

## МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.191.6:624.121.532

В. Д. ПЕТРЕНКО<sup>1</sup>, О. Л. ТЮТЬКІН<sup>2</sup>, О. М. КУЛАЖЕНКО<sup>3\*</sup>

<sup>1</sup> Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (050) 708 50 69, ел. пошта petrenko1937@mail.ru, ORCID 0000-0002-5902-6155

<sup>2</sup> Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, ел. пошта tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

<sup>3\*</sup> Кафедра «Мости та тунелі», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (096) 992 15 81, ел. пошта kulazhenko.olena@gmail.com, ORCID 0000-0002-6077-1689

### ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕОРІЙ ГІРСЬКОГО ТА ГІДРОСТАТИЧНОГО ТИСКУ НА ЩИТ ПРИ ПРОХОДЦІ В СЛАБКИХ ВОДОНАСИЧЕНИХ ҐРУНТАХ

**Мета.** Розробка теоретичних основ визначення тиску на конструкцію щита при проходці в слабких водонасичених породах. **Методика.** Для вирішення проблеми аналізу деформованого стану системи «планшайба – масив» проведено числове моделювання методом скінчених елементів (МСЕ), на основі отриманих результатів встановлені залежності деформування планшайби щита при суттєвій зміні міцності ґрунту і глибини залягання тунелю. Проведено аналіз гіпотези професора Петренка В. Д. розрахунку гірського тиску, який доводить, що існуючі принципи його знаходження побудовані на протиріччях і потребують додаткової розробки. **Результати.** Проаналізована гіпотеза професора Петренка В. Д. Розрахунок тиску об'єму призми ґрунту на планшайбу щита. Розглянуті епюри деформацій пластини, які були розраховані у програмі SCAD, на основі даної гіпотези. Також для програми було створено розрахункову схему, яка є моделлю планшайби щита і ґрунту навколо неї. Проведені розрахунки вертикального та горизонтального тиску у програмі Excel за допомогою результатів, що були розраховані у програмі SCAD. **Наукова новизна.** Виявлена основна причина деформацій лобу щита, що пояснюється тиском об'єму призми слабого ґрунту. **Практична значимість.** Встановлені значення гірського тиску на основі нових принципів та розроблені теоретичні основи його визначення. Запропоновані підходи по зменшенню деформацій при будівництві перегінних тунелів у слабких водонасичених ґрунтах.

*Ключові слова:* гірський тиск; закономірності тиску; математичне моделювання; метод скінчених елементів

#### Вступ

Задача створення сучасних вдосконалених підземних конструкцій та нових технологій щитової проходки полягає у тому, щоб максимально використовувати ресурси несучої здатності оточуючого масиву і самої конструкції, забезпечити більш повне і точне обґрунтування параметрів конструктивних елементів і впровадження нових. Проблема визначення гірського тиску – одна з основних проблем розрахунку підземних споруд. Вона поставлена у 30-х роках XIX сторіччя і до цього часу є актуальною. Справа у тому, що проблема визначення гірського тиску з допомогою аналітичних методів ускладнена наявністю великої кількості факто-

рів, які важко врахувати. Але незважаючи на це, наука про гірський тиск пройшла етапи з'ясування, експериментального дослідження і дійшла до етапу теоретичного прогнозування, при цьому створено достатню кількість гіпотез («теорій гірського тиску») та методів визначення гірського тиску.

Ситуація практично такого ж рівня складності існує і у випадку існуючих теоретичних основ визначення тиску на конструкцію щита, причому задача розробки таких основ є актуальною, оскільки в останній час застосовування прохідницьких щитів з ґрунтовим або пневмопривантаженням потребує науково обґрунтованих рішень щодо визначення величини дії зі сторони

## МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

щита на масив. Причому існують проблеми при будівництві Київського метрополітену, коли розраховане привантаження не відповідає дії слабого водонасиченого масиву, що може призводити до аварійних ситуацій проникнення всередину щита розрідженого масиву.

Таким чином, задача створення теоретичних основ визначення тиску на конструкцію щита при проходці в слабких водонасичених породах є актуальною та потребує для свого вирішення усестороннього аналізу впливу гірського тиску та розрахунку їх значень на основі нових принципів аналітичного підходу.

**Мета**

Розробка теоретичних основ визначення тиску на конструкцію щита при проходці в слабких водонасичених породах. Проведено аналіз гіпотези професора Петренка В. Д. розрахунку гірського тиску, який доводить, що існуючі принципи його знаходження побудовані на протиріччях і потребують додаткової розробки.

**Методика**

Аналізуємо гіпотезу професора Петренка В. Д. розрахунку гірського тиску, яка доводить, що існуючі принципи його знаходження побудовані на протиріччях і потребують додаткової розробки. Для розрахунку об'єму призми тиску на забій використаємо схему, яка показана на рис. 1, задаємося деякими параметрами:

$\varphi = 30^\circ$  – кут внутрішнього тертя ґрунту;  
 $H = D = 6,14$  м – товщина масиву над склепінням, що дорівнює діаметру щита;  $\gamma = 20$  кН/м<sup>3</sup> – питома вага ґрунту

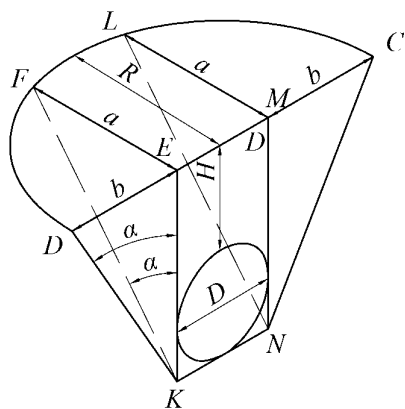


Рис. 1. Схема до розрахунку гірського тиску за гіпотезою проф. Петренка В. Д.

При цьому кут  $\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ , де  $\varphi$  – кут внутрішнього тертя. З наведеної схеми видно відношення

$$\frac{ED}{EK} = \frac{b}{H+D} = \operatorname{tg}\alpha.$$

З чого випливає

$$b = (H+D) \cdot \operatorname{tg}\alpha.$$

Аналогічно  $\frac{EF}{EK} = \frac{a}{H+D} = \operatorname{tg}\alpha$ . Відповідно  $a = (H+D) \cdot \operatorname{tg}\alpha$ . Отже маємо, що  $a = b$ . Тоді об'єм ґрунту KDFLCN дорівнює:

$$\begin{aligned} V &= \frac{\pi \cdot R^2}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot (H+D) = \\ &= \frac{\pi \cdot \left(2 \cdot D \cdot \operatorname{tg}\alpha + \frac{D}{2}\right)^2}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot D =, \quad (1) \\ &= \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \left(2 \cdot D \cdot \operatorname{tg}\alpha + \frac{D}{2}\right)^2 \cdot D \end{aligned}$$

В отриману формулу підставляємо значення, які відповідають реальним умовам, де  $R = b + \frac{D}{2} = 7,09 + \frac{6,14}{2} = 10,16$  м – радіус мульди осідання. Отже об'єм ґрунту, який створює тиск на забій становить в м<sup>3</sup>

$$V = \frac{1}{3} \cdot 3,14 \cdot \left(2 \cdot 6,14 \cdot \operatorname{tg}30^\circ + \frac{6,14}{2}\right)^2 \cdot 6,14 = 663,36$$

Вага призми тиску буде рівною  $Q = V \cdot \gamma$ , де  $\gamma$  – питома вага ґрунту, кН/м<sup>3</sup>. З цього слідує, що рівнодіюча тиску на забій становитиме в кН:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\pi}{6} \cdot \left[ (H+D) \cdot \operatorname{tg}\alpha + \frac{D}{2} \right]^2 \cdot (H+D) \cdot \gamma = \\ &= \frac{\pi}{6} \cdot \left[ 2 \cdot D \cdot \operatorname{tg}\alpha + \frac{D}{2} \right]^2 \cdot 2 \cdot D \cdot \gamma \quad (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\pi}{6} \cdot \left[ 2 \cdot 6,14 \cdot \operatorname{tg}30^\circ + \frac{6,14}{2} \right]^2 \cdot 2 \cdot 6,14 \cdot 20 \cdot 0 = \\ &= 13267,29 \end{aligned}$$

Площа забою тунелю становить

## МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$S = \pi \cdot R^2 = 3,14 \cdot 3,07^2 = 29,59 \text{ м}^2.$$

Тоді тиск, який діє на забій становить

$$\sigma_1 = \frac{Q}{S} = \frac{13267,29}{29,59} = 448,37 = 0,448 \text{ МПа},$$

$$\sigma_2 = \frac{Q}{S} \cdot \frac{\nu}{1-\nu} = 0,448 \cdot \frac{0,3}{0,7} = 0,192 \text{ МПа},$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,149 \text{ МПа}.$$

В подальшому було виконано математичне моделювання процесу щитової проходки, при розрахунку якого було визначено тиск, який діє на забій за допомогою розрахунку круглої пластини, діаметр якої відповідає діаметру виробки.

Під означенням «пластина» вважається тіло призматичної та циліндричної форми, у якого один розмір (товщина  $h$ ) значно менший інших ( $a$  і  $b$ ), виміряних у площинах основ (рис. 2). У техніці широко використовують круглі та прямокутні пластини; іноді зустрічаються пластини і іншого окреслення у плані. Товщина пластини може бути як постійною, так і змінною.

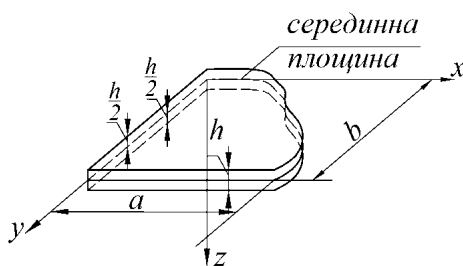


Рис. 2. Схема пластины

Площина, яка знаходиться на рівних відстанях від верхньої і нижньої основ і яка розділяє навпіл товщину  $h$ , пластини постійної товщини (рис. 2), називається середньою площиною. Після згину середня площина перетворюється у середню площину зігнутої пластини.

При вивченні пластин приймається система координат, при якій начало координат і осі  $X$  та  $Y$  лежать у недеформованій середній площині пластини, а вісь  $Z$  направлена перпендикулярно до середньої площини. У загальному випадку на пластину можуть діяти різнобічно направлені сили. Кожну з цих сил можна розкласти на дві складові: діючі у середній площині та перпендикулярно до неї. Скупчення складових зусиль у середній площині, що називаються ланцюговими зусиллями, викли-

кають деформацію тільки у цій площині, а скупчення їх складових, що перпендикулярні до середньої площини, згинають пластину. У подальшому вважається, що навантаження, яким випробують пластину, перпендикулярне до її середньої площини, так як складові навантаження у середній площині дорівнюють нулю.

При визначенні зусиль і деформацій для пластин середньої товщини приймаються наступні припущення:

1. Перпендикуляр  $AD$  до середньої площини, опущений з будь-якої точки  $D$  пластини (рис. 3), залишається після згину прямим і нормальним до зігнутої середньої поверхні ( $A_1D_1$ ). Це припущення називається припущенням про прямі нормалі, відповідно гіпотезі плоских перерізів, на якій основана теорія згину балок.

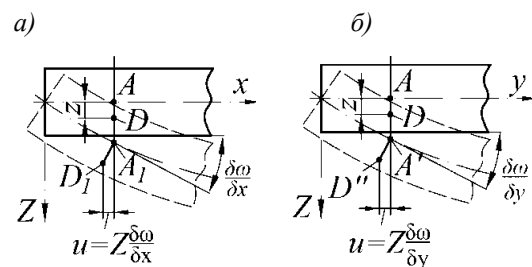


Рис. 3. Викривлення середньої площини при згині: а) – відносно осі  $Y$ ; б) – відносно осі  $X$

Вплив на величину переміщення деякого викривлення нормалі, яке відбувається внаслідок зсувів, не враховується. Він значно менший, ніж переміщення  $z \frac{dw}{dx}$  або  $z \frac{dw}{dy}$ , що зумовлюється за рахунок повороту нормалі внаслідок скривлення середньої площини при згині.

2. Нормальними напруженнями  $\sigma_z$ , які діють по площадкам, паралельним середній площині, можна знехтувати у порівнянні з іншими напруженнями і прийняти  $\sigma_z = 0$ .

Це припущення називається припущенням про відсутність поперечного тиску.

Для визначення відносних деформацій можна використовувати такі формули:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \cdot \sigma_y) \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \cdot \sigma_x) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

## МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

При визначенні поперечного згину пластини середньої товщини вважаємо:

- серединну площину вільною від ланцюгових зусиль;
- лінійні і кутові деформації у серединній поверхні зігнутої пластини вважаються відсутніми.

Перераховані припущення використовуються тільки при малому прогині пластини.

Суцільно затиснена по контуру пластинка має чотири довільні постійні у загальному інтегралі

$$w = C_1 \ln r + C_2 r^2 \ln r + C_3 r^2 + C_4 + \frac{qr^4}{64D} \quad (4)$$

можна визначити з умов у центрі пластини і на контурі. У центрі пластинки прогин і кут нахилу зігнутої поверхні у радіальному напрямі кінцеві (рис. 4)

$$w|_{y=0} \neq \infty, \quad \frac{dw}{dr}|_{r=0} \neq \infty. \quad (5)$$

Так як  $\ln r \rightarrow -\infty$ , то у формулі (4) потрібно ввести рівність  $C_1=C_2=0$  і тоді:

$$w = C_3 r^2 + C_4 + \frac{qr^4}{64D} \quad (6)$$

На контурі пластинки повинні приходити в нуль прогин і ухил зігнутої поверхні у радіальному напрямі.

$$w|_{y=a} = 0, \quad \frac{dw}{dr}|_{r=a} = 0. \quad (7)$$

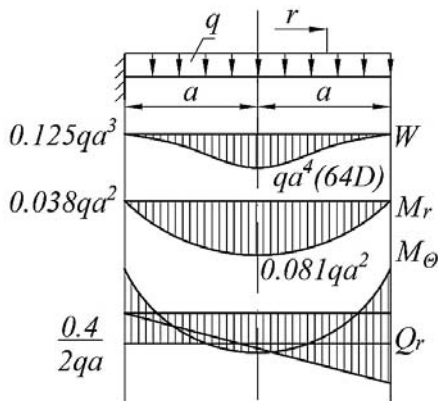


Рис. 4. Епюри внутрішніх зусиль в пластині від навантаження

Підставляючи у формулу (7) функцію прогинів (6) отримуємо два випадки для визначення  $C_3$  і  $C_4$

$$C_3 a^2 + C_4 + \frac{qa^4}{64D} = 0; \quad 2C_3 a^2 + \frac{qa^3}{16D} = 0. \quad (8)$$

Звідки знаходимо

$$C_3 = \frac{qa^2}{32D}, \quad C_4 = \frac{qa^4}{64D}. \quad (9)$$

Функція прогинів  $w$ , після підстановки (9) у (4) формула приймає вигляд:

$$w = \frac{q}{64D} \cdot (a^2 + r^2)^2. \quad (10)$$

Очевидно, що найбільший прогин буде у центрі пластинки, при  $r=0$

$$w_{\max} = \frac{qa^4}{64D}, \quad (11)$$

$$D = \frac{Eh^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)}, \quad (12)$$

$D$  – це циліндрична жорсткість пластини, аналогічно жорсткості  $EJ$  балки, що характеризує здатність пластини деформуватися. Одиниці виміру циліндричної жорсткості – це добуток одиниці сили на одиницю довжини. По величині  $D > EJ$ .

В основу методики розрахунку покладено гіпотезу професора Петренка В. Д. метод скінчених елементів на основі розрахункового комплексу StructureCAD (SCAD) [7, 9, 11]. Тип скінченого елемента, який застосовано у розрахунку, визначається його формою, функціями, які визначають залежність між переміщеннями в вузлах скінченого елемента і вузлів системи, фізичним законом, який визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), які входять в опис цього закону та інше [11-12].

Для дослідження деформованого стану перегінного тунелю, створено просторову модель із об'ємних елементів (рис. 5).

Модель побудована із ізопараметричних скінчених елементів типу призма (34 та 36 тип елемента у комплексі SCAD) із узгодженими вузлами [11]. В моделі застосовувалися елементи таких розмірів в площині  $XOZ$ :  $0,24 \times 0,24$  м (більше 95 % від об'єму SE схеми – весь ґрунтовий масив та оправа);  $0,1 \times 0,25$  м (2,5 % від схеми – моделювання шару нагнітання за опра-

## МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ву). Вона найбільше відображає наступні особливості реальної конструкції [1, 5, 11].

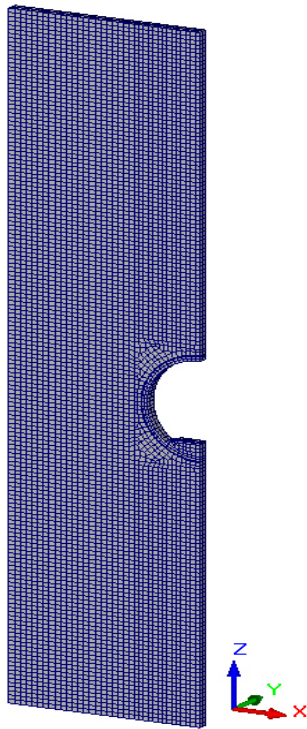


Рис. 5. Скінчено-елементна модель (СЕ-модель) перегінного тунелю із взаємодією оточуючого масиву

По осі  $OY$  (по довжині тунелю) розмір елементів складав 0,3 м, що обґрунтовується меншим впливом розміру СЕ в цьому напрямку, хоча для моделювання розрахункової області таких розмірів можна було б застосовувати і елементи більш значних розмірів, що пропонується в роботах [1, 5, 11], в яких надана рекомендація визначати розмір елемента як  $1/20$  від характерного розміру розрахункової області.

СЕ-модель, яка застосовувалася у всіх дослідженнях має наступні розміри:

- вздовж осі  $OX$  – 10,0 м;
- вздовж осі  $OY$  – 0,6 м;
- вздовж осі  $OZ$  – 40,0 м.

Модель була створена таким чином, щоб відтворити всі геометричні розміри перегінного тунелю: діаметр внутрішній – 5,6 м, діаметр зовнішній – 6,04 м (залізобетонні блоки В30).

На схему накладені граничні умови: верх моделі – без закріплень; сторони, паралельні осі тунелю (площина  $YoZ$ ) – заборона переміщень по осям  $OX$  та  $OY$ ; сторони перпендикулярні осі тунелю (площина  $XoZ$ ) – заборона переміщень по осі  $Y$  (це найбільш точно відповідає умові

плоскої деформації); низ моделі – заборона переміщень по осям  $X$ ,  $Y$  та  $Z$ . Ці граничні умови найбільш точно дозволяють відтворити реальну картину деформування моделі [7, 9].

Моделям були надані деформаційні властивості, які отримані із реальних досліджень матеріалів, стратиграфічна колонка відображає частину масиву, яка оточує досліджуваний тунель. Жорсткість цементно-піщаного розчину, який подається за оправу при первинному нагнітанні або тампонажі, була такою: усереднена товщина 0,1 м, модуль пружності –  $E = 20000$  МПа, коефіцієнт Пуассона  $\mu = 0,2$ , густина  $\rho = 2,2$  т/м<sup>3</sup>. Деформаційні властивості залізобетону отримані як приведені характеристики, і для залізобетону на основі бетону В30 складала: модуль пружності  $E = 35000$  МПа (при відсотку армування – 1...3 %), коефіцієнт Пуассона  $\mu = 0,2$ , густина  $\rho = 2,5$  т/м<sup>3</sup>.

Розрахунок всіх моделей виконувався на два навантаження: 1) дію метропоїзду; 2) власну вагу оточуючого масиву та конструкції. Урахування дії метропоїзду відтворено в нормативних документах, ДБН В.2.3-7-2010. Метрополітени, п. 9.44. [3]. Але розрахунки впливу рухомого складу залишаються дещо перевірочними, так як однозначно відомо, що вага потягу складає не більш ніж 5...10 % від дії гірського тиску [7, 8].

### Результати

Були виконані розрахунки прогинів пластили (лоб щита) за допомогою програми SCAD.

Для даної програми було створено розрахункову схему, яка є моделлю планшайби щита і ґрунту навколо неї. Тобто схематично планшайбу ми заміняємо на тонку пластинку товщиною 0,1 м, щоб краще побачити тиск ґрунту на неї, та діаметром 6,14 м.

Пластили були задані параметри звичайної сталі:

- модуль пружності –  $E = 206010000$  кН/м<sup>2</sup>;
- коефіцієнт Пуассона –  $\mu = 0,3$ ;
- об'ємна вага –  $\gamma = 77.0085$  кН/м<sup>3</sup>;

Для ґрунту такі параметри (рис. 5):

- модуль пружності –  $E = 10000$  кН/м<sup>2</sup>;
- коефіцієнт Пуассона –  $\mu = 0,3$ ;
- об'ємна вага –  $\gamma = 20.00$  кН/м<sup>3</sup>;

Дану схему було створено на основі розрахунків запропонованої теорії професора Петре-

## МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

нка В. Д. про яку раніше згадувалося. Таким чином були розраховані схеми слабких водонасичених ґрунтів з модулем пружності 10 МПа, в яких змінюється глибина залягання, один діаметр пластини (D), два діаметри (2D), три і чотири діаметри (3D, 4D). Відповідно до цього були розраховані радіуси зони утворення деформацій від проходки щита (R, R2, R3, R4). Для більш вірного розрахунку використано довжину схеми на декілька метрів більше ніж радіус зони утворення деформацій.

Оскільки ми розглядаємо частину масиву, яка давить на лоб забою то в утвореній моделі необхідно ввести заборону переміщень наступних сторін: заборона переміщень вздовж осей  $OX$ ,  $OY$ ,  $OZ$  для основи та в напрямках  $X$ ,  $Y$  на крайніх гранях, що лежать в площинах  $YOZ$  та  $XOZ$  відповідно, крім пластини. Пластина не закріплюється, для правильного моделювання.

Для розрахунку вертикального та горизонтального тиску були проведені розрахунки у програмі Excel за допомогою результатів, що були розраховані у програмі SCAD. Нижче наведені деякі діаграми переміщень пластини для ряду схем (рис. 6 і 7) і таблиці розрахунків у програмі Excel (табл. 1 і 2).

Також для порівняння результатів розрахунку декілька коефіцієнтів

$$\lambda = \frac{v}{1-v}, \quad (13)$$

$$\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right), \quad (14)$$

$$v = \frac{\lambda}{1+\lambda} \quad (15)$$

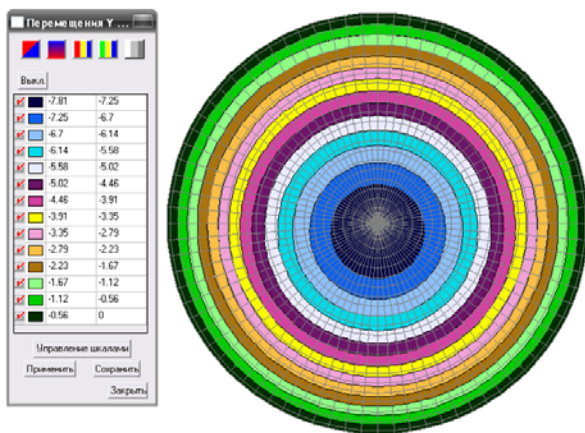


Рис. 6. Діаграма переміщень пластини для схеми D-R

Таблиця 1  
Розрахунок тиску на пластину за результатами розрахунків схеми D-R в комплексі SCAD

Зворотна задача (пластина)	
Прогин пластини у центрі $W_0$ (МКЭ), м	0,00781
Значення розподіленого навантаження $q$ , кН/м <sup>2</sup>	106,16
Глибина закладення, Н, м	6,31
Питома вага ґрунту, кН/м <sup>3</sup>	20,0
Вертикальний гірський тиск у центрі, кН/м <sup>2</sup>	187,6
Відношення вертикального до горизонтального	1,767
Відношення горизонтального до вертикального	0,566

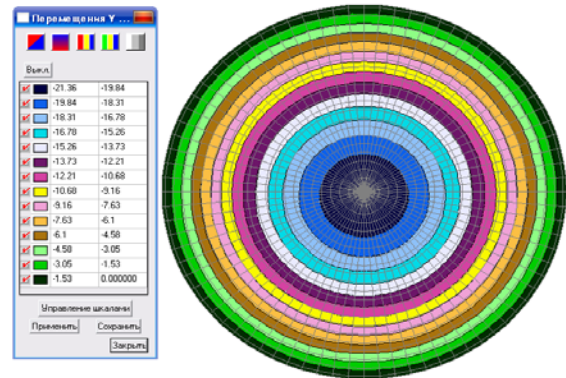


Рис. 7. Діаграма переміщень пластини для схеми 4D-4R

Таблиця 2  
Розрахунок тиску на пластину за результатами розрахунків схеми 4D-4R в комплексі SCAD

Зворотна задача (пластина)	
Прогин пластини у центрі $W_0$ (МКЭ), м	0,02136
Значення розподіленого навантаження $q$ , кН/м <sup>2</sup>	290,33
Глибина закладення, Н, м	24,81
Питома вага ґрунту, кН/м <sup>3</sup>	20,0
Вертикальний гірський тиск у центрі, кН/м <sup>2</sup>	557,6
Відношення вертикального до горизонтального	1,921
Відношення горизонтального до вертикального	0,521

Результати досліджень зведені у таблицю (табл. 3).

Таблиця 3

### Розрахунок гірського тиску та параметрів

Назва схеми	Прогин	Навантаження	Вертикальний гірський тиск	Відношення вертик. до горизонт.	Відношення горизонт. до вертик.	$\mu$	$\frac{\nu}{1-\nu}$	$\operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$
D-R	0,00781	106,16	187,6	1,767	0,566	0,361	0,428	0,333
2D-R2	0,01090	148,16	307,6	2,076	0,482	0,325	0,428	0,333
3D-R3	0,01607	218,43	438,6	2,008	0,498	0,332	0,428	0,333
4D-R4	0,02136	290,33	557,6	1,921	0,521	0,342	0,428	0,333

Коефіцієнт бокового тиску ґрунту  $\lambda$ , отриманий в ході розрахунків знаходиться в межах 0,482...0,566 (при жорстко-пластичному значенні 0,428 і пружно-пластичному 0,333), що свідчить про його зміну в залежності від параметрів закладення тунелю, деформаційних властивостей ґрунтів та прогинів круглої пластини лобу забою, тобто його значення не є константним.

#### Наукова новизна та практична значимість

Виявлена основна причина деформацій лобу щита, що пояснюється тиском об'єму призми слабкого ґрунту.

#### Висновки

Кількісне порівняння деяких гіпотез гірського тиску свідчить, що їх застосування для визначення гірського тиску на конструкцію щита недоцільно, оскільки не одна з них не відповідає дійсному процесу деформування. Запропонована професором В. Д. Петренком схема призми сповзання прийнята до наукової перевірки.

Дослідження параметрів ґрунтового привантаження при роботі щита і розробка програми для визначення їх кількісних значень доводить той факт, що при пошуку горизонтальної складової гірського та гідростатичного тиску існує проблема вибору коефіцієнту бокового тиску ґрунту  $\lambda$  (для жорстко-пластичної і пружно-пластичної моделей), причому від цього вибору залежить його значення.

Розроблені скінченно-елементні моделі перегінних тунелів при щитовій проходці надали змогу застосовувати методологічний прийом, заснований на визначенні тиску, значення якого

вираховується із теоретичної задачі прогину круглої пластинки (зворотна задача). Знання прогину кругової пластини в імітаційній моделі лобу щита дозволяє перераховувати горизонтальну складову гірського і гідростатичного тиску на основі деформаційного підходу.

На основі розрахунків запропонованої теорії професора Петренка В.Д. було розроблено схеми дії на лоб забою (кругла пластинка) слабких водонасичених ґрунтів з модулем пружності 10 МПа, в яких змінюється глибина залягання (D...4D). Відповідно до цього були розраховані радіуси зони утворення деформацій від проходки щита (R, R2, R3, R4). Коефіцієнт бокового тиску ґрунту  $\lambda$ , отриманий в ході цих розрахунків знаходиться в межах 0,222...0,566 (при жорстко-пластичному значенні 0,428 і пружно-пластичному 0,333), що свідчить про його зміну в залежності від параметрів закладення тунелю, деформаційних властивостей ґрунтів та прогинів круглої пластини лобу забою, тобто його значення не є константним.

#### СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Баженов, В. А. Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел [Текст] / В. А. Баженов, А. И. Гуляев, А. С. Сахаров. – Киев : НИИ строительной механики, 1993. – 376 с.
2. Вознесенский, Е. А. Поведение ґрунтов при динамических нагрузках [Текст] / Е. А. Вознесенский. – Москва : Изд-во МГУ, 1997. – 286 с.
3. ДБН В.2.3-7-2010. Споруди транспорту. Метрополітени [Текст]. – На заміну ДБН В.2.3-7-2003 ; надано чинності 2011-10-01 – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 195 с.
4. Кудрявцев, И. А. Влияние вибрации на основания сооружений [Текст] / И. А. Кудрявцев. – Гомель : БелГУТ, 1999. – 274 с.

## МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

5. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Киев : Сталь, 2002. – 600 с.
6. Петренко, В. И. Современные технологии строительства метрополитенов в Украине [Текст] / В. И. Петренко, В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин // Наука і освіта. – 2005. – 252 с.
7. Петренко, В. Д. Комплексний аналіз колонної станції із варіацією глибини закладення [Текст] / В. Д. Петренко, О. Л. Тюткін, В. І. Петренко // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ : Вид-во ДНУЗТу, 2011. – Вип. 39. – С. 138-143.
8. Петренко, В. Д. Обзор аналитических и экспериментальных методов исследования взаимодействия массива и крепи [Текст] / В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин, В. И. Петренко // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2012. – Вип. 1. – С. 75-81.
9. Тюткін, О. Л. Розробка теоретичних основ модифікованого методу розрахунку тунелів колового окреслення [Текст] / О. Л. Тюткін, В. А. Мірошник // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2012. – Вип. 2. – С. 96-100.
10. Фролов, Ю. С. Метрополитены [Текст] : Учебник для вузов / Ю. С. Фролов, Д. М. Голицынский, А. П. Ледяев. – Москва : Желдориздат, 2001. – 528 с.
11. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др. – Киев : ВВП «Компас», 2000. – 332 с.
12. Ali Ghorbani, Hadi Hasanzadehshooiili, Antanas Šapalas, Ali Lakirouhani Buckling of the steel liners of underground road structures: the sensitivity analysis of geometrical parameters. The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, Vilnius, Technika, 2013, Vol. VIII, No 4, pp. 250-254.
13. Gang Zheng, Shao-wei Wei Numerical analyses of influence of overlying pit excavation on existing tunnels. Journal of Central South University, Tianjin, Central South University, 2008, Vol. 15, Issue 2 Supplement, pp. 69-75.
14. Hamid Chakeri, Rohola Hasanpour, Mehmet Ali Hindistan, Bahtiyar Ünver Analysis of interaction between tunnels in soft ground by 3D numerical modeling. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Berlin, Springer Berlin Heidelberg, 2011, Vol. 70, Issue 3, pp. 439-448.

В. Д. ПЕТРЕНКО<sup>1</sup>, А. Л. ТЮТЬКИН<sup>2</sup>, О. М. КУЛАЖЕНКО<sup>3\*</sup>

<sup>1</sup> Кафедра «Мости и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (050) 708 50 69, эл. почта petrenko1937@mail.ru, ORCID 0000-0002-5902-6155

<sup>2</sup> Кафедра «Мости и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, эл. почта tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

<sup>3\*</sup> Кафедра «Мости и тоннели», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (096) 992 15 81, ел. почта kulazhenko.olena@gmail.com, ORCID 0000-0002-6077-1689

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТЕОРИЙ ГОРНОГО И ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ НА ЩИТ ПРИ ПРОХОДКЕ В СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТАХ

**Цель работы** – разработка теоретических основ определения давления на конструкцию щита при проходке в слабых водонасыщенных породах. Проведен анализ гипотезы профессора Петренко В. Д. расчета горного давления, который доказывает, что существующие принципы его нахождения построены на противоречиях и нуждаются в дополнительной разработке. **Методика.** Для решения проблемы анализа деформированного состояния системы «планшайба, пластина-массив, почва» проведено численное моделирование методом конечных элементов (МКЭ), на основе полученных результатов установлены зависимости деформирования планшайбы щита при существенном изменении прочности грунта и глубины залегания тоннеля. **Результаты.** Проанализирована гипотеза профессора Петренко В. Д. Рассмотренные эпюры деформаций пластины, которые были рассчитаны в программе SCAD, на основе данной гипотезы. Также для программы было создано расчетную схему, которая является моделью планшайбы щита и почвы вокруг нее. Проведенные расчеты вертикального и горизонтального давления в Excel с помощью результатов, которые были рассчитаны в программе SCAD. **Научная новизна.** Проведенный анализ гипотезы профессора Петренко В. Д.



## МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

расчета горного давления. **Практическая значимость.** Установленные значения горного давления на основе новых принципов и разработаны теоретические основы его определения.

**Ключевые слова:** горное давление; закономерности давления; математическое моделирование; метод конечных элементов

V. D. PETRENKO<sup>1</sup>, O. L. TYUTKIN<sup>2</sup>, O. M. KULAZHENKO<sup>3\*</sup>

<sup>1</sup> Department «Bridge and Tunnels» Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (050) 708 50 69, e-mail petrenko1937@mail.ru, ORCID 0000-0002-5902-6155

<sup>2\*</sup> Department «Bridge and Tunnels» Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (066) 290 45 18, e-mail tutkin@mail.ru, ORCID 0000-0003-4921-4758

<sup>3\*</sup> Department «Bridge and Tunnels» Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan Str., 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (096) 992 15 81, e-mail kulazhenko.olena@gmail.com, ORCID 0000-0002-6077-1689

## THE EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF THEORIES OF MINING AND HYDROSTATIC PRESSURE ON SHIELD AT THE SINKING IN WATER SATURATED SOILS WEAK

**Purpose.** The development of the theoretical foundations of the definition of pressure on the design board when driving at low water saturation. The analysis of the hypothesis of Professor Petrenko V. D. calculation of rock pressure, which proves that the existing principles of its location built on contradictions and require additional development. **Methodology.** To solve the problem of analysis of the deformed state of the system "faceplate, the plate array, SMO-woo" numerically simulated by finite element method (FEM), on the basis of the results are set depending on the deformation of the faceplate panel with a significant change in other-ness of the soil and the depth of the tunnel. **Findings.** The hypothesis of Professor Petrenko V. D. were analyzed. The considered diagrams strain plates to-torye were calculated in the program SCAD, on the basis of this hypothesis. Also for the program was, but it will create a design scheme, which is a model of the faceplate panel and the soil around it. Conducted calculations, you vertical and horizontal pressure in Excel with the results that were calculated in the program SCAD. **Originality.** The analysis of the hypothesis of Professor Petrenko V. D. calculation of rock pressure. **Practical value.** The set values of mining pressure on the basis of new principles and theoretical bases its definition.

**Keywords:** confining pressure; pressure patterns; mathematics modeling; finite elements method

### REFERENCES

1. Bazhenov V. A., Guslyar A. I., Sakharov A. S. *Poluanaliticheskiy metod konechnykh elementov v mekhanike deformiruemyykh tel* [Semi-analytical finite element method in the mechanics of deformable solids], Kyiv, Research Institute of structural mechanics Publ., 1993, 376 p.
2. Voznesenskiy Ye. A. *Povedenie gruntov pri dinamicheskikh nagruzkakh* [The state of soils at dynamic loads], Moscow, Publishing house of the Moscow State University, 1997, 286 p.
3. *DBN B.2.3-7-2010. Sporudy transportu. Metropoliteny* [State Standard V.2.3-7-2010. Transport constructions. Undergrounds]. Kyiv, DP Ukrarkhbudinform Publ., 2011. 195 p.
4. Kudryavtsev I. A. *Vliyaniye vibratsii na osnovaniya sooruzheniy* [Influence of vibration on the base of structures], Gomel, Belarusian State University of Transport Publ., 1999, 274 p.
5. Perelmutter A. V., Slivker V. I. *Raschetnye modeli sooruzheniy i vozmozhnost ikh analiza* [Calculational models of structures and the possibility of their analysis], Kyiv, Steel Publ., 2002, 600 p.
6. Petrenko V. I., Petrenko V. D., Tyutkin A. L. *Sovremennyye tekhnologii stroitelstva metropolitenov v Ukraine* [Modern technologies of building subways in Ukraine]. *Nauka i osvita – Science and education*, 2005, 252 p.
7. Petrenko V. D., Tyutkin O. L., Petrenko V. I. *Kompleksnyy analiz kolonnoyi stantsii iz variaciiyeju glybyny zakladennja* [Comprehensive analysis of column stations in variation of depth]. *Visnyk Dnipropetrovskoho natsionalnoho universytetu zaliznychnoho transportu imeni akademika V. Lazariana* [Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan], 2011, issue 39, pp. 138-143.
8. Petrenko V. D., Tyutkin A. L., Petrenko V. I. *Obzor analiticheskikh i eksperimentalnykh metodov issledovaniya vzaimodeystviya massiva i krepki* [Review of analytical and experimental methods for studying

## МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- the interaction of an array and attached]. *Mosty ta tuneli: teorija, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2012, issue 1, pp. 75-81.
9. Tjutjkin O. L., Miroshnyk V. A. Rozrobka teoretychnykh osnov modyfikovanogho metodu rozrakhunku tuneliv kolovogho okreslennja [Development of theoretical bases of the modified calculation method of circular outline tunnels]. *Mosty ta tuneli: teorija, doslidzhennja, praktyka – Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2012, issue 2, pp. 96-100.
  10. Frolov Yu. S., Golitsynskiy D. M., Ledyayev A. P. *Metropoliteny*. [Subway]. Moscow, Zheldorizdat Publ., 2001, 528 p.
  11. Karpilovskiy V. S., Kriksunov E. Z., Perelmutter A. V. *SCAD dlya polzovatelya* [SCAD for user]. Kyiv, VVP «Kompas» Publ., 2000, 332 p.
  12. Ali Ghorbani, Hadi Hasanzadehshooiili, Antanas Šapalas, Ali Lakirouhani Buckling of the steel liners of underground road structures: the sensitivity analysis of geometrical parameters. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. Vilnius, Technika, 2013, Vol. VIII, No 4, pp. 250-254.
  13. Gang Zheng, Shao-wei Wei Numerical analyses of influence of overlying pit excavation on existing tunnels. *Journal of Central South University*. Tianjin, Central South University, 2008, Vol. 15, Issue 2 Supplement, pp. 69-75.
  14. Hamid Chakeri, Rohola Hasanpour, Mehmet Ali Hindistan, Bahtiyar Ünver Analysis of interaction between tunnels in soft ground by 3D numerical modeling. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Berlin, Springer Berlin Heidelberg, 2011, Vol. 70, Issue 3, pp. 439-448.

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. М. М. Біляєвим (Україна), д.т.н., проф. З. Я. Бліхарським (Україна).

Надійшла до редколегії 12.06.2016.

Прийнята до друку 26.09.2016.