Prace Instytutu Mechaniki Górotworu PAN Tom 19, nr 2, czerwiec 2017, s. 51-60 © Instytut Mechaniki Górotworu PAN

Modelowanie numeryczne górotworu w rejonie drążonego tunelu – analiza przypadków

MATEUSZ DUDEK

AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki, Al. A. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków

Streszczenie

Prognozowanie przemieszczeń górotworu jest bardzo ważnym elementem podczas projektowania tuneli zlokalizowanych w obszarach miejskich. W artykule przedstawiono wyniki obliczeń komputerowych zachowania się górotworu w rejonie drążonego tunelu. Przeanalizowano zmianę stanu naprężenia i przemieszczenia powstałą w wyniku eksploatacji obiektu. Do obliczeń wykorzystano komercyjny program ABAQUS wykorzystujący Metodę Elementów Skończonych. Analizę przypadków przeprowadzono stosując model sprężysto-plastyczny Coulomba Mohra oraz model transwersalnie izotropowy. Na podstawie uzyskanych wyników sporządzono wykresy osiadania powierzchni terenu oraz przeanalizowano stan naprężenia i przemieszczenia w górotworze w rejonie wykonanych tuneli.

Slowa kluczowe: tunel, osiadanie powierzchni terenu, metoda elementów skończonych, modelowanie 2D, stan naprężenia

Wstęp

Rozrost infrastruktury miejskiej tworzy coraz większe problemy komunikacyjne dla jej mieszkańców. Odpowiedzią na te problemy jest budowa podziemnych wyrobisk o różnym przeznaczeniu takie jak m.in. metro, tunele drogowe lub też podziemne parkingi. Taka podziemna ingerencja w górotwór powoduje niezaprzeczalnie naruszenie pierwotnego stanu naprężenia, powodując wystąpienie wtórnego stanu, który prowadzi do przemieszczenia oraz odkształcenia skał i gruntów w bezpośrednim rejonie wyrobiska. Przez lata naukowcy na całym świecie próbowali w sposób właściwy opisać te ruchy. Wykorzystywali w tym celu metody geometryczno-całkowe [m.in.: Szechy, 1973; Sagaseta, 1987; Knothe, 1956], empiryczne [m.in.: Mair, Taylor, Burland, 1996; Loganathan, Poulos, 1998; Verruijt, Booker, 1996] oraz numeryczne [Dasari, Rawlings, Bolton, 1993; Dong, Burd, Houlsby, 2015]. Zwłaszcza rozwój metod numerycznych oraz ich stosowanie w problematyce geoinżynierii spowodowała większe rozumienie zachowania się górotworu w rejonie podziemnych prac górniczych. Modele te różniły się przyjętymi warunkami brzegowymi oraz modelami fizycznymi. Wybór najwłaściwszego modelu konstytutywnego wraz z określeniem właściwych parametrów gruntu i masywu skalnego jest jednym z najważniejszych, a zarazem najtrudniejszych zadań podczas modelowania tego zjawiska. Poniżej autor przedstawił kilka przykładowych metod modelowania numerycznego zachowania się tuneli posadowionych w gruncie budowlanym.

Przegląd stosowanych metod modelowania ruchów masywu skalnego i gruntowego w rejonie podziemnych prac tunelowych

Pierwszą grupą modeli wykorzystywanych podczas analizy numerycznej są modele liniowe. Pozwalają na uzyskanie dość szybko, lecz z określonym przybliżeniem rzeczywistego zachowania się materiału. Stosuje się je w przypadku, gdy występuje jedynie miejscowe zniszczenie i nie ma ono wpływu na rozwój zniszczenia globalnego, ale które może skutkować zbyt wczesną utratą zbieżności rozwiązania. Do tej grupy modeli należą model sprężysty i sprężysty modyfikowany. Model sprężysty jest podstawowym modelem materiałowym, który zgodnie z prawem Hooke'a zakłada liniowy związek między naprężeniami i odkształceniami.

Kolejną grupą modeli wykorzystywanych podczas analizy numerycznej gruntów są modele nieliniowe. Pozwalają one na uchwycenie typowych, nieliniowych reakcji gruntów (Rys. 1).



Rys. 1. Modele nieliniowe wykorzystywane podczas analiz numerycznych

W modelach tych wykorzystuje się parametry opisujące wytrzymałość gruntu (m.in. kąt tarcia wewnętrznego, spójność gruntu, kąt dylatancji, wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie). Służą one do zdefiniowania powierzchni plastyczności, która odpowiada za początek trwałego odkształcenia plastycznego.

Jednym z podstawowych modeli nieliniowych stosowanych w modelowaniu zagadnień związanych z zachowaniem się skał i gruntów w rejonie drążonego tunelu jest kryterium Coulomba-Mohra [Galli, Grimaldi, Loenardi, 2004; Masin, Herle, 2005]. Jest ono bazą wyjściową do budowania bardziej zaawan-sowanych modeli konstytutywnych.

W kolejnych latach zaczęto wykorzystywać modele bardziej złożone m.in. modyfikowany model Coulomba-Mohra [Clausen, Damakilde, 2006], Druckera Pragera [Karakus, Ozsan, Basarir, 2007], model modyfikowany Cam-Clay¹ [Karakus, Ozsan, Basarir, 2007], zmodyfikowany model Drucker'a-Pragera² [Wu, Liu, 2014]. Modele te uwzględniały różne zachowanie się plastyczne skał związane z zarówno określoną powierzchnią zniszczenia jak również stanem odkształcenia gruntu. Następnie bazując na wynikach badań eksperymentalnych uwzględniających zachowanie się gruntu wraz z postępem czasu, wprowadzono wiele różnych modeli konstytutywnych, które były wstępem do uwidocznienia istoty zjawiska lepkości (pełzania i relaksacji). Większość z tych modeli opartych jest na teorii przeciążeniowej oraz strukturze stanu krytycznego [Oka i in., 1997]. Głównym ich założeniem jest niezależna od szybkości funkcja wytężenia opisująca lepko-plastyczne odkształcenia. Jeśli zewnętrzne obciążenia osiągają wartość stałą, to naprężenia powracają do płaszczyzny krytycznej jako funkcja czasu. Innym ograniczeniem modelu jest to, iż do zdefiniowania modelu potrzebna jest określona liczba parametrów np. współczynnik Darcy'ego, ciężar własny, porowatość ośrodka, prędkość zmiany naprężenia [Carter, Yang, 2016].

¹ Model MCC pozwala na bezpośrednie modelowanie wzmocnienia lub osłabienia z odkształcenia dla gruntów skonsolidowanych lub prekonsolidowanych, nieliniowej zależności odkształcenia objętościowego od średniego naprężenia efektywnego i warunków granicznych idealnej plastyczności. W modelu tym powierzchnia krytyczna jest gładka bez możliwości rozwoju naprężeń rozciągających.

² Model ma na celu analizowanie spójnych materiałów geologicznych, które wykazują deformację zależną od ciśnienia. Do tych materiałów należą między innymi gleby i skały.

Przykładowe obliczenia zaburzenia górotworu w rejonie drążonych tuneli

W celu przedstawienia problemu modelowania numerycznego stref zaburzonych w górotworze w rejonie drążonego tunelu podziemnego, autor pracy przeprowadził analizy dla dwóch przykładowych tuneli.

Przykład nr 1

Pierwszy przykład obliczeń deformacji powierzchni i masywu gruntowego w rejonie drążonego tunelu oparty został na przykładzie projektu szybkiego transportu miejskiego w centrum Belgradu. Tunel drążony był metodą odkrywkową [Maraš-Dragojević, 2012]. Wykonany tunel ma średnicę 6 m i jest zlokalizowany na głębokości 15 m. W celu utrzymania wyrobiska podziemnego, zaprojektowano obudowę o grubości 0,35 m oraz kotwie. W płaskich obliczeniach numerycznych przyjęto 16 kotwi o średnicy 30 mm i długości 3 m. Tabela 1 przedstawia budowę gruntową w bezpośrednim rejonie wydrążonego tunelu.

Warstwa	Miąższość warstwy [m]	Głębokość zalegania warstwy [m]
Less	5	0-5
Zdegradowana glina marmurowa	15	5-20
Nienaruszona glina marmurowa i marglowa	30	20-50

Tab. 1. Budowa gruntowa w rejonie tunelu w Belgradzie

Na podstawie dostępnych danych (Maraš-Dragojević 2012) zbudowano model numeryczny 2D wyrobiska o wymiarach 140 m \times 50 m (Rys. 2). W obliczeniach przyjęto, że grunt zachowuje się sprężysto-plastycznie zgodnie z hipotezą wytężeniową Coulomba-Mohra. Model składał się z 3600 elementów czterowęzłowych modelowanych w płaskim stanie odkształcenia. W obliczeniach zamodelowano obudowę przy użyciu elementów ciągłych i materiału o cechach liniowo-sprężystych. Model obliczeniowy wraz z siatką elementów skończonych przedstawia rysunek 2. Parametry przyjęte do obliczeń numerycznych przedstawiono w tabeli 2.



Rys. 2. Model numeryczny – pierwotny stan naprężenia w wyrobisku

	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	Kohezja c [kPa]	Kąt dylatancji Ѱ [°]	Moduł Younga E [MPa]	Liczba Poissona v [–]	Gęstość ρ [kg/m ³]	Współ. roz- poru bocznego <i>K</i> ₀ [–]
Less	23	18	11.5	10	0.4	1850	0.65
Zdegradowana glina marmurowa	20	20	10	15	0.3	2000	0.85
Nienaruszona glina marmurowa i marglowa	25	60	12.5	60	0.3	2000	0.58
Obudowa				15000	0.15	_	
Kotwie		_		2050	0.2		

Tab. 2. Parametry modelowanych warstw gruntu oraz obudowy

W pierwszym kroku obliczeniowym dokonano analizy panującego pierwotnego stanu naprężenia w górotworze (Rys. 2). Następnie przeprowadzono symulacje dla trzech przypadków:

- modelu bez wzmocnienia symulującego jedynie wybranie pustej przestrzeni w górotworze wariant A (Rys. 3a),
- dla modelu z obudową o grubości 0.35 m i parametrach podanych w tabeli 2 wariant B, oraz (Rys. 3b),
- dla modelu z obudową oraz wzmocnionego dodatkowo 16-ma kotwiami wariant C (Rys. 3c).



Rys. 3. Warianty obliczeniowe: a) wariant A; b) wariant B; c) wariant C. Lokalizacja punktów pomiarowych: 1 – strop, 2 – ocios, 3 – spąg

W wyniku przeprowadzonych prac uzyskano zmiany rozkładu stanu naprężenia i odkształcenia w rejonie tunelu niezabezpieczonego, oraz przy przyjęciu dwóch różnych metod zabezpieczania. Wyniki przedstawiono na rysunku 4. Jak można zauważyć dla wszystkich wariantów obliczeniowych uzyskano takie same wartości przemieszczeń pionowych powierzchni terenu. Wartość ekstremalna zlokalizowana jest bezpośrednio nad wykonanym tunelem i wynosi (27.5 mm).



Rys. 4. Osiadanie powierzchni terenu – porównanie wyników przeprowadzonych obliczeń numerycznych

W wyniku modelowania MES wykonano także analizę stanu naprężenia w bezpośrednim sąsiedztwie tunelu (Rys. 5). Analizę sporządzono dla trzech punktów pomiarowych, zlokalizowanych w: stropie, ociosie i spągu tunelu dla badanych wariantów obliczeniowych (Rys. 3 a-c). Otrzymane wartości naprężeń poziomych σ_x i pionowych σ_y przedstawiono w tabeli 3, natomiast stan naprężenia na rysunku 5. Obliczenia wskazują, że:

- największe naprężenia poziome występują w spągu tunelu a największą wartość uzyskano dla wariantu z obudową (wariant B: 0,454 MPa), natomiast najmniejsze dla niezabezpieczonego wyrobiska (wariant : 0,450 MPa),
- największe napreżenia poziome w ociosach uzyskano dla wariantu B i C (0,031 MPa) a najmniejsze dla samego wyrobiska (waiant A: 0,028 MPa),
- dla punktu pomiarowego zlokalizowanego w stropie uzyskano największe naprężenia poziome dla wariantu A (0,347 MPa) a najmnijejsze dla wariantu B (0,345 MPa),
- największe naprężenia pionowe występują w ociosach wyrobiska (około 0,45 MPa), a najmniejsze wartości uzyskano w stropie (około 0,020 MPa),
- rozpatrując punkt pomiarowy zlokalizowany w ociosach, uzyskano zbiżone wartości naprężeń pionowych (około 0,45 MPa),
- najmniejsze pionowe naprężenia w stropie uzyskano dla wariantu z obudową "B" (0,016 MPa), średnie dla kotwienia z obudową "C" (0,018 MPa) i największe dla wyrobiska niezabepieczonego (wariant A: 0,020 MPa),
- wartości naprężeń pionowych w spągu wyniosły: dla wyrobiska niezabezpieczonego 0,032 MPa, dla wyrobiska z obudową 0,043 MPa i dla wyrobiska z kotwieniem i obudową 0,039 MPa.

Punkt	Wariant obliczeniowy										
	"A"		,,]	B"	"C"						
pomarowy	$\sigma_{\rm x}$ [MPa]	σ_y [MPa]	σ_x [MPa]	σ_y [MPa]	σ_x [MPa]	σ_y [MPa]					
1 – strop	0,362	0,020	0,360	0,016	0,361	0,018					
2 - ocios	0,028	0,450	0,031	0,451	0,031	0,451					
3 – spąg	0,450	0,032	0,454	0,043	0,453	0,039					

Tab. 3. Naprężenia poziome i pionowe w punktach pomiarowych



Rys. 5. Stan naprężenia dla trzech wariantów obliczeń: a) wariant A, b) wariant B, c) wariant C

Na rysunku 6 przedstawiono strefę zniszczeń dla poszczególnych wariantów obliczeniowych. Jak widać największą strefą zniszczeń charakteryzuje się niezabezpieczone wyrobisko, a najmniejszą wyrobisko zabezpieczone obudową i kotwiami. Rysunek 7 przedstawia strefę uplastycznienia wokół tunelu dla analizowanych wariantów.







Rys. 7. Strefa uplastycznienia wokół tunelu: a) wariant A, b) wariant B, c) wariant C

Przykład nr 2

Kolejnym analizowanym przykładem są tunele Koralovo Pole zlokalizowane w Brnie w Czechach [Svoboda & Masın, 2010]. Budowla składa się z dwóch równoległych tuneli o długości 1250 m, wysokości 12 m i szerokości 14 m, drążonych metodą NAMT (Nowa Austriacka Metoda drążenia Tuneli). Nadkład gruntu nad wyrobiskiem oscylował pomiędzy 6-21 m. Rejon wykształcony jest głównie przez miocenowe złoża Karpat. Warstwa wierzchnia składa się z materiałów antropogenicznych. Naturalna pokrywa czwartorzędowa zawiera iły lessowe i iły gliniaste o grubości od 3 do 10 m. Baza czwartorzędowej pokrywy utworzona jest z piaszczystego żwiru z domieszką iłów. Tunele zostały poprowadzone przez trzeciorzędową glinę wapienną. Grunt zawiera gliny o konsystencji zwięzłej i luźnej oraz o wysokiej plastyczności.

Tab. 4.	Budowa	gruntowa	W	rejonie	tunelu	W	Brnie
---------	--------	----------	---	---------	--------	---	-------

Warstwa	Miąższość warstwy [m]	Głębokość zalegania warstwy [m]		
Less	5	0-5		
Zdegradowana glina marmurowa	8	5-13		
Nienaruszona glina marmurowa i marglowa	37,7	13-50,7		

Do analizy numerycznej wzięto przekrój zlokalizowany na 880 m tunelu, nad którym nadkład gruntu wynosił 21 m. Profil terenu składa się z trzech warstw: wypełnienia, lessu i piaszczystego żwiru, przy czym miąższości pierwszych dwóch warstw wynosiły kolejno 5 m i 8 m (Tab. 4). Parametry poszczególnych warstw przedstawiono w tabeli 5. Na podstawie dostępnych danych [Svoboda & Masin, 2010] zbudowano model numeryczny 2D wyrobiska o wymiarach 50,7×140 m. Model wraz z siatką i pierwotnym stanem naprężenia pokazano na rysunku 6. W obliczeniach przyjęto, że grunt zachowuje się sprężysto-plastycznie zgodnie z hipotezą wytężeniową Coulomba-Mohra. Model składał się z 2912 elementów czterowęzłowych modelowanych w płaskim stanie odkształcenia. W obliczeniach zamodelowano obudowę przy użyciu elementów ciągłych o grubości 0,35 m i materiału o cechach liniowo-sprężystych.

	φ	с	Ψ	E	v	ρ	K ₀
	[°]	[MPa]	[°]	[MPa]	[-]	[kg/m ³]	[-]
Wypełnienie	20	10	4	10	0,35	1880	0,66
Less	28	2	2	45	0,4	1950	0,53
Piaszczysty żwir	30	5	8	60	0,35	1960	0,5
Obudowa				14500	0,14		
Kotwie				2050	0,2		

Tab. 5. Parametry warstw gruntu i obudowy

Na początku obliczeń przeprowadzono analizę stanu naprężenia w górotworze, a następnie wykonano symulację dla tych samych przypadków zabezpieczenia wyrobiska jak w poprzednim przypadku, czyli dla:

- modelu bez wzmocnienia symulującego jedynie wybranie pustej przestrzeni w górotworze (Rys. 3a),
- dla modelu z obudową o grubości 0,35 m (Rys. 3b) i parametrach: Obudowa: E = 14,5 GPa, v = 0,14
- dla modelu z obudową oraz wzmocnionego dodatkowo 16-ma kotwiami (o średnicy 30 mm) (Rys. 3c)
 Obudowa: E = 14,5 GPa, v = 0,14
 Kotwie: E = 2,05 GPa, v = 0,20.



Rys. 8. Modelowany pierwotny stan naprężenia w masywie gruntowym

W wyniku przeprowadzonych prac uzyskano zmiany rozkładu stanu naprężenia i odkształcenia w rejonie tunelu niezabezpieczonego, oraz przy przyjęciu dwóch różnych metod zabezpieczania. Wyniki przemieszczeń powierzchni terenu zostały przedstawione na rysunku 9 wraz z wynikami pomiarów przekroju zlokalizowanego na wybiegu 880 m długości tunelu.

Biorąc pod uwagę analizowany przekrój, w modelowaniu numerycznym uzyskano wyniki zbliżone do wyników przeprowadzonych pomiarów na powierzchni terenu, dodatkowo dla wszystkich wariantów obliczeniowych uzyskano taki sam rozkład osiadania powierzchni, a maksymalne przemieszczenie pionowe uzyskano bezpośrednio nad tunelem i wyniosło 60 mm.

W analizowanym przykładzie podjęto się próby odwzorowania niecki osiadania terenu uzyskanej na drodze pomiarów geotechnicznych w trakcie budowy tunelu. Do tego celu wykorzystano model transwersalnie izotropowy, który zakłada odmienne właściwości w obrębie płaszczyzn izotropii wszystkich stref budujących ośrodek oraz inne w kierunku porostopadłym do tych płaszczyzn. Można go opisać za pomocą pięciu niezależnych parametrów: $E_1 = E_3$, E_2 , G_{12} , $v = v_{31} = v_{13}$, v_{21} . Wynikiem prowadzonych obliczeń było uzyskanie nie tylko maksymalnego obniżenia terenu, ale także przybliżonego kształtu krzywej osiadania (Rys. 9). Parametry poszczególnych warstw dla modelu transwersalnie izotropowego, wykorzystane w obliczeniach przedstawiono w tabeli 6.

Warstwa	E ₁ [MPa]	E_2 [MPa]	E ₃ [MPa]	v [-]	G ₁₃ [MPa]	<i>G</i> ₁₂ [MPa]	G ₃₁ [MPa]
Wypełnienie	300	50	300	0,35	26,8	111,1	39,0
Less	64	15,5	64	0,4	7,6	22,9	10,8
Piaszczysty żwir	200	39	200	0,35	20,6	74,1	29,3

Tab. 6. Parametry warstw wykorzystanych w modelu transwersalnie izotropowym (E - moduł Younga, G - moduł odkształcenia postaciowego, v - liczba Poissona)

Bazując na wynikach modelowania numerycznego przeprowadzono dodatkowo analizę stanu naprężenia w bezpośrednim sąsiedztwie tunelu. Do analizy wzięto 3 punkty pomiarowe (strop, ocios, spąg) dla badanych wariantów obliczeniowych (Rys 3a). Stan naprężenia wokół tunelu przedstawiono na rysunku 10, natomiast otrzymane wartości naprężeń pionowych i poziomych przedstawiono w tabeli 7. Na podstawie otrzymanych wyników można zauważyć, że:

- największe naprężenia poziome występują w stropie tunelu i maleją wraz z zastosowaną metodą zabezpieczenia wyrobiska. Największe naprężenia uzyskano dla niezabezpieczonego wyrobiska (około 0,245 MPa) a najmniejsze dla wyrobiska z obudową i kotwiami (0,233 MPa),
- naprężenia poziome w ociosach wzrastają wraz z metodą zabezpieczenia wyrobiska. Dla wyrobiska niezabezpieczonego uzyskano wartości minimalne wynoszące odpowiednio 0,159 MPa, dla zabezpieczenia obudową 0,162 MPa i dla obudowy z kotwiami 0,179 MPa,
- dla modelu transwersalnie izotropowego uzyskano wartości naprężeń poziomych równe 0,320 MPa w stropie, 0,350 MPa w ociosach i 0,290 MPa w spągu,



Rys. 9. Osiadanie powierzchni terenu – porównanie wyników obliczeń z pomiarami in situ

- naprężenia poziome w spągu wyniosły dla wyrobiska niezabezpieczonego 0,194 MPa, dla wyrobiska z obudową 0,196 MPa i dla wyrobska zabezpieczonego kotwiami i obudową 0,187 MPa,
- największe naprężenia pionowe występują w ociosach tunelu,
- rozpatrując punkt pomiarowy zlokalizowany w ociosach, dla wariantu C (obudowa z kotwiami) uzyskano wartości największe (1,193 MPa), natomiast najmniejsze dla samego wyrobiska (1,122 MPa),
- najmniejsze pionowe naprężenia w stropie uzyskano dla wariantu C (0,003 MPa), średnie dla B (0,007 MPa) i największe dla wyrobiska niezabepieczonego (0,016 MPa),
- wartości naprężeń pionowych w spągu wyniosły: dla wyrobiska niezabezpieczonego 0,030 MPa, dla wyrobiska z obudową i z kotwieniem i obudową 0,040 MPa,
- wartości naprężeń pionowych w modelu transwersalnie izotropowym wyniosły dla punktu pomiarowego zlokalizowanego: w stropie 0,02 MPa, w ociosach 0,9 MPa, w spągu 0,12 MPa.

W analizowanym przykładzie nie zaobserwowano strefy zniszczeń w okolicach tunelu jak i stref uplastycznienia.



Rys. 10. Stan naprężenia dla trzech wariantów obliczeń: a) wariant A, b) wariant B, c) wariant C, d) model transwersalnie izotropowy

Punkt	Wariant obliczeniowy										
pomia-	" ,	A "	"I	"B"]"	"Transwersalnie izotropowy"				
rowy	$\sigma_{\rm x}$ [MPa]	σ_y [MPa]	σ _x [MPa]	σ_y [MPa]	$\sigma_{\rm x}$ [MPa]	σ_y [MPa]	$\sigma_{\rm x}$ [MPa]	σ_y [MPa]			
1 – strop	0,245	0,016	0,241	0,007	0,233	0,003	0,320	0,020			
2 - ocios	0,159	1,122	0,162	1,137	0,179	1,193	0,350	0,900			
3 – spąg	0,194	0,030	0,196	0,040	0,187	0,040	0,290	0,120			

Tab. 7. Naprężenia poziome i pionowe w punktach pomiarowych

Wnioski

W artykule przedstawiono wyniki modelowania numerycznego wpływu prowadzenia drążnia tunelu na deformacje powierzchni terenu oraz stan naprężenia w okolicach wyrobiska. Na podstawie wyników przeprowadzonych symulacji komputerowych wykazano, że zastosowanie odpowiedniego modelu konstytutywnego w połączeniu z danymi doświadczalnymi daje możliwość modelowania przemieszczeń dla rejonów zaburzonych eksploatacją tuneli. Modelowanie numeryczne dostarcza wiele użytecznych informacji niezbędnych przed rozpoczęciem budowy tunelu. Metody numeryczne takie jak Metoda Elementów Skończonych, uwzględniają złożone problemy geometrii, zmiany stanu naprężenia i odkształcenia gruntu oraz procedury budowy tuneli. Dzięki temu można doprowadzić do np. optymalizacji geometrii tunelu. Należy mieć jednak na uwadze, że modele numeryczne są skomplikowane, uzależnione są od wielu parametrów, które w rzeczywistości są trudne do określenia. Stopień skomplikowania modeli powoduje, że rozwiązanie danego problemu może być bardzo długotrwałe. Powoduje to, że nakład pracy nad modelem jest bardzo duży (wykonanie odpowiednich badań, aby określić parametry gruntu, dobór odpowiedniego modelu konstytutywnego, obliczenia). Wykonując obliczenia numeryczne należy też posiadać odpowiednią wiedzę w zakresie modelowania oraz zjawisk fizycznych jakim ulega obiekt, ponieważ jej brak może doprowadzić do uzyskania błędnych wyników.

Literatura

- Carter, J., Yang, C., 2016: A rate-dependent creep model for anisotropic soft soils. Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnics, p. 643-650.
- Clausen, J., Damakilde, L., 2006: A simple and efficient FEM-implementation of the Modified Mohr-Coulomb criterion.
- Dasari, G., Rawlings, C., Bolton, M., 1996: Numerical modelling of a NAMT tunnel construction in London Clay. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Rotterdam, p. 491-496.
- Desai, Ch., 2012: Application of Finite Element and Constitutive Models.
- Dong, Y., Burd, H., & Houlsby, G. (2015). Finite-element analysis of a deep excavation case history. Geotechnique.
- Karakus, M., Ozsan, O., Basarir, H., 2007: Finite element analysis for the twin metro tunnel constructed in Ankara Clay.
- Turkey Galli, G., Grimaldi, A., Leonardi, A., 2004: Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining. Computers and Geotechnics 31(3), p. 171-183.
- Knothe S., 1952: *Wpływ budowy i eksploatacji tunelu na powierzchnię*. Przegląd Geodezyjny. Wydawnictwo NOT, nr 9, s. 266-270.
- Loganathan N., Poulos H.G., 1998: Analytical prediction for tunneling inducted ground movements in clays. J.Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE. 124(9), p. 846-56.
- Mair R.J., Taylor R.N., Burland J.B., 1993: Subsurface settlement profi le above tunnels in clays. Geotechnique 43(2), p. 315-320.
- Maraš-Dragojević, S., 2012: Analysis of ground settlement caused by tunnel construction. Gradjevinar 64, p. 573-581.
- Mroueh, H., Shahrour, I., 2003: A full 3-D finite element analysis of tunneling adjacent structures interaction. Computers and Geotechnics 30(3), p. 245-253.
- Masin, D., Herle, I., 2005: Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Proceedings of the 5th International Conference of TC28 of the ISSMGE Amsterdam June 15-17, 2005.
- Oka, F., Yashima, A., Sawada., Adachi, T., 1997: Effects of viscoplastic strain gradient on strain localization analisys. Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, p. 27-30.
- Sagaseta C., 1987: Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Geotechnique 37 (3), p. 301-320.
- Svoboda, T., Masın, D., 2010: 3D simulations of a NATM tunnel in stiff clays with soil parameters optimised using monitoring data from exploratory adit. 4th International Conference Engineering Geophysics. United Arab Emirates.

Szechy K. 1973: The Art Of Tunnelling. Akademiai Kiado. Budapeszt.

- Verruijt A., Booker J.R., 1996: Surfach settlements due to deformations of a tunnel in an elastic half plane. Geotechnique 46(4), p. 753-756.
- Wu, W., Liu, G., 2014: A Modified Drucker-Prager Criterion for Transversely Isotropic Geomaterials and its Numerical Implementation. Advanced Materials Research, Vol. 850-851, p. 115-119.

The numerical modeling of rock mass in the tunnel excavation region - case analysis

Abstract

Prediction of the deformations of the rock masses is very important element while designing tunnels located in urban areas. The paper presents the results of computer calculations of rock mass behavior in the hollow tunnel region. The change of state of stress and displacement occurred as a result of the excavation has been analyzed. The commercial ABAQUS program which uses the Finite Element Method was used for the calculations. Cases analysis was performed using the Coulomb-Mohr hypothesis and the transverse isotropy model. Based on results obtained, the charts of surface subsidence have been prepared and a state of stress and displacement in rock mass in the tunnel area has been analyzed.

Keywords: tunnel, ground surface settlement, finite-element menthod, 2D modelling, stress-strain state