

dr inż. Mateusz Blajer<sup>1)</sup>  
 ORCID: 0000-0001-7748-470X

# Projektowanie obudowy tunelu z wykorzystaniem metody kontroli konwergencji

## Tunnel lining design using convergence confinement method

DOI: 10.15199/33.2023.05.03

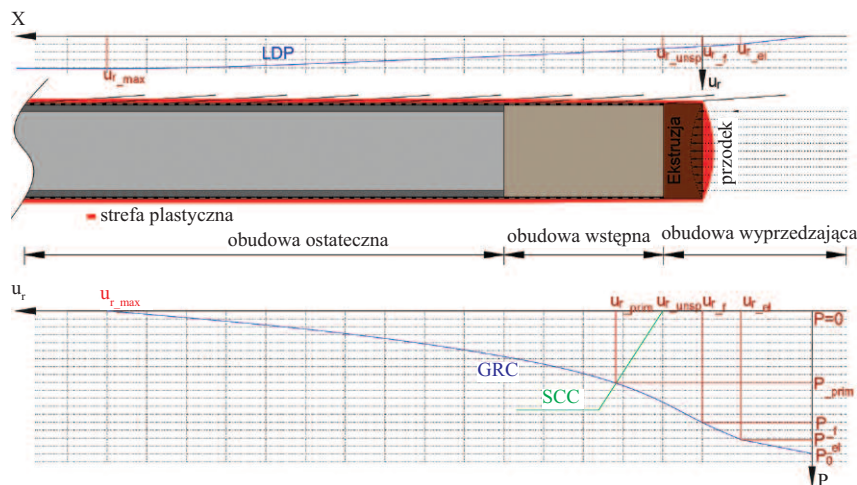
**Streszczenie.** W artykule przedstawiono wykorzystanie metody kontroli konwergencji do weryfikacji obudowy tunelu drążonego w warunkach fliszu karpackiego. Bazuje ona na obliczeniach numerycznych MES lub MRS i stanowi rozwinięcie metod analitycznych i seminumerycznych, które wykorzystywano w początkach jej stosowania. Dzięki użyciu modeli MES lub MRS możliwe jest odwzorowanie tak skomplikowanego ośrodka, jakim jest flisz karpacki i jego (w większości przypadków) asymetrycznego oddziaływania. Obecnie jedynie przestrzenne modele MES i MRS przewyższają opisywaną metodę pod względem możliwości obliczeniowych.

**Słowa kluczowe:** metoda kontroli konwergencji; projektowanie obudowy tunelu; GRC; LDP; MES; MRS.

**Abstract.** The paper presents the use of the convergence confinement method for designing and verifying the tunnel lining in the conditions of the Carpathian flysch. It is based on numerical calculations using FEM or FDM and it is a development of the analytical and semi-analytical methods that were used at the beginning of its application. By using FEM or FDM models, it is possible to reproduce such a complex medium as the Carpathian flysch and its (mostly asymmetric) actions. Currently, only spatial FEM and FDM models exceed the described method in terms of computational capabilities.

**Keywords:** convergence confinement method; tunnel lining design; GRC; LDP; FEM; FDM.

Metoda kontroli konwergencji jest powszechnie stosowana do obliczania oddziaływania ośrodka skalnego i gruntowego na obudowę tunelu [1]. Podczas projektowania takiej obudowy najważniejszymi parametrami są długość odcinka tunelu bez obudowy wstępnej, wielkość odprężenia ośrodka przed zainstalowaniem obudowy oraz działające na nią obciążenie. W celu ustalenia tych parametrów należy opracować następujące charakterystyki: **krzywą reakcji masywu skalnego GRC (Ground Reaction Curve)**; **profil deformacji podłużnych LDP (Longitudinal Deformation Profile)** oraz **krzywą charakteryzującą obudowę** w zakresie naprężenia SCC (*Support Characteristic Curve*). Procesy i zjawiska, na których bazuje metoda kontroli konwergencji, przedstawiono na rysunku 1. Metodę kontroli konwergencji zaimplementowano do numerycznych modeli obliczeniowych w płaskim stanie odkształcenia (MES i MRS) w celu odwzorowania trójwymiarowego efektu drążenia tunelu. Efekt ten przejawia się



$u_{r,el}$  – maksymalne radialne przemieszczenie konturu w zakresie sprężystym;  $u_{r,f}$  – radialne przemieszczenie konturu na czole przodka;  $u_{r,unsp}$  – maksymalne radialne przemieszczenie konturu w momencie instalacji obudowy wstępnej;  $u_{r,prim}$  – radialne przemieszczenie konturu po ustaleniu równowagi obudowa – masyw skalny;  $u_{r,max}$  – maksymalne radialne przemieszczenie profilu bez obudowy;  $P_0$  – naprężenia radialne w przypadku pierwotnego stanu naprężenia;  $P_{el}$  – naprężenia radialne przy maksymalnym przemieszczeniu w zakresie sprężystym;  $P_f$  – naprężenia radialne na czole przodka;  $P_{prim}$  – naprężenia radialne po ustaleniu równowagi obudowa – masyw skalny; GRC – krzywa reakcji masywu skalnego; SCC – krzywa charakteryzująca obudowę w zakresie naprężenie – odkształcenie; LDP – profil deformacji podłużnych

**Rys. 1. Schemat metody kontroli konwergencji**

Fig. 1. The diagram of the convergence confinement method

przez zmienne parametry ośrodka oraz materiałów konstrukcyjnych, a także przyrost oddziaływań ośrodka na obudowę (GRC, LDP).

Początkowo metoda kontroli konwergencji bazowała jedynie na rozwiązaniach analitycznych oraz seminumerycznych, zarówno w przypadku okre-

ślenia krzywej reakcji masywu skalnego [2 – 4], profilu deformacji podłużnych [5 – 8], jak i krzywej charakteryzującej materiał obudowy [2]. Obecnie odchodzi się od tych metod na rzecz symulacji numerycznych MES lub MRS. Krzywą reakcji masywu GRC w takim przypadku można ustalić, odwzorowu-

<sup>1)</sup> AGH w Krakowie, Wydział Inżynierii Ładowej i Gospodarki Zasobami; blajer@agh.edu.pl

jąc w kolejnych krokach obliczeniowych stopniową zmianę naprężenia  $P_0$  na konturze wyrobiska. W pierwszym kroku naprężenie to jest równe naprężeniom pierwotnym (tj. występującym przed rozpoczęciem drążenia), a w kolejnych fazach symulacji zmniejsza się i rejestruje przemieszczenia (co odpowiada odprężeniu się ośrodka po wybraniu materiału gruntowego lub skalnego z przekroju tunelu). Pozwala to na określenie odpowiedzi ośrodka w postaci krzywej reakcji masywu GRC.

Obudowę tunelu odwzorowuje się nie za pomocą charakterystyki SCC, ale przez wstawienie do modelu numerycznego elementów belkowych o cechach fizyko mechanicznych odpowiadających stosowanym materiałom (elementy stalowe, beton natryskowy – obudowa wstępna, elementy żelbetowe – obudowa ostateczna). Z kolei ustalenie profilu deformacji podłużnych (LDP) w dalszym ciągu bazuje na różnych rozwiązaniach analitycznych lub seminumerycznych, wśród których są metody: Paneta [6]; Vlachopoulou i Diederichsa [8]; Cherna, Shiao i Yu [5] oraz Unlu i Gerceka [7].

W Polsce i Unii Europejskiej nie ma norm i wytycznych dotyczących projektowania obudowy tuneli, dlatego podczas realizacji tego typu inwestycji zdarza się stosowanie metod analitycznych i seminumerycznych podlegających wielu ograniczeniom, takim jak np. jednorodny ośrodek, kołowy kształt wyrobiska czy symetryczny charakter obciążeń.

W artykule przedstawiono przykład weryfikacji doboru obudowy wstępnej tunelu „Luboń Mały” z wykorzystaniem zaawansowanej metody kontroli konwergencji zaimplementowanej do programu RS2 (MES).

## Charakterystyka obudowy tunelu

Analizowany tunel, zlokalizowany w ciągu drogi ekspresowej S7 na trasie Naprawa – Skomielna Biała, drążono pełnym przekrojem metodą ADECO-RS [9]. Urabianie ośrodka skalnego odbywało się z wykorzystaniem materiałów wybuchowych. W przypadku analizowanego odcinka tunelu stosowano obudowę wstępną składającą się z kształtowników IPE 180 (S355J2) instalowanych parami w odstępach 2,0 m, siatek

stalowych oraz warstwy betonu natryskowego klasy C20/25 o grubości 0,25 m, natomiast obudowę ostateczną zaprojektowano jako monolityczną o grubości 0,50 m (fotografia 1).

Tunel drążono w warunkach fliszu karpackiego, cechującego się nieciągłością, niejednorodnością oraz anizotropią, z czego wynikało asymetryczne obciążenie obudowy tunelu. Układ warstw geologicznych w bezpośrednim otoczeniu tunelu i jego przodka, w wybranym do analizy przekroju, przedstawiono na fotografii 2. Wyróżniono grube warstwy piaskowców oraz naprzemianległe warstwy piaskowców i łupków o średniej miąższości. Przekrój wyrobiska miał szerokość 17,31 m i wysokość 11,16 m. W przypadku przedmiotowej klasy drążenia założono postęp przodka 4,0 m (odcinek bez obudowy). Na podstawie badań wyko-

nywanych podczas rozpoznania ośrodka wydzielono cztery warstwy geologiczne: łupek (L); piaskowiec (P); warstwa czwartorzędu (8C) oraz naprzemianległe warstwy łupków i piaskowców poza przodkiem wyrobiska (4C) – warstwa o uśrednionych parametrach.

## Obciążenia działające na obudowę i model obliczeniowy

W tabeli przedstawiono parametry ośrodka skalnego oraz obudowy wykorzystane w modelu obliczeniowym, przyjęte na podstawie badań fizyko mechanicznych utworów występujących w bezpośrednim sąsiedztwie przekroju obliczeniowego (badania laboratoryjne) z uwzględnieniem jakości masywu skalnego GSI [10] oraz RMR<sub>c</sub> [11]. Parametry materiałowe obudowy przyjęto w modelu jako wartości obliczeniowe.

Podczas analizy efektów oddziaływań zastosowano współczynnik częściowy  $\gamma_A = 1,35$ .

Obliczenia weryfikujące obudowę wykonano w płaskim stanie odkształcenia w programie RS2. Przyjęto wymiary modelu: wysokość 100 m; szerokość 180 m. Płaski stan odkształcenia odpowiada budowlom liniowym o znacznie wydłużonym jednym z wymiarów. Na bokach modelu zablokowano przemieszczenia poziome, natomiast na jego dolnej części przemieszczenia pionowe i poziome.

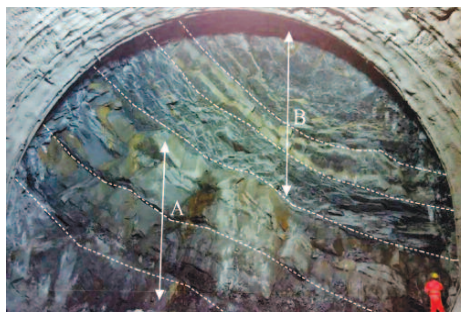
W modelu wygenerowano siatkę o zmiennej wielkości elementów od ok. 1,0 m (na konturze tunelu) do ok. 6,3 m (w pobliżu brzegów modelu). Składała się ona z sześciokątowych elementów trójkątnych, których łącznie było ok. 6,7 mln. Przyjęty model obliczeniowy przedstawiono na rysunku 2.

W pierwszym etapie obliczeń określono profil deformacji podłużnych (LDP), na podstawie którego ustalono przemieszczenia w miejscu instalacji obudowy. W przypadku analizowanego typu obudowy odległość ta wynosiła 4,0 m od przodka tunelu. W celu określenia profilu LDP wykorzystano metodę Vlachopoulou i Diederichsa [8], która zakłada, że przemieszczenia przed przodkiem (w ośrodku skalnym lub



**Fot. 1.** Obudowa wybranego odcinka tunelu „Luboń Mały” w trakcie wykonywania: A – monolityczna obudowa ostateczna; B – zbrojenie obudowy ostatecznej; C – hydroizolacja; D – ruchome deskowanie obudowy ostatecznej; E – obudowa wstępna

*Photo 1.* Lining of the selected section of the tunnel „Luboń Mały” under construction: A – monolithic final lining; B – reinforcement of the final lining; C – waterproofing; D – moving formwork for the final lining; E – primary lining



**Fot. 2.** Utwory fliszowe na czole przodka przyjęte w przypadku profilu obliczeniowego: A – grube warstwy piaskowców; B – naprzemianległe warstwy piaskowców i łupków o średniej miąższości

*Photo 2.* Flysch formations at the tunnel face adopted for the calculation profile: A – thick layers of sandstone; B – alternating layers of sandstones and shales with an medium thickness

**Parametry fizyczne, wytrzymałościowo-odkształceniowe ośrodka i obudowy oraz jakości ośrodka**

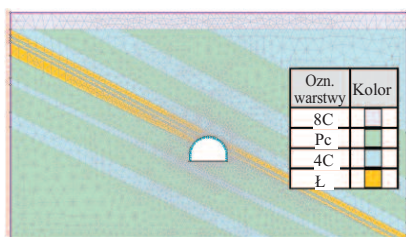
Physical parameters, strength-deformation characteristics of the medium and lining, and the quality of the medium

Parametry masywu skalnego											
Oznaczenia	$R_c^{1)}$ [MPa]	$R_t^{2)}$ [MPa]	GSI <sup>3)</sup>	RMR <sub>c</sub> <sup>4)</sup>	$\phi^5)$ [°]	$c^6)$ [kPa]	$E_s^7)$ [MPa]	$E_m^8)$ [MPa]	$\nu^9)$ [-]	$\gamma^{10)}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_{t,m}^{11)}$
Pc	44,59	2,48	45	44	55,3	417,0	5634,3	1260,1	0,24	25,0	0,04
Ł	11,68	0,65	35	28	37,0	150,0	816,4	92,6	0,30	23,0	0,01
4C	33,40	1,86	40	39	49,1	326,2	3996,2	863,2	0,26	24,3	0,03
8C	-	-	-	-	23,0	15,0	20,0	-	0,30	19,0	0,00

Parametry obudowy											
Beton natryskowy	$E_s$ [GPa]	$\nu$ [-]	$R_c$ [MPa]	$R_t$ [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Stal	$E_s$ [GPa]	$\nu$ [-]	$R_c/R_t$ [MPa]	$\gamma$ [kg/m]	
		32	0,15	17,86	1,86	24		200	0,3	308,7	18,8

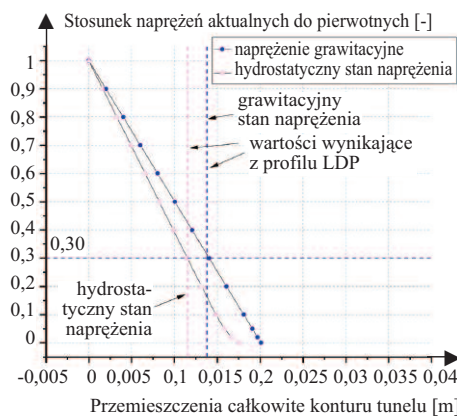
<sup>1)</sup>  $R_c$  – wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie; <sup>2)</sup>  $R_t$  – wytrzymałość na rozciąganie; <sup>3)</sup> GSI – nota punktowa klasyfikacji GSI (Geological Strength Index); <sup>4)</sup> RMR<sub>c</sub> – skorygowana nota punktowa klasyfikacji RMR<sub>c</sub> (Rock Mass Rating Corrected); <sup>5)</sup>  $\phi$  – kąt tarcia wewnętrznej; <sup>6)</sup>  $c$  – kohezja; <sup>7)</sup>  $E_s$  – moduł sprężystości; <sup>8)</sup>  $E_m$  – moduł deformacji masywu skalnego; <sup>9)</sup>  $\nu$  – współczynnik Poissona; <sup>10)</sup>  $\gamma$  – ciężar objętościowy; <sup>11)</sup>  $R_{t,m}$  – wytrzymałość na rozciąganie masywu skalnego



Rys. 2. Siatka modelu obliczeniowego wraz z przyjętymi parametrami wytrzymałościowo-odkształceniowymi  
Fig. 2. Mesh of the numerical model together with adopted strength-deformation parameters

gruntowym) oraz za przodkiem (na konturze tunelu) zachodzą w inny sposób i uwzględnia sprężysto-plastyczny charakter ośrodka. W analizowanym przekroju przemieszczenie całkowite na konturze wyrobiska w miejscu instalacji obudowy wyniosło odpowiednio w przypadku: modelu grawitacyjnego 0,014 m; hydrostatycznego stanu naprężenia 0,0116 m.

W kolejnym etapie określono numeryczne charakterystyki GRC (rysunek 3) w przypadku hydrostatycznego i grawitacyjnego stanu naprężenia. Dodatkowo, na podstawie modeli wykorzystanych do określenia charakterystyk GRC, ustalono promień strefy uplastycznienia  $R_p$ , którego wartość jest ważnym parametrem stosowanej metody. W przypadku modelu grawitacyjnego wyniósł on 8,12 m, natomiast modelu z hydrostatycznym stanem naprężenia 7,95 m. Na podstawie ustalonych wielkości przemieszczenia konturu wyrobiska, krzywej GRC oraz wielkości promienia strefy uplastycznienia określono poziom naprężeń pierwotnych oddziałujących na obu-



Rys. 3. Numeryczna krzywa reakcji masywu skalnego

Fig. 3. Numerical ground response curve

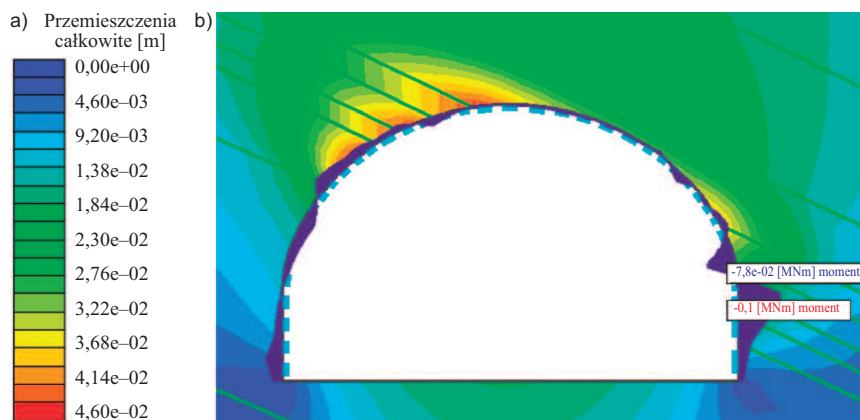
rodową. Zgodnie z zależnościami przedstawionymi na rysunku 3 na obudowę oddziałuje ok. 30,0% naprężenia pierwotnego  $P_0$ . Nie odnotowano różnicy wartości odprężenia w przypadku stanu naprężenia grawitacyjnego i hydrostatycznego.

Ostatnim etapem analizy była weryfikacja nośności obudowy. Obliczenia wykonano w dwóch etapach. Pierwszy polegał na wybraniu rdzenia tunelu i przyłożeniu na konturze wyrobiska naprężenia o wartości wynikającej z analizy GRC ( $0,3P_0$ ). W drugim etapie wstawiono obudowę, usunięto naprężenia z konturu oraz rozwiązano model, generując w ten sposób efekty oddziaływań w obudowie. Zastosowano tzw. procedurę „implicite”, co oznacza, że obudowa została zweryfikowana bezpośrednio w programie obliczeniowym (do modelu przyjęto wartości obliczeniowe parametrów wytrzymałościowych).

**Analiza wyników**

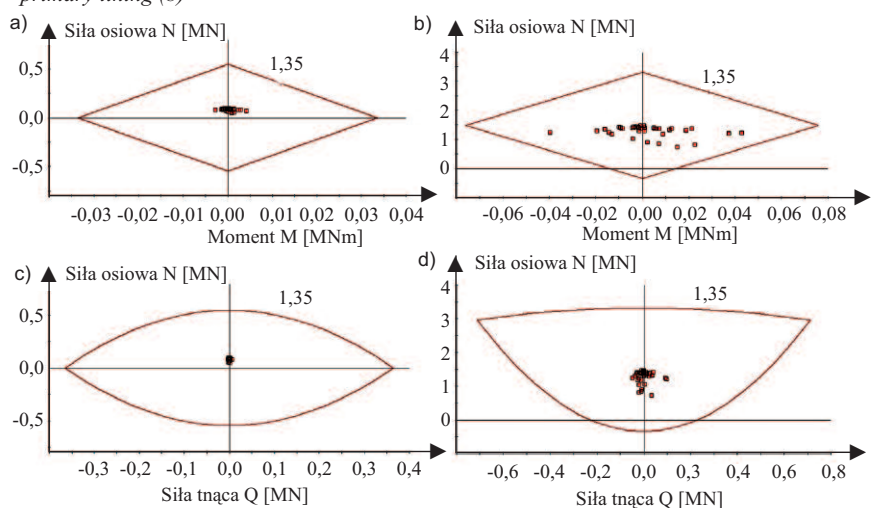
Na rysunku 4a przedstawiono mapę przemieszczeń całkowitych w końcowej fazie obliczeń. Maksymalne przemieszczenia całkowite wyniosły 4,6 cm i znajdowały się w lewej części stropu tunelu (kolor czerwony), co odpowiada lokalizacji cienkiej warstwy łupków. Zaobserwowano asymetryczny rozkład przemieszczeń konturu tunelu, który jest charakterystyczny dla tego typu ośrodka (masyw fliszowy), a niemożliwy do uchwycenia w mniej zaawansowanych metodach obliczeniowych. Rysunek 4b przedstawia wykres momentów zginających (kolor fioletowy). Odnotowano znaczną skokową zmianę ich wartości szczególnie na styku warstw łupków i piaskowców, a więc w miejscach, w których osiągają one wartości ekstremalne. Jest to jeden z czynników, które należy brać pod uwagę podczas modelowania masywu skalnego. W przypadku stosowania modeli jednorodnych o uśrednionych parametrach takie rozkłady sił przekrojowych nie zostaną odwzorowane, co w konsekwencji może prowadzić do niedostatecznej nośności obudowy. W analizowanym przekroju maksymalna wartość momentu zginającego wynosi 100 kNm, natomiast minimalna 78 kNm.

Na rysunku 5 przedstawiono zweryfikowaną nośność obudowy wstępnej. Analizę wykonano metodą określoną przez Hoeka i innych [12], która zakłada dystrybucję sił przekrojowych na różne elementy obudowy (kształtownik stalowy, obudowa z betonu natryskowego). Punktowo oznaczono wartości momentów zginających oraz sił tnących występujące w elementach belkowych obudowy i odniesiono je do obliczeniowej nośności kształtowników IPE180 oraz betonu natryskowego (czerwone obwiednie). Analizując wyniki, stwierdzono stosunkowo małe wykorzystanie nośności przekroju IPE180. Wynika ono z tego, że na etapie obliczeniowym odpowiadającym instalacji obudowy założono 28-dniową wytrzymałość i sztywność betonu natryskowego. W rzeczywistości kształtowniki przejmują część obciążenia, zanim beton dojrzeje. Efekt ten można uwzględnić w obliczeniach, jeśli dysponuje się dokładną charakterystyką



Rys. 4. Mapa przemieszczeń całkowitych w górotworze (a) oraz wykres momentów zginających w obudowie (b)

Fig. 4. Map of total displacements in the rock mass (a) and graph of bending moments in the primary lining (b)



Rys. 5. Sprawdzenie nośności obudowy w przypadku  $\gamma_F = 1,35$ : a) nośność przy zginaniu kształownika IPE180; b) nośność przy zginaniu betonu natryskowego; c) nośność przy ścinaniu kształownika IPE180; d) nośność przy ścinaniu betonu natryskowego

Fig. 5. Verification of the load-bearing capacity of the lining for  $\gamma_F = 1.35$ : a) bending load capacity for the IPE180 section; b) bending load capacity for the sprayed concrete; c) shear load capacity for the IPE180 section; d) shear load capacity for the sprayed concrete

narastania sztywności i wytrzymałości betonu natryskowego in situ, a takie obecnie nie są powszechnie znane. Analizując rozkład momentów zginających przekroju betonowego, rejestrowano wartości zbliżone do jego nośności. W kontraście do pewnego niedoszacowania wyężenia kształowników zaobserwowano przeszacowanie tych wartości w przypadku betonu natryskowego. Należy podkreślić, że dla obu materiałów uzyskano spełnienie stanu granicznego.

### Podsumowanie

Zastosowanie metody kontroli konwergencji zaimplementowanej do modeli MES i MRS w płaskim stanie odkształcenia umożliwia projektowanie i weryfikację doboru obudowy nawet

w tak skomplikowanym ośrodku jak masyw fliszowy. Odpowiednie odwzorowanie ośrodka przez uwzględnienie jego niejednorodności pozwala wykryć asymetryczne obciążenie obudowy i wykonać wymiarowanie z uwzględnieniem miejsc koncentracji naprężeń. Przedstawiona metoda sprawdza się w przypadku tuneli drażnionych pełnym przekrojem. Należy podkreślić, że ustalenie poziomu odprężenia ośrodka przed zainstalowaniem obudowy jest krytycznym punktem przedstawionej metody, ponieważ nadal korzysta się z metod o licznych ograniczeniach. Mimo pewnych mankamentów, jak m.in. brak możliwości modelowania obudowy wyprzedzającej, metoda kontroli konwergencji daje satysfakcjonujące

wyniki w projektowaniu tuneli, szczególnie w tak skomplikowanym ośrodku, jakim jest flisz karpacki. Innymi metodami, które mogą być wykorzystane do wymiarowania obudowy tuneli, są obliczenia z wykorzystaniem przestrzennych modeli numerycznych, ale wymagają one budowy złożonych modeli oraz czasochłonnych obliczeń.

### Literatura

[1] Tajduś A, Cała M, Tajduś K. Geomechanika w budownictwie podziemnym. Projektowanie i budowa tuneli. 1 ed. Kraków: Wydawnictwa AGH; 2012.  
 [2] Carranza-Torres C, Fairhurst C. The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. Int. J. Rock Mech. Min. 1999; https://doi.org/10.1016/S0148-9062(99)00047-9.  
 [3] Fama MED. Numerical modeling of yield zones in weak rock. In: Fairhurst C, editor. Comprehensive rock engineering. Vol. 2. Oxford: Pergamon, 1993, pp. 49 – 75.  
 [4] Lee YK, Pietruszczak S. A new numerical procedure for elasto-plastic analysis of a circular opening excavated in a strain-softening rock mass. Tunn. Undergr. Space Technol. 2008; https://doi.org/10.1016/j.tust.2007.11.002.  
 [5] Chern JC, Shiao FY, Yu CW. An empirical safety criterion for tunnel construction. In: Ou C-D, Huang T-H, editors. Proceedings of the Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering. Taipei: Public Construction Commission; 1998, pp. 222 – 227.  
 [6] Panet M, Sulem J. Le calcul des Tunnels par la Methode de Convergence-Confinement. 1st ed. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chausse; 2021.  
 [7] Unlu T., Gercek H., Effect of Poisson's ratio on the normalized radial displacements occurring around the face of a circular tunnel. Tunn. Undergr. Space Technol. 2003; https://doi.org/10.1016/S0886-7798(03)00086-5.  
 [8] Vlachopoulos N, Diederichs MS. Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels. Rock Mech Rock Eng. 2009; https://doi.org/10.1007/s00603-009-0176-4.  
 [9] Lunardi P. Design and Construction of Tunnels. Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS). 1st ed. Berlin: Springer; 2008.  
 [10] Marinou P, Marinou V., Hoek E. Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses. Underground Works under Special Conditions In: Romana M editor. Underground Works under Special Conditions: Proceedings of the ISRM Workshop W1. Boca Raton, Florida: CRC Press; 2007, pp. 13 – 21.  
 [11] Bieniawski Z. Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologist in Mining, Civil and Petroleum Engineering. 1st ed. New York: Wiley; 1989.  
 [12] Hoek E, Carranza-Torres C, Diederichs M, Corkum B. The 2008 Kersten Lecture: Integration of geotechnical and structural design in tunnelling. In: Proceedings University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference Minneapolis: University of Minnesota; 2008.

Przyjęto do druku: 28.03.2023 r.