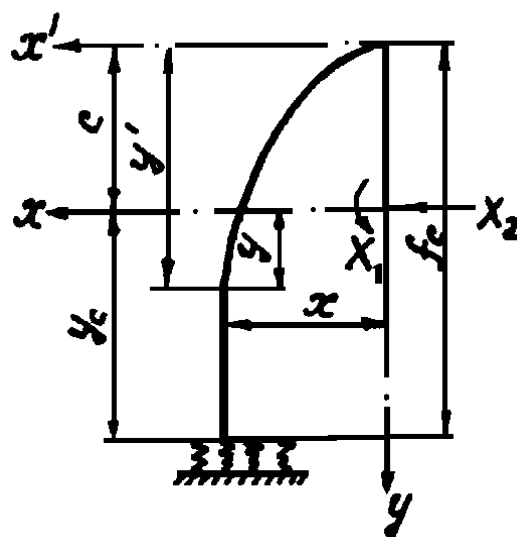


Рис. 6.2. Основна система метода сил

Невідомі X_1 та X_2 знаходяться після вирішення системи канонічних рівнянь метода сил 6.2, після їх знаходження розраховуються значення згинальних моментів і нормальних сил в оправі.

$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} &= 0, \\ \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} &= 0, \\ \Sigma Y &= 0, \\ \delta_a &= \delta_{a1}X_1 + \delta_{a2}X_2 + \Delta_{ap}. \end{aligned} \quad (6.2)$$

Згинаючі моменти та нормальні сили в оправі знаходять за формулами:

$$M=M_p+X_1+X_2y; \quad (6.3)$$

$$N=N_p+X_2\cos\psi, \quad (6.4)$$

де N_p , M_p - нормальна сила та момент в перерізі основної системи;
 ψ - кут нахилу перерізу до вертикалі.

По результатам розрахунку будується еюра нормальних сил та еюра моментів і проводиться перевірка на міцність у самих небезпечних перерізах оправ.

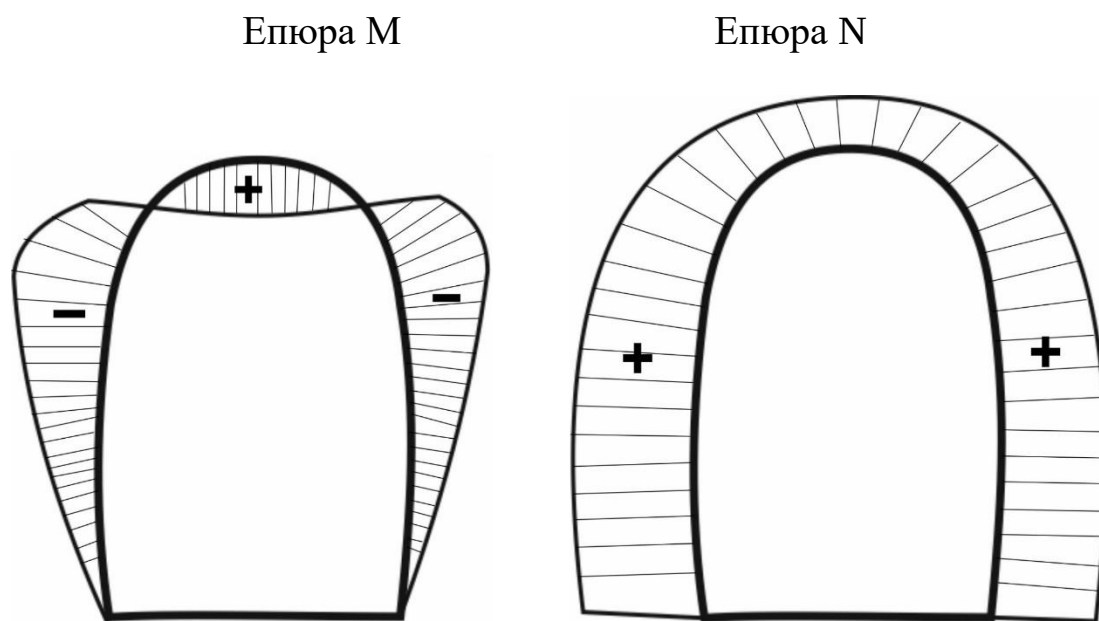


Рис. 6.3. Еюри моментів і нормальних сил

Для цього методу розрахунку характерні такі припущення:

1. Оправа розглядається як система, що лінійно деформується.
2. При дії зовнішніх навантажень на оправу дотримуються принципу незалежності дії сил.

При спорудженні оправ в нестійких породах з коефіцієнтом міцності f меншим одиниці (пластичні глинясті породи) оправа деформується, не зустрічаючи опору зі сторони породи. В цьому випадку боковий тиск на оправу приймається як активно діючого навантаження.

6.3. Розрахунок тунельних оправ методом Метродіпротрансу.

Загальні положення методу Метродіпротрансу зводяться до наступного. Криволінійний контур нейтральної осі оправи (рис. 6.3а) із змінною жорсткістю замінюється вписаним багатокутником. Його сторони наділяються різною жорсткістю, рівною середній жорсткості конструкції в межах відповідної ділянки. Тому безперервна зміна жорсткості замінюється ступінчастою. Вписаний багатокутник може мати сторони різної довжини в межах відпорної зони, де діє пружний відпір породного масиву, і безвідпорної зони, де пружний відпір породного масиву відсутній.

У збірних конструкціях з шарнірними стиками вершини багатокутника приймаються в стиках і середніх перетинах елементів. Збільшення числа сторін багатокутника підвищує точність розрахунків, але разом із тим збільшує об'єм обчислювальних операцій.

Безвідпірна зона приймається з центральним кутом $2\varphi^0 = 90 - 150^\circ$. Відпорна зона напівсклепіння ділиться на $(j+0,5)$ частин і вершини багатокутника розташовуються на межах між ними. Інша частина напівсклепіння, яка лежить вище крайньої вершини безвідпорної зони, ділиться на три – шість частин із розташуванням вершин на межах між ними і в замку склепіння (рис. 6.4.).

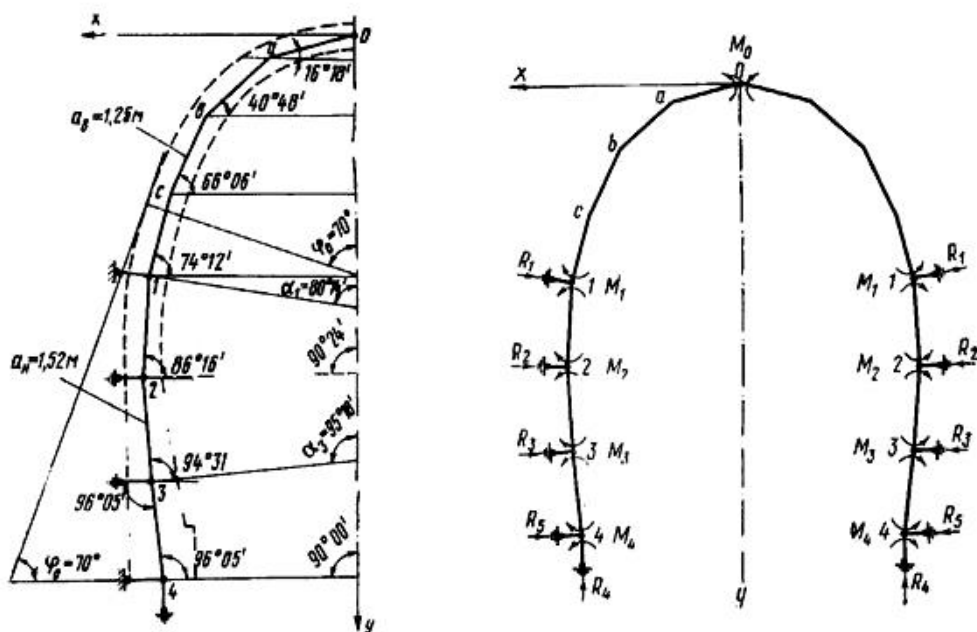


Рис. 6.4. Схема розрахунку

Активні навантаження (гірський тиск, власна вага конструкцій тощо) прикладаються у вершинах багатокутника у вигляді зосереджених сил. Ці сили приймаються рівними рівнодіючим розподілених навантажень у межах діляниць між серединами суміжних сторін вписаного багатокутника.

Породи, які взаємодіють з оправою в межах відпорної зони, замінюються пружними опорами у вершинах вписаного багатокутника. Якщо сили тертя між оправою і породою не враховуються, пружні опори розташовуються по нормалі до зовнішньої поверхні оправи, а при врахуванні сил тертя повертаються вниз на кут тертя. Якщо коефіцієнт пружного відпору змінюється по висоті оправи, жорсткість пружних опор приймається різною і рівною добутку опірної площі конструкції між серединами суміжних сторін багатокутника і середньої величини коефіцієнта пружного відпору в межах цієї площі.

Для розрахунку таких пружних систем використовується метод сил. Основну систему доцільно утворити введенням шарнірів у монолітних вузлах багатокутника, де встановлені пружні опори, а також у замковому перетині, якщо в ньому відсутній конструктивний шарнір. Тоді зайвими невідомими будуть парні згинаючі моменти M_k у вказаних перетинах.

Система канонічних рівнянь для визначення невідомих M_k має вигляд

$$\sum_{k=0}^{k=n} M_k \delta_{ik} + \Delta_{ip} = 0 \quad (i = 0, 1, 2, \dots, n), \quad (6.4)$$

де (δ_{ik} - переміщення основної системи у напрямі невідомого M_i від дії парних моментів у точках k ; Δ_{ip} - переміщення у тому ж напрямі від навантажень.

Рішення системи дає значення згинальних моментів і нормальних сил в оправі тунелю.

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

Принциповим недоліком вказаних вище методів розрахунку є те, що вони не повною мірою враховують фізико-механічні властивості оточуючого масиву, а також технологію спорудження виробки й її

форму, яка істотно впливає на величину навантажень на оправу тунелю.

Завдання для самоконтролю

1. У яких випадках розраховують вертикальний гірський тиск від склепіння обвалення?
2. У яких випадках розраховують вертикальний гірський тиск від усієї товщі ґрунту над виробкою?
3. У яких випадках застосовують коефіцієнт надійності 1.5?
4. У яких випадках застосовують коефіцієнт надійності 1.2?
5. У яких випадках застосовують коефіцієнт надійності менше 1?

7. Розрахунок опор методом скінченних елементів (МСЕ)

Як було зазначено вище, розрахунки тунельних опор методом сил мають багато допущень, які спрощують розрахунки, і, як вважається, зменшують їх точність, але вони можуть бути застосовані на перед проектному етапі для визначення попередньої вартості проекту.

На теперішній час відповідно діючих ДБН [9] розрахунок опор повинен виконуватись на сумісну роботу опори з оточуючим масивом ґрунту.

При розрахунку тунельних опор з урахуванням їхніх взаємодій з оточуючим масивом ґрунту використовують сучасні розрахункові комплекси, які ґрунтуються на методі скінченних елементів.

Останнім часом дослідження напружено-деформованого стану (НДС) підземних конструкцій усе менше спирається на методи, розроблені в рамках аналітичного підходу, що об'єктивно пов'язано з ускладненням конструктивних рішень у підземних спорудах, застосуванням нових технологій їх спорудження, а також розвитком нових підходів до самого процесу дослідження. Найбільшого поширення в механіці підземних споруд дістали числові методи, такі як метод скінченних різниць (МСР), метод граничних елементів (МГЕ) і метод скінченних елементів (МСЕ). Останнім часом вони набули значної теоретичної розробки і практичної реалізації, тому ряд задач, які розв'язуються з їх допомогою, значно розширився.

Найважливіша роль у аналізі НДС системи «кріплення–масив» належить дослідженню механізму роботи, існування та взаємодії двох частин цієї системи [12]. Причому з'ясування механізму роботи є фундаментальним знанням, яке дозволяє проводити такі види досліджень, як числовий аналіз, імітаційне моделювання, побудова моделі за допомогою реальних властивостей тощо.

Існуючі на теперішній час методики розрахунку конструктивних елементів підземних споруд базуються на побудові плоских і дуже рідко об'ємних розрахункових схем конструкції та інтерпретації оточуючого масиву з деякими припущеннями, які спрощують його реальну поведінку. Даний підхід не дозволяє правильно визначити

НДС таких складних конструкцій, оскільки відкидається такий важливий фактор, як просторовість роботи та перекручується реальна взаємодія між оправою та оточуючим масивом. У результаті конструкції підземних споруд вважаються нераціональними та неекономічними.

В Україні у будівельній практиці частіше використовуються програмні комплекси Plaxis, SCAD, Lira і молоде покоління інженерів легко навчається використанню скінченно-елементного програмного забезпечення і начебто добре справляється з чисельним моделюванням. Однак це іноді відбувається без повного розуміння основ та обмежень комплексних геомеханічних моделей та чисельних методів, що застосовуються у таких програмах [13].

У результаті керівники проектів або провідні інженери стикаються з тим, що результати, що одержуються при використанні розроблених чисельних моделей, не відповідають очікуваням на підставі їх досвіду.

Тому, дуже важливо проводити перевірки достовірності геотехнічних кінцево-елементних розрахунків, використовуючи верифікацію. **Верифікація** – це процес визначення того, що комп'ютерна модель точно представляє математичну модель, що лежить в її основі, і здатна відтворити її теоретичне рішення, тобто що програма видає дані, що не суперечать тим, які очікувалися. **Валідація** – це процес перевірки достовірності результатів розрахунку (в ідеалі, після її верифікації).

Верифікація показує, чи правильно ми вирішили задачу, а валідація – чи правильно ми поставили завдання.

7.1. Загальні відомості про метод скінченних елементів

Метод скінченних елементів (МСЕ) – числовий варіаційний метод, що дозволяє вирішувати широкий клас різних задач, пов'язаних з розв'язанням диференціальних рівнянь. Найбільшого застосування МСЕ набув у задачах механіки твердого деформованого тіла, механіки суцільного середовища, механіки підземних споруд, теплопровідності, гідродинаміки тощо.

Ідея МСЕ як варіаційного методу полягає в тім, що функція, яка відшукується (переміщення, напруження, температура тощо), апроксимується сумою добутків деяких функцій (**координатні функції**) на множники, які варіюються. Як множники, які варіюються,

приймають значення координатних функцій та їхніх похідних у **вузлах** скінченно-елементної сітки. Для визначення цих множників використовують принцип мінімізації похибки розв'язку задачі. Координатні функції, у свою чергу, вибирають таким чином, що кожна з них не дорівнює нулю тільки в невеликій області досліджуваного тіла, яка зветься **скінченним елементом (СЕ)**. Внаслідок цього в будь-якій точці досліджуваного тіла розв'язок визначається тільки декількома функціями з усієї множини координатних функцій, які використовують (**функціями форми СЕ**).

Відповідно до цього для розв'язання задачі за допомогою МСЕ необхідно розділити досліджуване тіло на деяку кількість СЕ. У межах кожного елемента розподіл величин описується певними математичними залежностями, на основі яких формується деякий функціонал. Мінімум функціонала відповідає нульовим значенням похідних по всіх множниках. У подальшому алгоритмі в розв'язку відносно вузлові значення функцій, що відшукуються, зводяться до системи лінійних рівнянь. Лівою частиною такої системи є добуток так званої матриці жорсткості на вектор шуканих вузлових переміщень, правою частиною – вектор вузлових сил. Розв'язуючи систему рівнянь, отримують вузлові значення (наприклад, переміщення вузлів), після чого можна знайти всі інші величини.

Таким чином, алгоритм дослідження підземної споруди із застосуванням МСЕ складається з таких етапів: дискретизація досліджуваної системи на СЕ й призначення вузлових точок, у яких визначаються вузлові переміщення; побудова матриць жорсткості; формування системи канонічних рівнянь, що відображають умови рівноваги у вузлах розрахункової системи; розв'язання системи рівнянь і обчислення значень вузлових переміщень; визначення компонентів напружено-деформованого стану досліджуваної системи за знайденими значеннями вузлових переміщень.

Для успішного розв'язання задачі розрахунку напружено-деформованого стану тунельної оправи велике значення має тип розрахункової схеми, що приймається, і порядок ідеалізації реальної конструкції оправи. Розрахункова схема може розглядатися як сукупність граничних умов, зовнішніх і внутрішніх дій, властивостей матеріалів і називається скінченно-елементною моделлю (СЕ-моделлю). Її елементами в загальному вигляді є будь-які об'єкти, які можуть брати участь у розрахунку або просто повинні бути зображені

на схемі як допоміжні умовні позначення. Елементи СЕ-моделі мають бути здатні відтворювати графічно результати розв'язання.

Відповідно до строгих рішень теорії пружності повне розсіювання напружень у пружному середовищі відбувається в нескінченному видаленні від місця прикладення навантаження. У реальних середовищах практично повне розсіювання напружень, а отже, і загасання переміщень, настає значно швидше. Тому розрахунок напружень і переміщень зводиться до визначення цих величин у деякій обмеженій області. Межі області встановлюються так, щоб за ними зміни природного поля напружень додатковим навантаженням було відносно невеликим, тобто не призвело до помітних деформацій.

Цією умовою слід користуватися для обмеження області, у якій визначається напружено-деформований стан тунельної конструкції. Надмірне збільшення області дослідження призводить до збільшення кількості елементів, що ускладнює розрахунок, або до збільшення розмірів цих елементів, що знижує точність розв'язання. Зменшення області дослідження може стати причиною того, що вплив граничних умов внесе спотворення в напружено-деформований стан її периферійних ділянок. При призначенні сітки дискретизації (розбивки), як правило, слід дотримуватися таких основних принципів.

У безпосередній близькості від прикладених навантажень на ділянках, де визначення напружень повинне бути виконане з великою точністю, особливо в місцях, де очікуються найбільші градієнти напружень, слід призначати трикутні елементи як найменших розмірів. Це дозволяє точніше встановити поле напружень на таких ділянках і понизити похибку через його розриви. Відповідно, на ділянках, де очікується плавна зміна напружень, розміри елементів можна збільшувати. Оскільки поле переміщень у розв'язках методом скінченних елементів безперервне, для задач, що вимагають визначення лише переміщень, можна використовувати грубішу сітку розбиття.

Якщо наперед складно визначити ділянку області, де слід деталізувати дослідження напружено-деформованого стану, можливе поетапне розв'язання задачі. На першому етапі задача розв'язується при відносно грубій сітці розбиття й для цієї сітки будується поле переміщень. Потім виділяється необхідна ділянка області, для чого будується детальна сітка розбиття, приймаються граничні умови в

переміщеннях на основі попереднього розв'язку й задача зводиться до розрахунку напружень і деформацій.

Доцільно призначати таку сітку розбиття, щоб можна було скласти достатньо просту залежність, що зв'язує координати вузлових точок з номерами вершин. Усі види навантажень у методі скінченних елементів приводяться до зосереджених сил, прикладених у вузлових точках. Розподілене навантаження, що діє на якій-небудь поверхні, замінюється рівнодіючими зосередженими силами, які прикладаються до відповідних вузлів. Об'ємні сили, наприклад власна вага, також приводяться до зосереджених сил, що діють у вузлових точках.

7.2. Програмний комплекс PLAXIS

Програмний комплекс PLAXIS, призначений для виконання складних інженерних розрахунків напружено-деформованого стану системи "грунт - споруда" в процесі будівництва, експлуатації та реконструкції з урахуванням зміни властивостей ґрунтів і матеріалів конструкційних елементів. [9].

У PLAXIS 2D та 3D є підпрограма Tunnel designer (Конструктор тунелів) для швидкого моделювання тунелю з урахуванням тиску цементного розчину, зусиль у домкратах, тиску у забої тунелю та/або втрати об'єму. Для скельних порід зазвичай використовують дві моделі: модель Мора-Кулона і модель Хока-Брауна. Ці моделі дозволяють оцінити напружений та граничний стан ізотропних гірських порід. Для моделювання поведінки шаруватих гірських порід доступні дві спеціальні моделі скельного ґрунту (ізотропна та анізотропна) з можливістю встановити три поверхні ослаблення з критерієм руйнування Мора-Кулона.

Проходка тунелю з зведенням кріплення та розміщенням опорних конструкцій є тривимірним завданням, для вирішення якого необхідно використовувати PLAXIS 3D. У PLAXIS доступна модель, що враховує міцність і жорсткість тимчасового кріплення з торкретбетону, що залежить від часу, а також усадку і деформації повзучості. Ця модель, спочатку розроблена для моделювання торкретбетону, може бути корисна для моделювання ґрунтоцементних колон.

У програмному комплексі PLAXIS є можливість моделювати поведінку ґрунтового та гірського масиву внаслідок поверхневих та глибинних способів проходки тунелів.

Спеціальна процедура дозволяє виконати автоматичну тріангуляцію тривимірному ґрунтового масиву, накласти отриману скінченно-елементну сітку на тривимірну модель ґрунту та призначити фізико-механічні характеристики кожному скінченному елементу залежно від його місцезнаходження. Аналіз напружено-деформованого стану подається у вигляді ізополів на довільних площинах перерізу ґрунтового масиву

На рис. 7.1. показано який вигляд мають результати розрахунку напружено-деформованого стану оправи тунелю у програмі PLAXIS, напруження у ґрунтовому масиві наведені у вигляді ізополів напружень по вертикальній вісі Z.

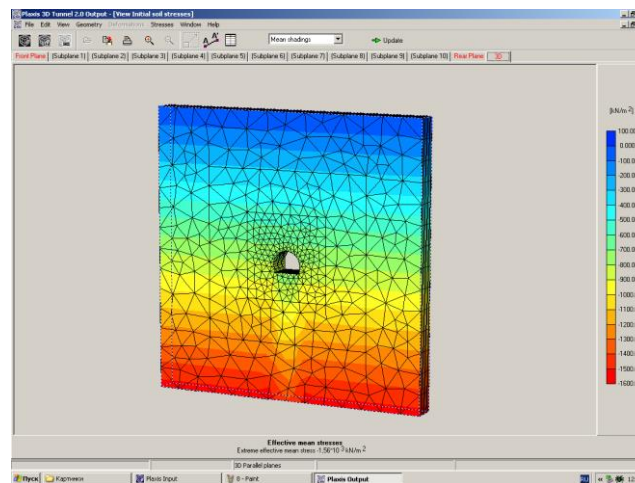


Рис. 7.1. Ізополя напружень по вісі z у ґрунтовому масиві

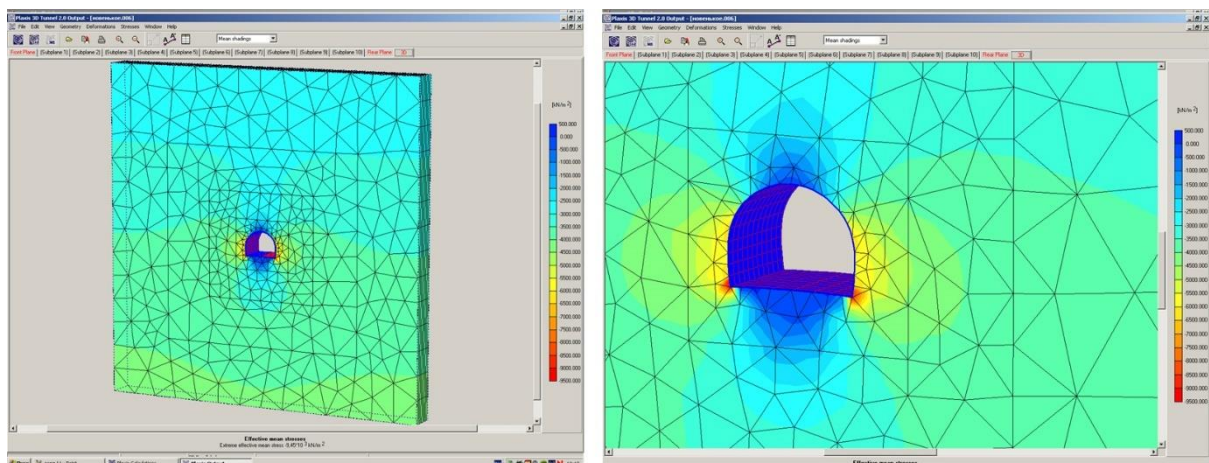


Рис. 7.2. Ізополя напружень в ґрунтовому масиві і оправі тунелю

7. 3 Програмний комплекс SCAD

При використанні МСЕ велике значення має точне визначення міцнісних та деформаційних характеристик і деформаційних характеристик ґрунтів масиву, оскільки від них залежить його напружено-деформований стан, і чим точніше будуть визначені ці характеристики, тим ближче до реальних значень виявляться одержані в результаті розрахунків величини напружень і деформацій у тунельній оправі.

Важливим етапом у розрахунках напружено-деформованого стану методом скінченних елементів є оправа і представлення результатів. Якщо кінцевою метою розв'язання задачі є визначення поля переміщень, то представлення результату стає простим. Відповідно до того, що переміщення будь-якої точки області є лінійною функцією координат, за відомих значень переміщень вузлових точок легко визначаються переміщення всіх інших.

Практика показує, що точність розв'язку в цьому випадку достатньо висока навіть при грубій схемі дискретизації. Найбільші похибки можуть спостерігатися поблизу області з різко відмінними показниками. Значно складнішим є представлення результатів у вигляді полів напружень і деформацій. Ці поля мають розриви на межах між елементами. Значення напружень і деформацій залишаються постійними в межах кожного елемента, тобто можуть бути віднесені до будь-якої його точки. При недостатньо детальній сітці розбиття це може призвести до грубого наближення. У будь-якому випадку при кінцевих, навіть і малих, розмірах елементів доводиться відносити набуті в розрахунку значення напружень і деформацій до деяких точок у межах елемента.

Проектно-обчислювальний комплекс (ПОК) SCAD [18,19] призначений для чисельного дослідження напружено-деформованого стану конструкцій. ПОК SCAD забезпечує дослідження широкого класу конструкцій, причому розрахунки виконуються на статичні й динамічні навантаження. Тунельні конструкції які розраховуються можуть мати довільні обриси, локальні ослаблення у вигляді отворів і порожнин різної форми, різні умови обпирання, що важливо для виконання розрахунку тунельних оправ.

У ПОК SCAD розроблена розвинена бібліотека СЕ, яка вміщує стрижні, чотирикутні й трикутні елементи плити, оболонки, чотирикутні й трикутні елементи плити на пружній основі; просторові

елементи у вигляді тетраедра, паралелепіпеда, гексаедра загального виду; одновимірний і двовимірні (трикутні й чотирикутні) елементи для розв'язання осі симетричної задачі теорії пружності; спеціальні елементи, що моделюють зв'язок кінцевої жорсткості, пружну піддатливість між вузлами.

В основу комплексу покладено систему функціональних модулів, пов'язаних між собою єдиним інформаційним середовищем. Це середовище називається **проектом** і містить повну інформацію про розрахункову схему, її граничні умови, характеристики жорсткості, навантаження та їх комбінації, причому інформація наводиться у внутрішніх форматах комплексу й зберігається на диску у файлі (з розширенням **SPR**). Імена проекту й файлу задаються під час створення нової схеми.

Під час створення проекту виконується алгоритм, який пов'язаний із роботою з **функціональними модулями SCAD**. Функціональні модулі SCAD діляться на чотири групи. Перша група (**графічний препроцесор і графічний постпроцесор**) – модулі, які забезпечують введення початкових даних в інтерактивному графічному режимі й графічний аналіз результатів розрахунку. Друга група – модулі для виконання статичного й динамічного розрахунків (**процесор**), а також обчислення розрахункових поєднань зусиль, комбінацій завантажень, головних і еквівалентних напружень, реакцій, навантажень на фрагмент схеми, аналіз стійкості (**розрахункові постпроцесори**).

Документування результатів розрахунку виконується модулями третьої групи. Четверта група – модулі проектування (**постпроцесори моделювання**), які служать для підбору арматури в елементах залізобетонних конструкцій, а також перевірки опору й підбору перерізів елементів сталевих конструкцій.

Модульна структура дає можливість сформувати для кожного користувача таку конфігурацію SCAD, яка максимально відповідає його потребам за класом вирішуваних задач, засобами створення розрахункових схем, аналізом і документуванням результатів розрахунку.

Усі функціональні модулі комплексу реалізовані в єдиному графічному середовищі. Інтерфейс, сценарії взаємодії користувача із системою, функції контролю початкових даних і аналізу

результатів повністю уніфіковані, що забезпечує мінімальний час освоєння комплексу й логічну послідовність виконання операцій.

Високопродуктивний процесор дозволяє розв'язувати задачі статистики й динаміки з великою кількістю степенів вільності. Розрахунок супроводжується докладним протоколом, який може бути проаналізований як у ході виконання розрахунку, так і після його завершення. Система контролю початкових даних виконує перевірку розрахункової схеми й фіксує всі знайдені помилки та попередження. Для успішного розв'язання задач пошуку НДС конструкцій тунельної оправи достатньо користуватися трьома групами модулів.

Приклад розрахунку оправи перегінного тунелю метрополітену.

На рис. 7.3 показано конструкцію постійної оправи перегінного тунелю метрополітену, яка споруджується новоавстрійським способом (NATM).

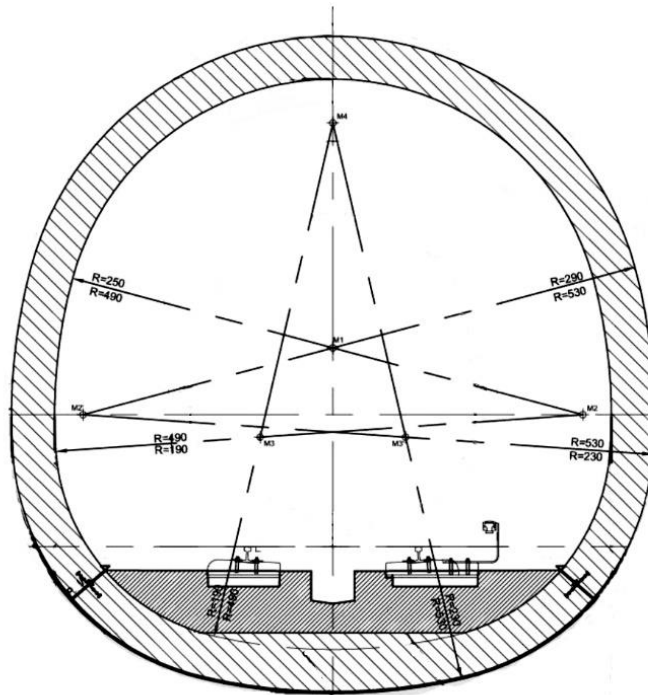


Рис. 7.3. Тунельна оправа перегінного тунелю метрополітену

Для проєктування конструкції оправи перегінного тунелю метрополітену використовується програмне середовище AutoCAD. На рис.7.4 показана схема оправи тунелю, яка запроектована у програмному середовищі AutoCAD.

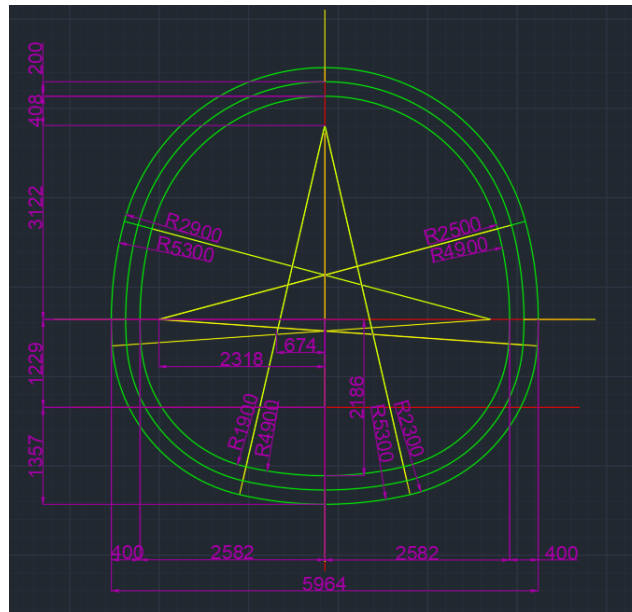


Рис. 7.4 – Схема оправи тунелю габаритними розмірами у програмному комплексі AutoCAD

Плавний обрис нейтральної осі оправи замінюється вписаним до неї стрижневим багатокутником. Положення нейтральної осі визначається з урахуванням геометричних характеристик поперечного перерізу оправи тунелю.

Виконується секторна розбивка оправи на 32 елементи у програмному комплексі AutoCAD рис. 7.5 для подальшого навантаження оправи за стержневою схемою рис. 7.6.

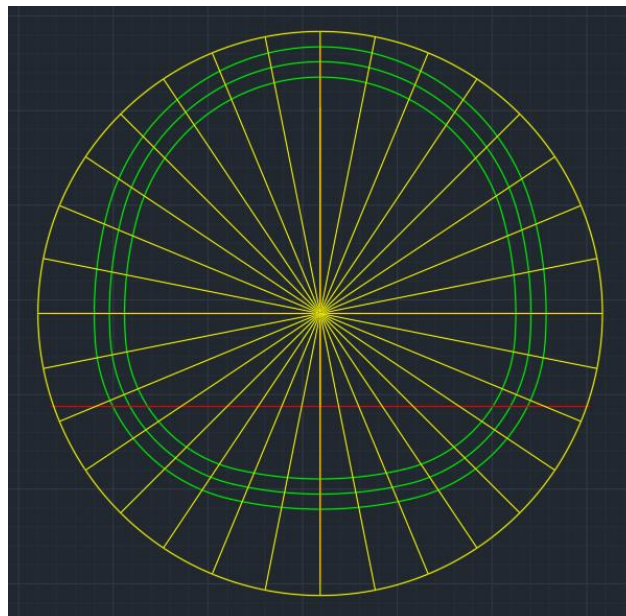


Рис. 7.5 – Схема оправи з секційною розміткою на 32 елементи у програмному комплексі AutoCAD

Жорсткість оправи кожного стрижня приймаємо постійною, тому що параметри оправи її товщина і армування не змінюються.

Розподілене зовнішнє навантаження від гірського тиску замінюються зосередженими зусиллями, прикладеними у вершинах багатокутника рис. 7.6.

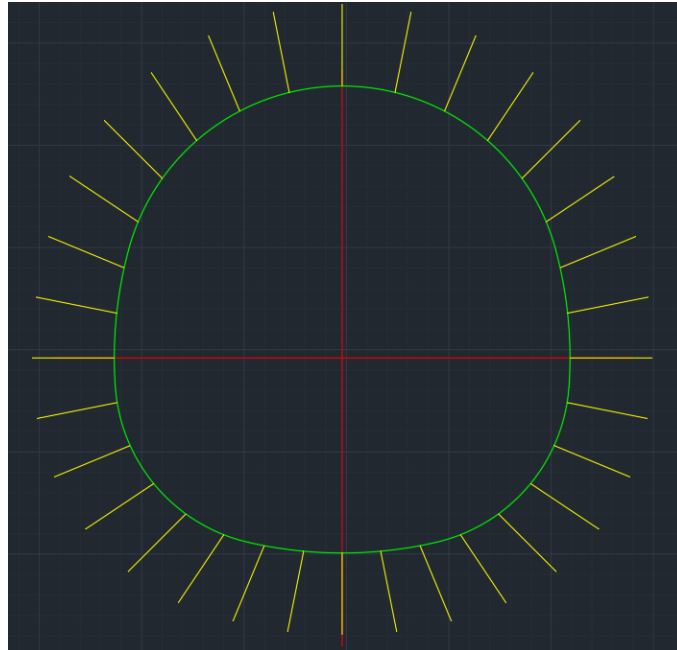


Рис. 7.6 – Схема середньої лінії оправи з стержневою секційною розміткою у програмному комплексі AutoCAD

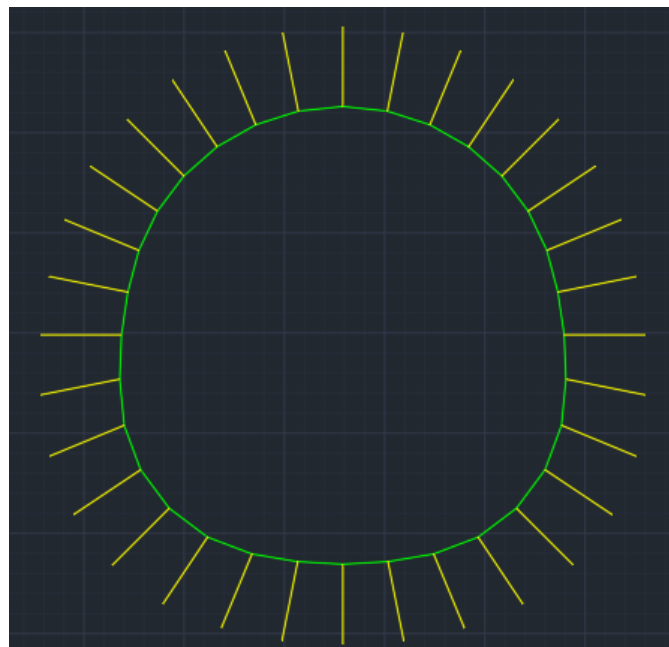


Рис. 7.7 – Полігональна схема оправи з стержневою секційною розміткою у програмному комплексі AutoCAD

Схема тунельної оправи (рис. 7.7.), яка створена в у програмному комплексі AutoCAD, імпортується у програмний комплекс SCAD.

Суцільне пружне ґрунтове середовище замінюємо окремими пружними опорами, поміщеними у вершинах вписаного багатокутника, за винятком верхньої безвідпірної ділянки оправи. Напрямок пружних опор збігається з радіальним.

Задаємо в'язі та жорсткості елементів. На кінцях стержнів жорстке защемлення. Завантажуємо оправу одиничним навантаженням.

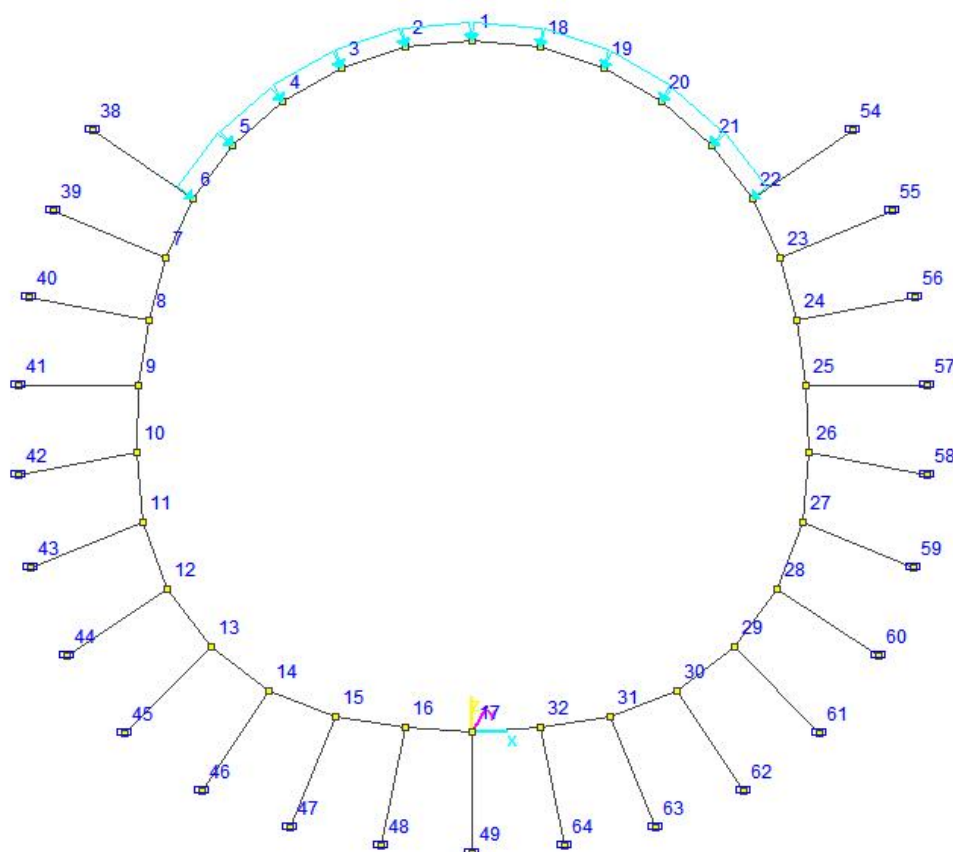


Рис. 7.8 – Скінчено-елементарна модель оправи тунелю із заданими жорсткостями та в'язями у програмному комплексі SCAD

Виконується розрахунок у програмному комплексі SCAD та отримуються результати напружено-деформованого стану оправи тунелю (рис. 7.9.)

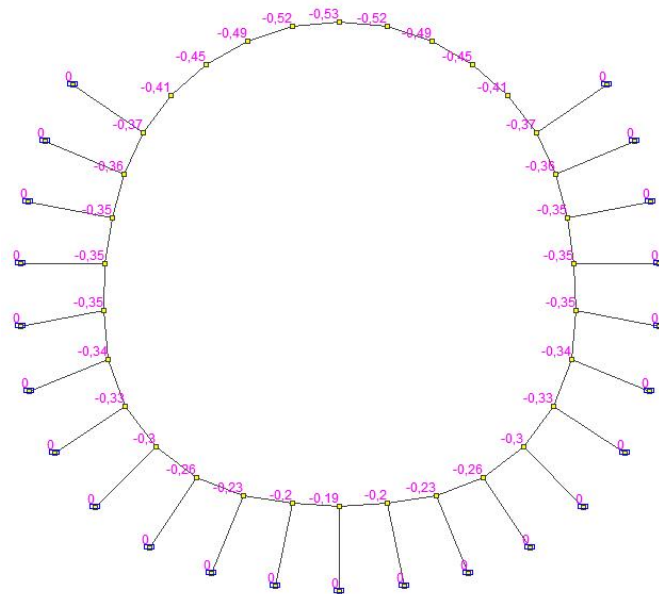


Рис. 7.9 – Епюра вертикальних переміщень оправи тунелю від комбінованого навантаження у програмному комплексі SCAD

Розрахунок ведеться без урахування сил тертя між зовнішньою поверхнею оправи та ґрунтовим масивом, що йде в запас міцності.

Після розрахунку тунельної оправи та знаходження згинальних моментів і нормальних сил у кожному перерізі будуються епюри сил та згинальних моментів.

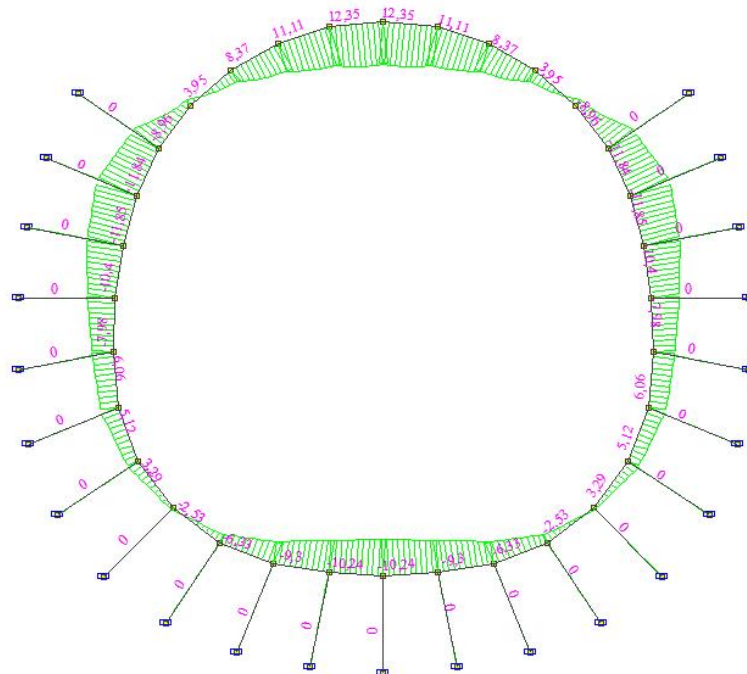


Рис. 7.10 – Епюра згинальних моментів M [кН·м] від комбінованого навантаження у програмному комплексі SCAD

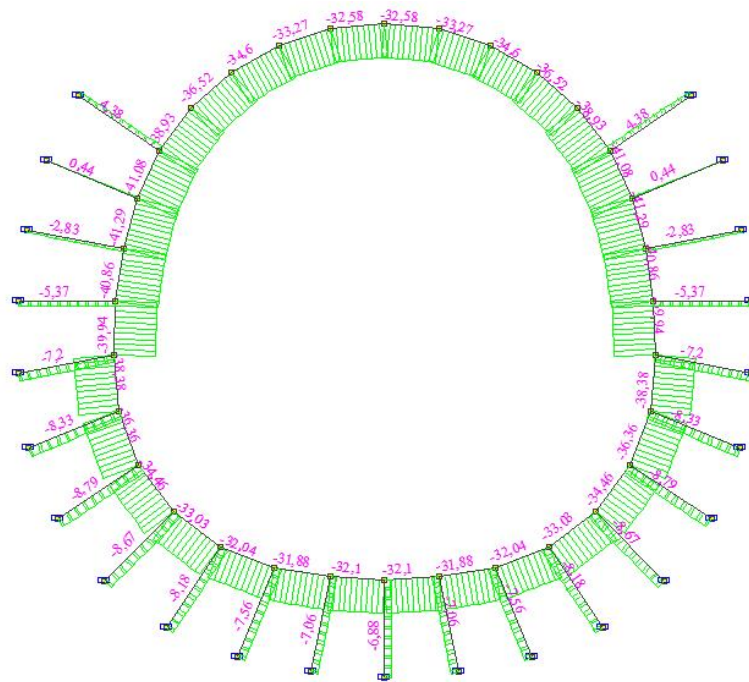


Рис. 7.11 – Епюра нормальних сил N [кН] в оправі тунелю від комбінованого навантаження у програмному комплексі SCAD

З отриманих епюр визначається небезпечний переріз, де діє максимальний момент, та максимальна сила, для перевірки на міцність.

7. 4 Програмний комплекс LIRA

Програма ПК "ЛІРА-САПР" має спеціальні можливості: супер елементне моделювання, модулі урахування фізичної та геометричної нелінійності, набір спеціальних СЕ для моделювання тертя, проковзування, попереднього натягу. Спеціальна процедура дозволяє виконати автоматичну тріангуляцію тривимірного ґрунтового масиву, накласти отриману скінченно-елементну сітку на тривимірну модель ґрунту та призначити фізико-механічні характеристики кожному скінченному елементу залежно від його місцезнаходження. Аналіз напружено-деформованого стану подається у вигляді ізополів на довільних площинах перерізу ґрунтового масиву, або у вигляді епюр згинальних моментів та нормальних зусиль.

Виконання автоматичної тріангуляції тривимірного масиву з призначенням фізико-механічних характеристик кожному скінченному елементу.

Моделювання оточуючого виробку ґрунтового масиву ведеться за допомогою прямокутних, універсальних чотирикутних та трикутних скінченних елементів, які враховують особливі властивості ґрунтового масиву. Робота оправи тунелю моделюється за допомогою стержневих скінченних елементів.

На рис. 7.12. показано вигляд головного вікна ПК ЛІРА-САПР з панелями інструментів.

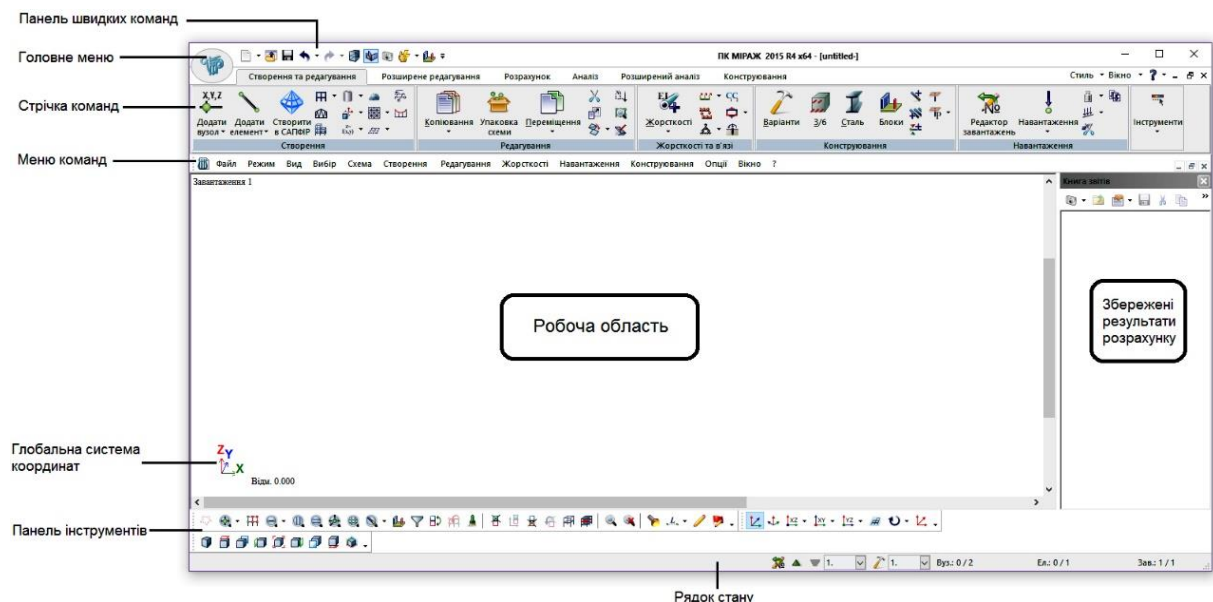


Рис. 7.12. Загальний вигляд головного вікна ПК ЛІРА-САПР

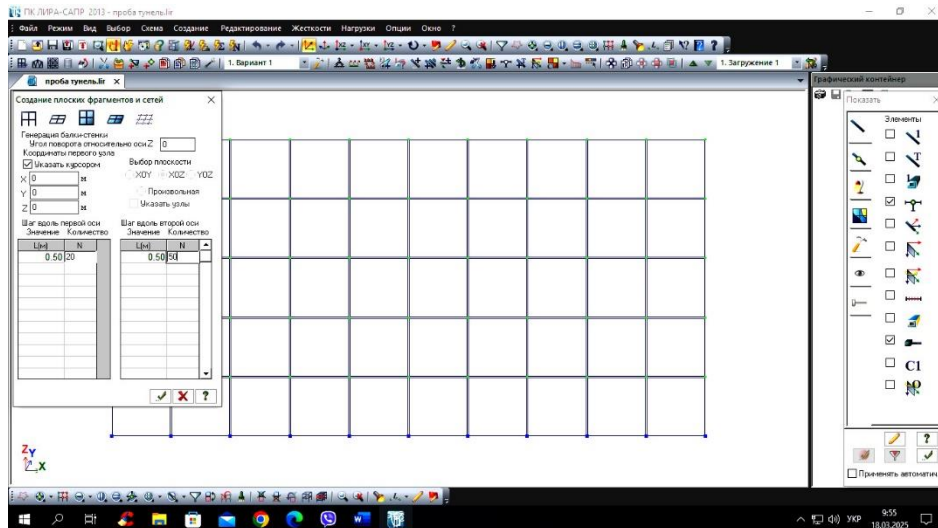


Рис.7.13. Панель інструментів для створення мережі скінченних елементів

Побудова геометричної моделі та створення мережі скінченних елементів, опис розрахункової схеми доступними засобами вибраного програмного забезпечення, проведення самого розрахунку та отримання чисельних результатів розрахунку.

Бібліотека скінченних елементів ПК ЛІРА-САПР

1. Можливості бібліотеки скінченних елементів.
2. Універсальний стержень.
3. Універсальні скінченні елементи плоскої задачі.
4. Універсальні скінченні елементи просторової задачі.
5. Спеціальні скінченні елементи.

Приклад розрахунку тунельної оправи перегінного тунелю метрополітену еліптичного обрису

Етапи розрахунку конструкції тунельної оправи методом скінченних елементів в програмному комплексі ЛІРА-САПР:

1. Проектування конструкції тунельної оправи;
2. Побудова розрахункової моделі тунельної оправи;
3. Розрахунок зусиль у тунельній оправі;
4. Аналіз результатів напружено-деформованого стану оправи;
5. Перевірка на міцність небезпечних перерізів.

- побудова геометричної моделі та створення мережі скінченних елементів з накладанням граничних умов;
- завдання матеріалів та властивостей елементів (визначення моделей деформування ґрунтів та їх характеристик;
- завдання навантажень та впливів;
- моделювання стадій навантаження.

Створення скінченно-елементної моделі ґрунтового масиву полягає у виборі типу скінченних елементів, визначенні розмірів конструкцій тунелю та розрахункової області ґрунтового масиву.

Загальний вигляд скінченно-елементної моделі частини ґрунтового масиву і оправи перегінного тунелю показано на рис. 7.15.

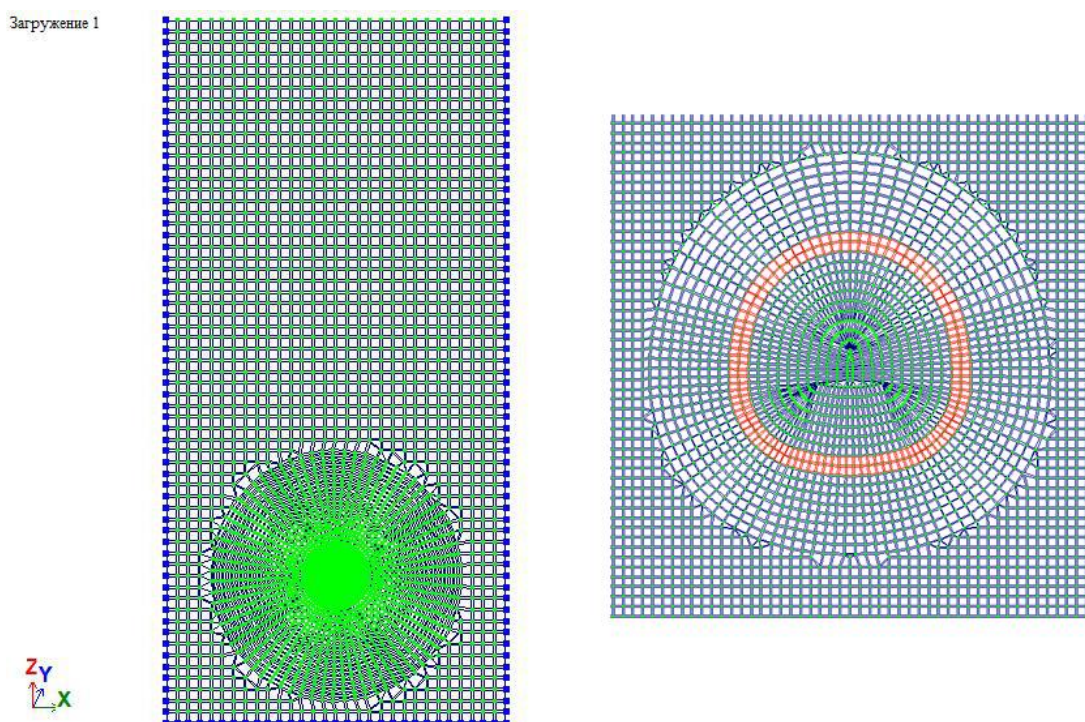


Рис. 7.15 Розбивки моделі ґрунтового масиву і тунельної оправи на скінченні елементи

У ПК «Ліра» моделювання ґрунтового масиву в зоні взаємодії з тимчасовим кріпленням проводиться за допомогою інструменту «Створення та тріангуляція контуру». За допомогою цього інструменту програмний комплекс «Ліра» автоматично змодельє ґрунтовий масив з трикутних або чотирикутних скінченних елементів.

Результати тріангуляції контуру оправи тунелю зображено на рисунку 7.16. Моделювання етапів проходки тунелю виконується за рахунок видалення скінчених елементів, які знаходяться в середині

контуру виробки і додавання скінчених елементів які моделюють оправу тунелю, етап розробки породи та спорудження оправи.

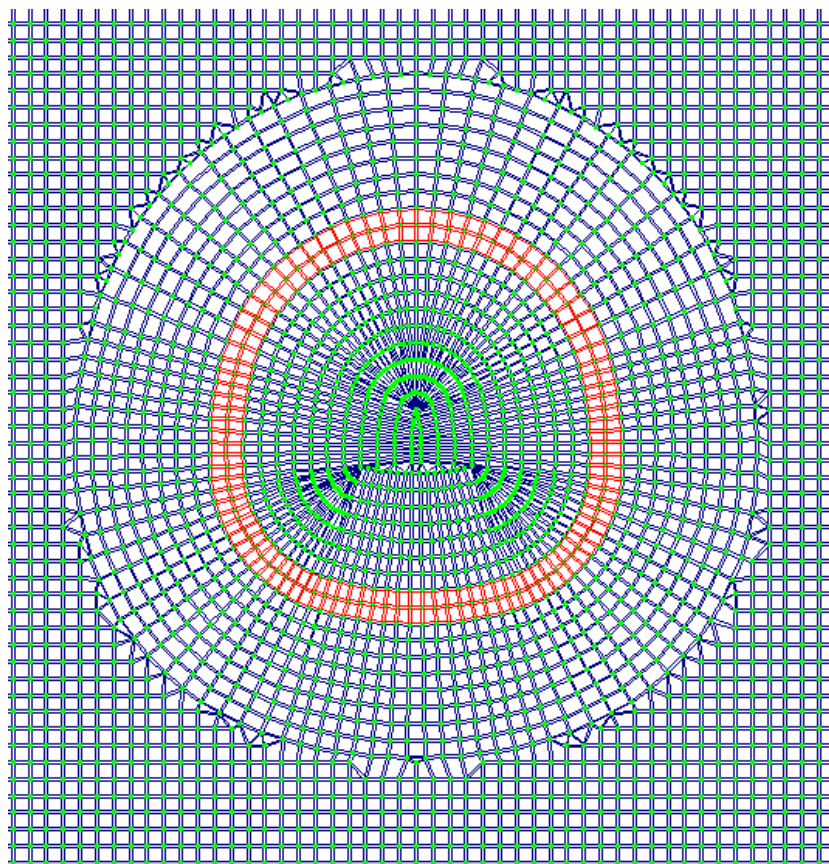


Рис. 7.16. Розбивка моделі оправи на скінченні елементи

Завдання матеріалів та властивостей елементів (визначення моделей деформування ґрунтів та інших характеристик

Наступним етапом є *ідеалізація матеріалу* конструкції, точніше вибір його фізико-механічних параметрів. Найчастіше матеріал наділяється властивостями ідеальної пружності або ідеальної пластичності. Значення параметрів, що характеризують властивості матеріалу (модуль пружності, коефіцієнт Пуассона, межа текучості тощо.) приймаються по довідкових даних і передбачаються однаковими в межах достатньо великих частин споруди або по всій споруді, і відповідність їх реальних значень прийнятим аналізується не завжди.

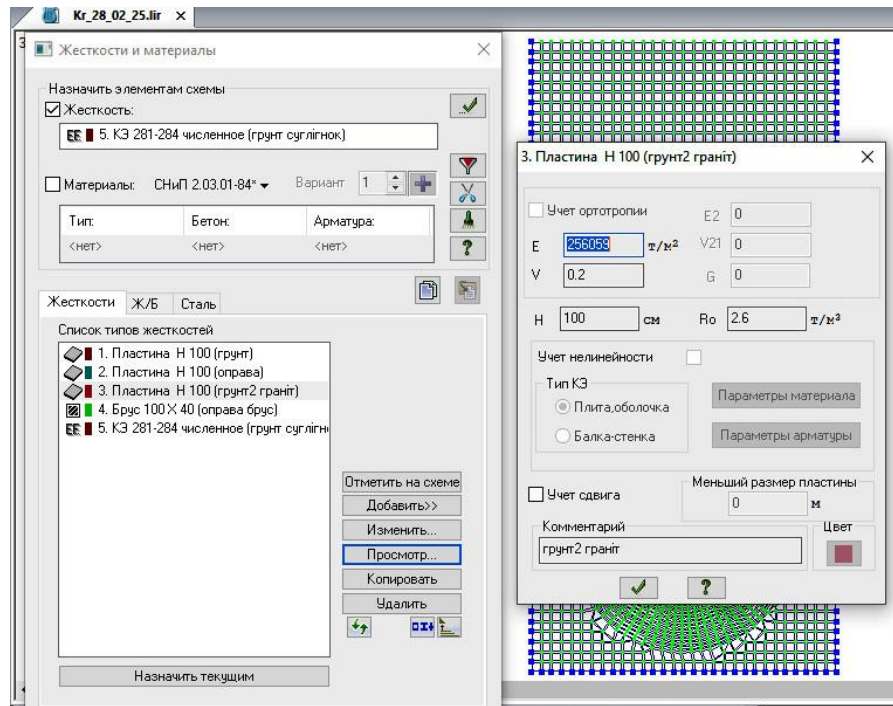


Рис. 7.17. Призначення характеристик ґрунтів

Характеристики жорсткості елементів розрахункової схеми:

1. Задання жорсткості елементам розрахункової схеми.
2. Конструювання перерізів за допомогою системи КС-САПР.
3. База даних перерізів прокатного сортаменту.

Для кожного типу скінченного елемента розрахункової схеми задається певний набір характеристик жорсткості, необхідних для проведення розрахунку його напружено-деформованого стану (НДС).

Ґрунти моделюються фізично нелінійними прямокутними СЕ плоскими елементами (грунт). Дані СЕ призначені для моделювання односторонньої роботи ґрунту на стиск з урахуванням зсуву за схемою плоскої деформації відповідно до закону Кулону. Застосовуються в нелінійному кроковому процесорі при розрахунках гірничих виробок та тунельних проходок.

Приклад СЕ 281 фізично нелінійної роботи балки-стілки для моделювання односторонньої роботи ґрунту на стиск з урахуванням зсуву за схемою плоскої деформації.

Вихідні дані:

E – модуль деформації ґрунту по гілці первинного навантаження;

ν – коефіцієнт Пуассона;

H – товщина;

k_e – коефіцієнт переходу до модуля деформації ґрунту по гілки вторинного навантаження $E_e = k_e \cdot E$;

C – зчеплення;

R_t – максимальне напруження при розтягу;

R_o – питома вага матеріалу;

φ – кут внутрішнього тертя в градусах

σ_p – максимальне напруження стиску;

Навантаження та впливи, визначення схеми діючих на оправу навантажень.

Після формування геометричної схеми конструкції наступним етапом є задання зовнішніх навантажень. У задачі може бути кілька завантажень, після проведення розрахунку можна переглядати результати окремо по кожному з них.

Вирішення задачі про визначення найбільше небезпечних поєднань завантажень забезпечує взаємозв'язок між результатами розрахунку споруди на різні завантаження і конструюванням її елементів. У програмному комплексі передбачене автоматизоване формування розрахункових сполучень зусиль (РСЗ) відповідно до нормативних документів, що діють у проектуванні об'єктів будівництва (ДБН В.1.2-2:2006).

Дозволяють врахувати всі конструктивні особливості споруди і властивості матеріалу безпосередньо в дискретній розрахунковій схемі, що відкриває необмежені можливості в комп'ютерному моделюванні.

Комп'ютерні моделі дозволяють ставити і вирішувати значно ширші завдання, пов'язані з моделюванням процесів:

- моделювання процесу навантаження;
- моделювання процесу зведення будівлі.

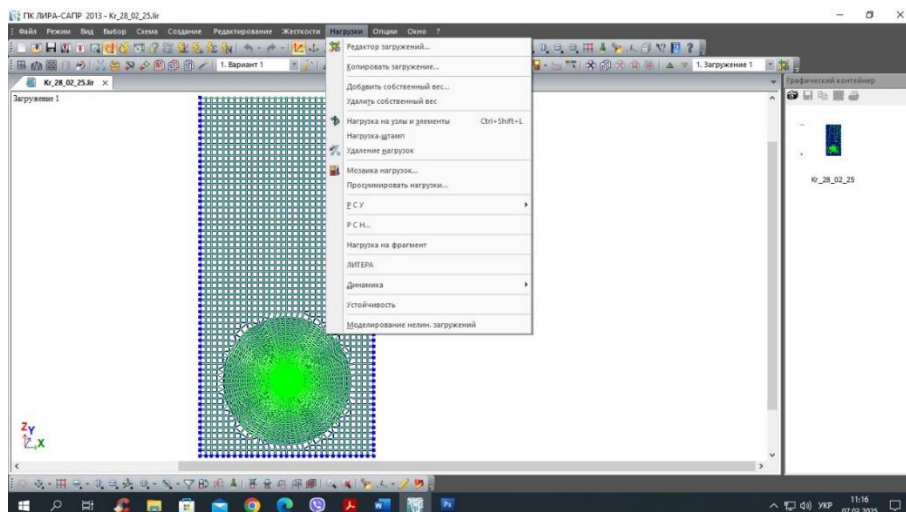


Рис. 7.18. Призначення навантажень та впливів

Досить серйозною процедурою є *ідеалізація навантажень*, що діють на конструкцію в різних режимах роботи. Взагалі, навантаження є одними з найменше вивчених компонентів системи, вони мають велику мінливість в часі і просторі, і ті розрахункові моделі, якими оперує проектна практика, досить умовні.

Деякі з моделей навантаження, які традиційно використовуються при складанні розрахункових моделей (рівномірно розподілене навантаження, зосереджена сила, імпульсна дія, гармонічні коливання) є сильними фізичними абстракціями, про що треба добре пам'ятати при аналізі результатів розрахунку.

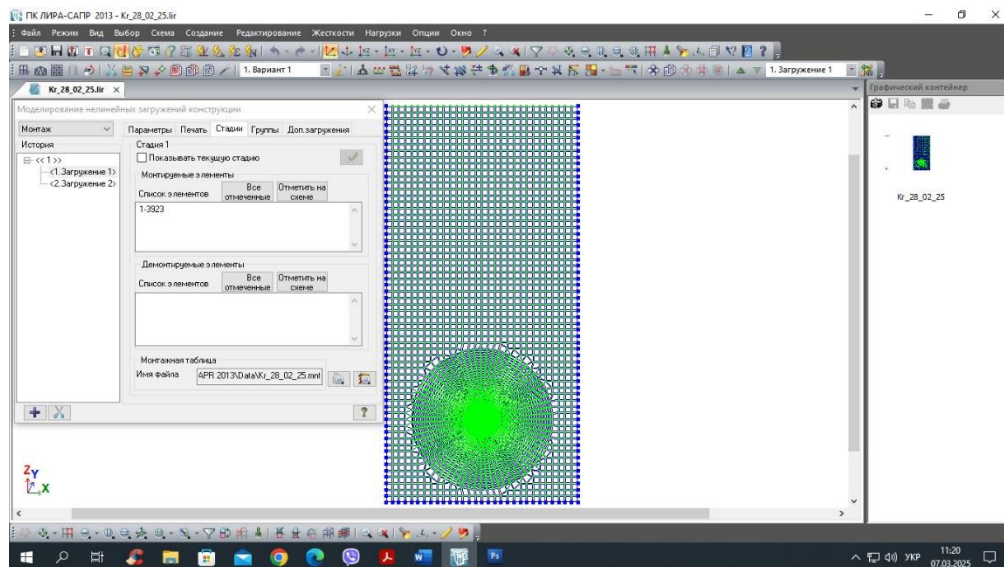


Рис. 7.19. Моделивання стадій навантаження

Розрахунок напружено-деформованого стану масиву і оправи
Оцінювання точності результатів розрахунку

1. Одночасне використання декількох розрахункових схем.
2. Зіставлення розрахункових і експериментальних даних.
3. Верифікація програмного комплексу.

Практично будь-який об'єкт проєктування, за винятком простих, в процесі розрахунку розглядається з різних точок зору, і при цьому цілком природним було б поставити у відповідність такому об'єкту не одну, а багато розрахункових схем. Кожна з таких схем вносить свій вклад до розуміння роботи споруди, і лише їх сукупність дає адекватне уявлення про дійсний характер його несучої здатності.

Крім того, збіг рішень за різними незалежними схемами різко підвищує оцінку достовірності результату.

На рис. 7.20. показано який вигляд мають результати розрахунку напружено-деформованого стану оправи кругового обрису у програмі Lira, деформація - переміщення ґрунтового масиву наведені у вигляді ізополів переміщень по горизонтальній вісі X.

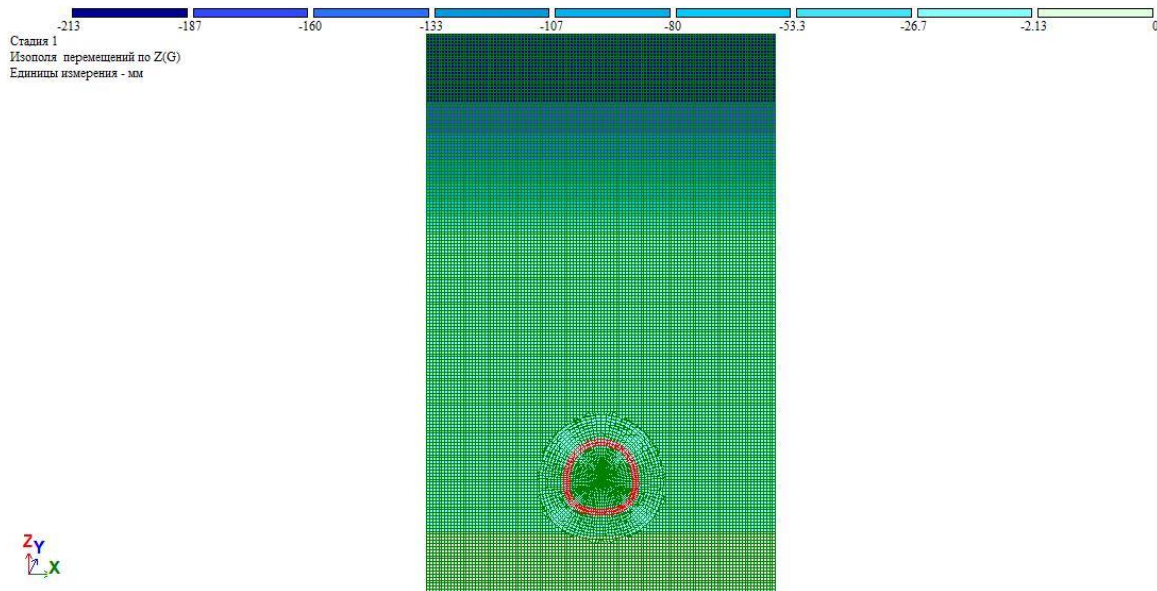


Рис. 7. 20. Вертикальні переміщення ґрунтового масиву

Стадії розрахунку:

1. Початкова (власна вага+масив ґрунту);
2. Обнуління деформацій;
3. Моделювання розробки ґрунту і монтаж оправи

Аналіз та інтерпретація результатів розрахунку

1. Візуалізація результатів розрахунків.
2. Проблема аналізу результатів.
3. Перевірка адекватності отриманих результатів

Візуалізація напружено-деформованого стану схеми значно полегшує аналіз результатів розв'язку задачі.

Використовуючи графічні можливості, можна легко оцінити достовірність деформованого стану схеми від кожного завантаження чи їх комбінації, коректність задання в'язей та жорсткостей, отримати чисельну інформацію по кожному вузлу чи елементу.

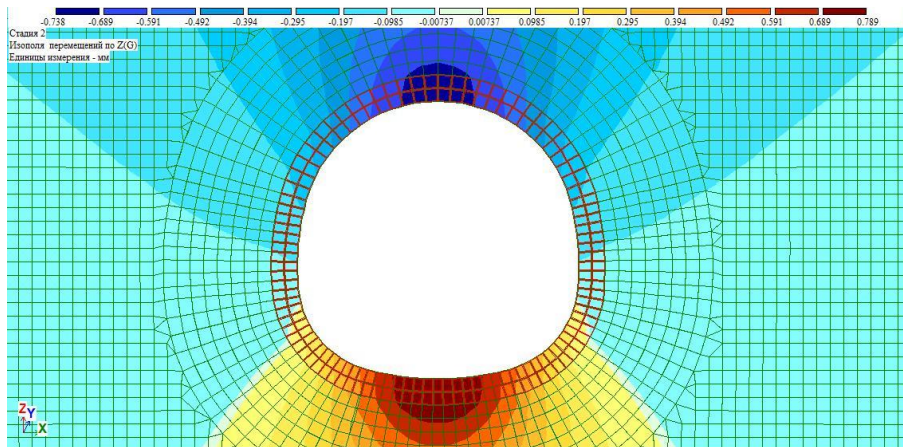


Рис. 7. 21. Вертикальні переміщення ґрунтового масиву після розробки ґрунту і монтажу оправи тунелю

ПК ЛІРА забезпечує наочну візуалізацію наступних результатів з можливістю фрагментації, масштабування та повороту:

- деформована схема конструкції;
- мозаїки переміщень та поворотів вузлів схеми;
- епюри та ізополя сил, моментів і напружень в елементах схеми;
- анімації форм коливань системи;
- прискорення тощо ерційні сили у вузлах схеми;
- навантаження на фрагменти.

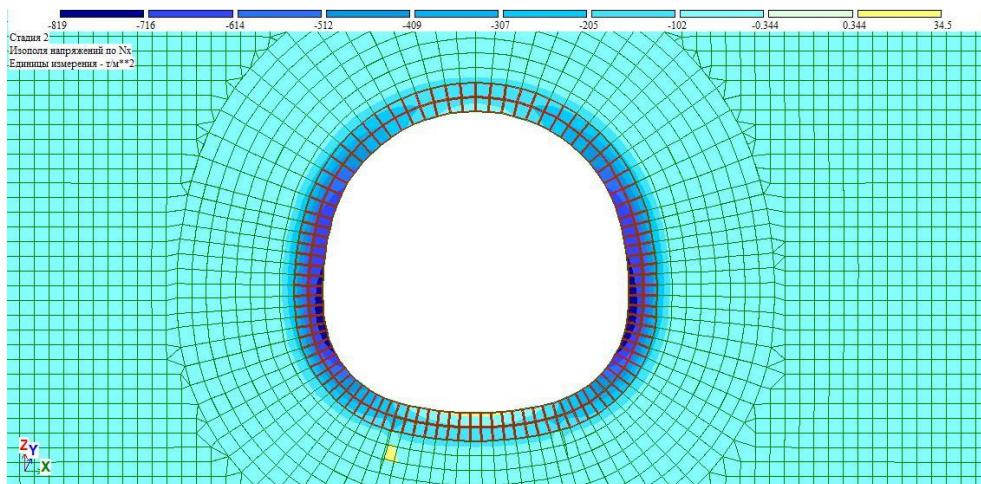


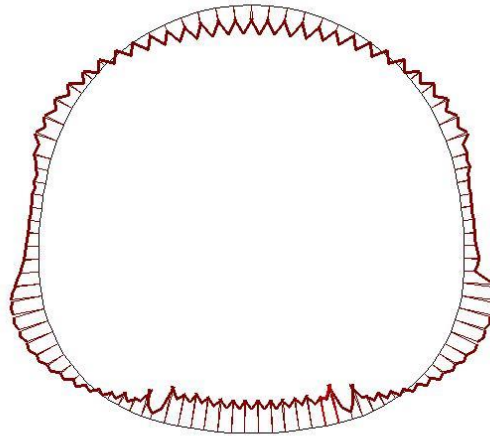
Рис. 7.22. Скінченно-елементна модель оправи та розподіл нормальних напружень в ній

Оскільки оправа в скінченно-елементній моделі відображалася у вигляді скінченних елементів, а напружено-деформований стан у вигляді ізополів, також проведено додатковий аналіз силових факторів (згинальний момент й нормальна сила, для цього оправа

представляється у вигляді стержневих елементів, а результати отримуємо у вигляді епюр), які необхідні для розрахунку на міцність небезпечних перерізів, відповідно до діючих норм. Значення цих факторів є показником впливу форми на розподіл параметрів в оправі, а також залежності міцності від неї (рис. 7.23).

Фрагментацією називають виділення з конструкції деякої її частини для подальшого розрахунку лише цієї виділеної частини конструкції (фрагмента).

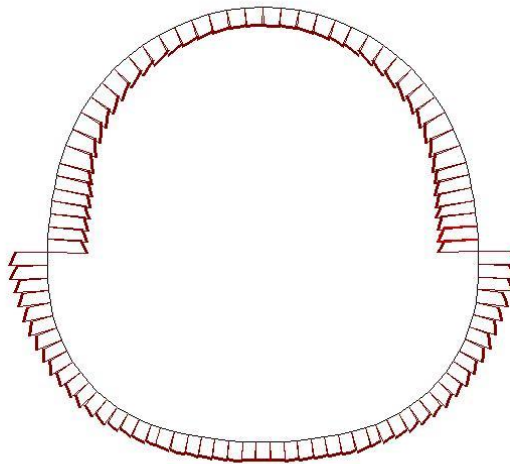
Стадия 1
Эпюра M_y
Единицы измерения - т*м



zy
Минимальное усилие -0.0218564
Максимальное усилие 0.0189399

Рис. 7. 23. Епюра згинальних моментів

Стадия 1
Эпюра N
Единицы измерения - т



zy
Минимальное усилие -1.13588

Рис. 7. 24. Епюра нормальних сил

Аналіз результатів – це завершальний етап комп'ютерного моделювання, який передуює подальшому проектуванню конструкції або встановленню життєздатності існуючої конструкції.

Передусім, необхідно переконатися, що отримані результати відповідають створеній комп'ютерній моделі. Тут користувачеві велику допомогу надає програмний комплекс, що має єдине інтуїтивне середовище. В цьому випадку користувач в багато віконному режимі може переглядати і аналізувати створену модель і отримані результати.

Обмін інформацією з іншими програмними засобами

1. Імпорт розрахункових схем з системи AutoCAD.
2. Імпорт планів поверхів з файлів DXF.
3. Використання систем ArchiCAD і Allplan для створення розрахункових схем ПК ЛІРА.
4. Особливості імпорту файлів з Revit Structure.
5. Експорт результатів розрахунку та конструювання в системи автоматизованого проектування.

Завдання для самоконтролю

1. За допомогою яких скінченних елементів ведеться моделювання оточуючого виробку ґрунтового масиву?
2. За допомогою яких скінченних елементів ведеться моделювання конструкції тунельної оправи?
3. Що показують ізополя напружень навколо виробки?
4. Який вигляд мають результати розрахунку напружено-деформованого стану оправи у програмному комплексі SCAD.
5. Який вигляд мають результати розрахунку деформованого стану оправи у програмному комплексі Lira?
6. Який вигляд мають результати розрахунку напружено-деформованого стану оправи у програмному комплексі PLAXIS?

8 ПЕРЕВІРКА НА МІЦНІСТЬ ОПРАВ ТУНЕЛІВ

8.1. Епюра сил та моментів

Після розрахунку тунельної оправи та знаходження згинаючих моментів і нормальних сил у кожному перерізі будуються епюри сил та згинаючих моментів рис. 8.1. Епюри симетричні тому можуть показуватися на одному рисунку.

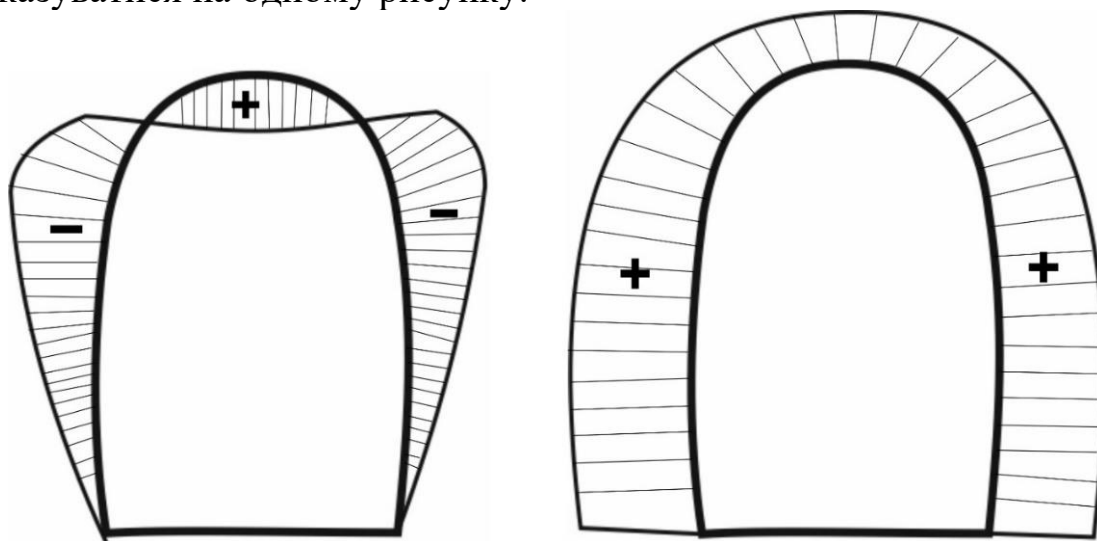


Рис. 8.1. Епюра нормальних сил та епюра згинаючих моментів

Після визначення згинальних моментів і нормальних сил у перетинах оправи роблять перевірку її на міцність відповідно до вказівок ДБН [16]. Цей розрахунок потрібно проводити для двох перерізів із максимальними згинальними моментами різних знаків, розглядаючи блоки оправи як елементи, що працюють в умовах позацентрового стиснення. Наступним шагом є знаходження самого небезпечного перерізу - для позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів таким є переріз, де діє максимальний момент і мінімальна нормальна сила.

На рис. 8.2. показані небезпечні перерізи, які перевіряються на міцність.

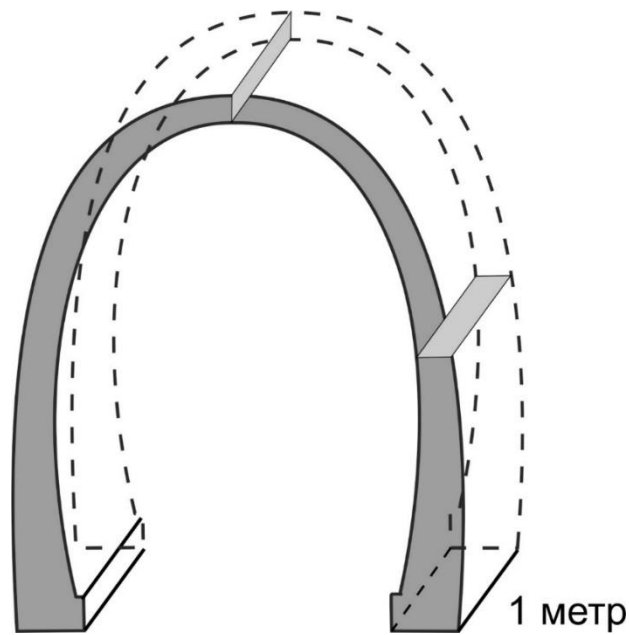


Рис. 8.2. Небезпечні перерізи оправи, які розраховується на міцність

На рис. 8.3. показано, як діє нормальна сила у перерізі, і чому виникає ексцентриситет.

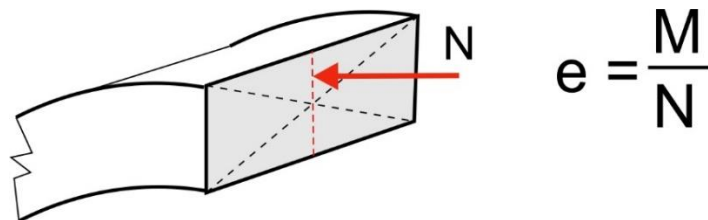


Рис. 8.3. Нормальна сила, діюча у перерізі оправи тунелю, який розраховується на міцність

Перед проведенням перевірки оправи на міцність слід виконати її армування, виходячи із правила симетричного армування блока чи тюбінгу, тобто розміщення однакової кількості арматури в розтягнутій та стиснутій зонах. Таке розміщення пояснюється тим, що нормальний блок або тюбінг може бути змонтований як у зоні від'ємних, так і в зоні додатних моментів.

Арматура оправи складається з поздовжніх і поперечних стержнів, поздовжні стержні є робочими бо вони приймають зусилля в оправі і їх кількість розраховується. Поперечні стержні (хомути) призначені для забезпечення проектного положення робочої арматури (арматурний каркас) і приймаються конструктивно.

Для поздовжньої робочої арматури застосовуються стержні періодичного профілю, діаметром не менше 12 мм і не більше 40 мм. Мінімальна відстань у світлі між стержнями арматури повинна бути не менша діаметра щебню бетону і не менша 25 мм. Найбільшу відстань між осями стержнів робочої арматури приймають не більше за 1,5 товщини елемента.

Для тунельних оправ рекомендується приймати процент армування від 1.5 до 3 від площі перерізу.

8.2. Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих бетонних елементів

Цю перевірку слід проводити за положенням, в трьох перетинах: в замці, в п'яті та в перерізі з найбільшим від'ємним згинаючим моментом [17].

Розрахунок проводять за формулою для позацентрового стискання бетонних елементів

$$N \leq R_{np} b h (1 - 2l_0/h), \quad (8.1)$$

а для оправ в зволожених породах, коли не допускається поява тріщин в розтягнутій зоні, виконують також перевірку за формулою:

$$N \leq 1,75 R_p b h / 6l_0/h - 0,8, \quad (8.2)$$

де R_{np} - розрахунковий опір бетону при стисканні;

N - поздовжня (нормальна) сила в перетині;

l_0 - відстань від сили N до центру тяжіння поперечного перетину,

т.е.

$$e_0 = M/N; \quad (8.3)$$

h - висота перетину елемента (товщина оправ);

$b=1$ м - ширина розрахункового елемента;

R_p - розрахунковий опір бетону при розтягу.

8.3. Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих залізобетонних елементів

Згідно з правилами коефіцієнт армування повинен складати $\mu = 1,5 \dots 3 \%$, тобто площа поперечного перерізу арматури $A_s^{\text{сум}}$ повинна становити $1,5 \dots 3 \%$ поперечного перерізу бетону A_b . Армування перерізу виконується симетрично рис. 8.4. Визначення кількості стержнів робочої арматури наведено у роботі [19].

Розрахунок тунельних оправ з залізобетону виконується відповідно до ДБН В.2.3-14:2006, як позацентрово стиснутих елементів.

Після визначення згинальних моментів і нормальних сил у перетинах оправи роблять перевірку її на міцність відповідно до вказівок вказаного ДБН.

Цей розрахунок потрібно проводити для двох перерізів із максимальними згинальними моментами різних знаків, розглядаючи перерізи оправи як елементи, що працюють в умовах стиснення з вигином. При розрахунках залізобетонних оправ найчастіше зустрічається перший випадок позацентрового стиснення, що відповідає "великим" ексцентриситетам, коли задовольняється умова

$$\frac{S_0}{S_0} \leq \xi. \quad (8.4)$$

Значення коефіцієнта ξ для бетонів класу C20/25 (B20) і нижче становить 0,8, класу C25/30 (B30) - 0,7 і класу C32/40 (B40) - 0,65.

Перевірку на міцність проводять за формулою розрахунку перерізів, які працюють у режимі позацентрового стиску:

$$N \cdot e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (8.5)$$

де N – поздовжня сила в перерізі, який перевіряється; ексцентриситет нормальної сили N відносно центра розтягнутої арматури $e = e_0 + \frac{h}{2} - a$ (геометричний параметр $a' = a$, який дорівнює сумі товщини захисного шару та половинному діаметру стержня); R_b – розрахунковий опір бетону на стиск; b – ширина елемента; x – висота стиснутої зони бетону; h_0 – геометричний параметр перерізу – висота перерізу від верхньої фібри до половини розтягнутої арматури; R_{sc} – розрахунковий опір арматури на стиск; A'_s – площа стиснутої арматури; a' – геометричний параметр перерізу – сумарна відстань від

верхньої фібри до половини стиснутої арматури (рис. 8.4)

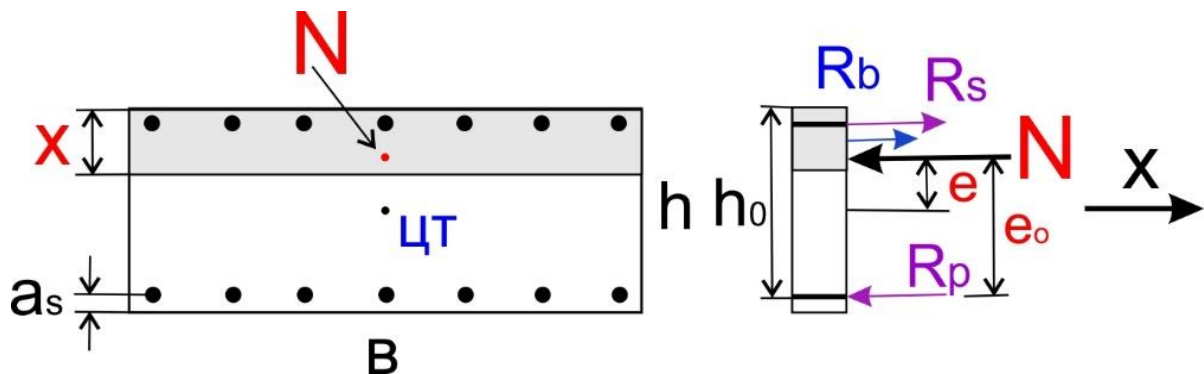


Рис. 8.4. Схема діючих зусиль у перерізі оправи

У цих формулах (рис. 8.4.):

S_0 - статичний момент площі всього робочого перерізу бетону відносно осі розтягнутої арматури А;

N - величина нормальної сили в перерізі;

R_u - розрахунковий опір бетону стиску при вигині;

R_a - розрахунковий опір стиснутої арматури;

R_{ac} - розрахунковий опір розтягнутої арматури;

F_a - площа перерізу розтягнутої арматури;

F'_a - площа перерізу стиснутої арматури;

F_0 - площа перерізу стиснутої зони бетону;

x - відстань від нейтральної осі до крайньої грані стислої зони бетону;

b - ширина розрахункового елемента (блоку);

e - відстань від осі розтягнутої арматури до точки дії нормальної сили;

e' - відстань від осі стиснутої арматури до точки дії нормальної сили;

h_0 - відстань від осі розтягнутої арматури до крайньої грані стислої зони бетону;

Мінімальну товщину бетонного захисного шару для збірних залізобетонних оправ приймають при товщині елемента від 150 до 300 мм – 20 мм.

Ширина стиснутої зони x визначається з формули

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x. \quad (8.6)$$

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

$$x = \frac{N}{R_b b}. \quad (8.7)$$

Після проведеної перевірки залізобетонного елемента на міцність робиться висновок про її виконання. Якщо в ході перевірки з'ясовується, що міцність перерізу недостатня, тобто права сторона формули (8.2.) більше за ліву, то слід змінити параметри конструкції оправи за рахунок збільшення відсотку армування, збільшення товщини перерізу, підвищення класу бетону або арматури.

8.4. Матеріали тунельних оправ

Бетонні і залізобетонні несучі конструкції слід виконувати із важких бетонів відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.7-215.

Мінімальний клас бетону за міцністю на стиск призначається не нижче наведених у таблиці 8.1.

Таблиця 8.1.

Мінімальні класи бетону оправ за міцністю на стиск

Вид конструкції	Клас бетону
Високоточні залізобетонні блоки оправ із водонепроникного бетону для тунелів закритого способу робіт	C40/50
Залізобетонні елементи оправ для закритого способу робіт	C30/35
Залізобетонні елементи оправ для відкритого способу робіт (включаючи суцільно-секційні), «Стіни у ґрунті», в якості несучих конструкцій	C25/30
Порти, оголовки, набризкбетонні оправи, «Стіни в ґрунті» для тимчасового кріплення котлованів, внутрішні монолітні залізобетонні конструкції, бетонні підготовки під гідроізоляцію	C20/25
Дорожній бетонний шар верхньої будови колії, бетон внутрішніх конструкцій	C16/20
Жорстка основа колії, бетонна основа під підлогою ніш, камер та притунельних споруд, бетон для водовідвідних і кабельних лотків	C12/15

Розрахункові опори для бетону залізобетонних конструкцій в МПа наведені в табл. 8.2.

Таблиця 8.2

Характеристики матеріалів для підземного будівництва

Назва матеріалу	Розрахунковий опір, МПа		Питома вага γ , кН/м ³
	Стиску	Розтягу	
Бетони	$f_{cd} (R_b)$	$f_{cd} (R_{bt})$	
Бетон класу C20/25 (B25)	14,5	1,5	24,0
Бетон класу C25/30 (B30)	17,0	1,80	24,0
Бетон класу C30/35 (B35)	19,5	2,00	24,0
Бетон класу C32/40 (B40)	22,0	2,10	24,0
Бетон класу C35/45 (B45)	25,0	2,20	24,0
Бетон класу C40/50 (B50)	27,5	2,50	24,0
Арматура (стержнева)	R_s	R_{sc}	
Клас A240C (A-I)) діаметром 6...40 мм	225 (225)	225 (225)	78,5
Клас (A-II)) діаметром 10...40 мм	280	280	78,5
Клас A400C (A-III) діаметром 6...8 мм	365 (355)	365 (355)	78,5
Клас A400C (A-III) діаметром 10...40 мм	375 (365)	375 (365)	78,5
Чавуни	R_c	R_u	
СЧ-21-40	1800	600	72,0
МСЧ 28-90, МСЧ 38-120	3400	1000	72,0

Примітка. В дужках наведені старі назви класів бетону та арматури.

Завдання для самоконтролю

1. За якими формулами проводять перевірку на міцність оправ із залізобетону?
2. За яким принципом армуються залізобетонні оправы.
3. Від яких параметрів залежить вибір класу бетону залізобетонних оправ?
4. Від яких параметрів залежить вибір класу арматури залізобетонних оправ?
5. Як розраховується кількість арматурних стержнів при армуванні залізобетонних оправ?

Бібліографічний список

1. Тютюкін О. Л., Купрій В. П., Мірошник В. А. Тунелі і метрополітени. Щитовий спосіб спорудження тунелів : навч. посіб. / за ред. д-ра техн. наук, проф. О. Л. Тютюкіна. Дніпро : УДУНТ, 2024. 177 с. DOI: <https://doi.org/10.15802/978-617-8314-10-1>
2. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / М. Л. Зоценко та ін. Полтава : ПНТУ, 2004. 568 с.
3. ДСТУ Б В.2.1-17:2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей. На заміну ГОСТ 5180-84 ; чинний від 2010-10-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 47 с.
4. ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва. На заміну СНиП 1.02.07-87 ; чинний від 2008-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. 74 с.
5. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. На заміну ДБН В.1.2-14-2009 ; чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 29 с.
6. ДБН В.2.3-19:2025. Залізничні колії 1520 мм. Норми проектування. На заміну ДБН В.2.3-19:2018 ; чинний від 2026-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во розвитку громад та територій України, 2025. 123 с.
7. ДБН В.2.3-4:2015. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. На заміну ДБН В.2.3-4:2007, таблиця В.2 ДБН В.2.3-22:2009 ; чинний від 2016-04-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2016. 104 с.
8. ДБН В.2.3-7:2018. Метрополітени. Основні положення. На заміну ДБН В.2.3-7-2010 ; чинний від 2019-09-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2019. 70 с.
9. Самедов А. М., Кравець В. Г. Будівництво міських підземних споруд : навч. посіб. Київ : НТУУ «КПІ», 2011. 400 с.
10. ДБН В.2.3-27:2023. Тунелі. Норми проектування. На заміну СНиП ІІ-44-78 ; чинний від 2024-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 52 с.
11. Айвазов Ю. М. Вишукування і проектування гірських транспортних тунелів : навч. посіб. : у 3-х ч. Київ : НТУ, 2005. Ч. 1. 186 с.
12. Тютюкін О. Л., Купрій В. П., Белікова С. І. Порівняльний аналіз технологій спорудження ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену НАТМ. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. 2021. № 20. С. 86–91. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2021/245600>

13. Haoshuai Wu, Bannikov D. O., Kuprii V. P., Zheyue Wu. Dependence of the stress-strain state of the metro running tunnel lining on its shape. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. 2025. № 27. С. 118–125.

14. Гайко Г. І. Будівельні матеріали і конструкції підземних споруд : навч. посіб. Київ : КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2019. 133 с.

15. Айвазов Ю. М. Вишукування і проєктування гірських транспортних тунелів : навч. посіб. : у 3-х ч. Київ : НТУ, 2008. Ч. 2. 230 с.

16. ДБН В.2.3-6-2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження та випробування. На заміну ДБН В.2.3-6-2002 ; чинний від 2010-03-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.

17. Проєктування тунелів глибокого розташування : навч. посіб. / В. С. Дорофєєв та ін. Одеса : ОДБА, 2015. 97 с.

18. Тютюкін О. Л. Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій : монографія. Дніпро : Журфонд, 2020. 260 с.

19. Тунелі і метрополітени : навч.-метод. рекомендації для курсового проєктування «Спорудження тунелів щитовим способом» / уклад. О. Л. Тютюкін, В. П. Купрій, В. А. Мірошник Дніпро : УДУНТ, 2023. 60 с.

Інформаційні ресурси

1. Tunnelling. HerrenknechtAG–PioneeringUndergroundTogether. URL: <https://www.herrenknecht.com/en/products/tunnelling/>
2. Купрій В. П. Дистанційний курс в СДН «ЛІДЕР». Тунелі і метрополітени (частина І) © (Гірничий спосіб спорудження тунелів). URL: <https://lider.ust.edu.ua/course/view.php?id=388>

Навчальне видання

*Тютькін Олексій Леонідович, Купрій Володимир Павлович,
Мірошник Віталій Анатолійович*

Тунелі і метрополітени. Гірничий спосіб спорудження тунелів

Ч. 1. Проектування і розрахунок

Навчальний посібник

Електронне видання

Комп'ютерна верстка В. П. Купрій
Дизайн обкладинки В. П. Купрій

Експертний висновок склала канд. техн. наук, доц. О. І. Дубінчик

Зареєстровано НМВ УДУНТ (№ 1.861 від 17.02.2026)

Формат 60х84 ^{1/16}. Ум. друк. арк. 8,30. Обл.-вид. арк. 8,41.
Зам. № 21

Видавець: Український державний університет науки і технологій.
вул. Лазаряна, 2, ауд. 2216, ауд. 263 (наукова бібліотека)
м. Дніпро, 49010.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 7709 від 14.12.2022