# Analizy numeryczne tunelu ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii iniekcji strumieniowej

Mgr inż. Maciej Ochmański<sup>12</sup>, dr hab. inż. Joanna Bzówka<sup>1</sup>, prof. Pol. Śl., dr hab. inż. Giuseppe Modoni<sup>2</sup>, prof. USCLM <sup>1</sup>Politechnika Śląska w Gliwicach, Wydział Budownictwa

## <sup>2</sup>Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica

Utworzenie pustej przestrzeni w ośrodku gruntowym poprzez zastąpienie jego fragmentu walcową konstrukcją jest niewątpliwie głównym celem tunelowania. Podczas tego procesu znaczący wpływ na dystrybucję odkształceń i naprężeń, zarówno w ośrodku gruntowym, jak i w samych elementach konstrukcyjnych tunelu ma metodologia budowy. Koncepcję tę opisali Pichler i in. [18], którzy przedstawili redystrybucję naprężenia pomiędzy ośrodkiem gruntowym a elementami konstrukcyjnymi (np. obudowa tymczasowa tunelu) jako zależność pomiędzy konwergencja radialna a ciśnieniem podparcia. Typowym rozwiązaniem ograniczającym konwergencję przy budowie tunelu wykorzystując metodę konwencjonalną, jest podział czoła drążonego tunelu na mniejsze sekcje (ang. partial face excavation), instalacja obudowy tymczasowej ze zbrojonego betonu natryskowego, instalacja kotew gruntowych, aż po zastosowanie różnych metod wzmacniania ośrodka gruntowego (np. iniekcja strumieniowa).

Technologia iniekcji strumieniowej w ogólnym rozumieniu polega na utworzeniu kolumny scementowanego materiału poprzez wysokociśnieniowa iniekcję zaczynu cementowego do uprzednio utworzonego odwiertu w ośrodku gruntowym. W konwencjonalnej metodzie tunelowania technologia ta może być wykorzystana przed rozpoczęciem drążenia tunelu w celu utworzenia sklepienia wstępnego na jego teoretycznym obwodzie [6]. Taki zabieg prowadzi do usztywnionej reakcji ośrodka gruntowego, a w jej efekcie do zredukowania naprężenia w obudowie tunelu oraz konwergencji radialnej. Iniekcje można przeprowadzić zarówno z poziomu terenu [3], jak i z wnętrza tunelu [19]. Niewątpliwie bardziej popularną metodą, którą przedstawiono w niniejszym artykule, jest formowanie sklepienia wstępnego z częściowo zachodzących na siebie, w niewielkim stopniu odchylonych od poziomu, kolumn iniekcyjnych, wykonanych z wnętrza tunelu w odpowiednim rozstawie i czasie. Zaczynając od pozycji wyjściowej, budowa tunelu ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii iniekcji strumieniowej wymaga odpowiedniej sekwencji następujących po sobie faz budowy (rys. 1). Analizując przekrój podłużny, od prawej do lewej strony, można wyróżnić następujące fazy: zbrojenie czoła tunelu, wykonanie stożkowego sklepienia wstępnego przy użyciu iniekcji strumieniowej, urabianie gruntu, instalację obudowy tymczasowej ze zbrojonego betonu natryskowego oraz instalację obudowy docelowej.

Ze względu na różny kształt elementów konstrukcyjnych oraz fazy budowy, niewątpliwie zachodzi skomplikowany trójwymiarowy mechanizm podczas kolejnych faz budowy. Deformacje ośrodka gruntowego zmieniają się w przekroju podłużnym, a naprężenie jest przekazywane z jednego przekroju poprzecznego do kolejnego. Ponadto, scementowany materiał użyty do wykonania sklepienia wstępnego, obudowy tymczasowej, jak i docelowej, charakteryzuje się zmienną sztywnością oraz wytrzymałością związaną z przebiegającym procesem hydratacji.

Z powyższych względów analiza zachodzących mechanizmów powinna uwzględniać wszystkie istotne czynniki. Założenia do analizy powinny być przyjęte tam, gdzie jest to możliwe, opierając się na rzetelnych podstawach, a nie tylko w celu ułatwienia pracy projektantom. W przeciwnym przypadku projekt może być zbyt konserwatywny bądź może charakteryzować się niskim poziomem bezpieczeństwa. Pomimo wielu obecnie dostępnych narzędzi numerycznych tunele ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii iniekcji strumieniowej są nadal wymiarowane przy użyciu prostych, empirycznych zależności, co prowadzi do zbyt dużego przedziału niepewności. Aktualnie w literaturze można znaleźć tylko kilka przykładów analiz numerycznych, np. [4, 5, 18]. Jednakże wszystkie te analizy są oparte na dwuwymiarowych modelach wykorzystujących trudne do zweryfikowania założenia.

W celu przeanalizowania skomplikowanego mechanizmu zachodzącego podczas budowy tunelu przy wykorzystaniu wymienionej metodologii budowy oraz w celu określenia roli każdego z elementów konstrukcyjnych, określono stopień interakcji pomiędzy różnymi elementami konstrukcyjnymi a otaczającym ośrodkiem gruntowym, wykorzystując trójwymiarowy model



Rys. 1. Typowe fazy budowy tunelu ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii iniekcji strumieniowej





a) przekrój podłużny; b) przekrój poprzeczny, c) szczegółowy przekrój podłużny, d) fazy budowy tunelu na przykładzie jednego odcinka sklepienia wstępnego numeryczny. Duży nacisk położono na odtworzenie wszystkich faz budowy w odniesieniu do przedstawionego rzeczywistego przypadku oraz właściwości mechanicznych różnych materiałów zamodelowanych przy użyciu zaawansowanych modeli konstytutywnych.

#### STUDIUM PRZYPADKU

Analizowany tunel jest usytuowany na północnych przedmieściach Florencji wzdłuż linii kolejowej dużej prędkości [19]. Tunel przebiega 6,0 m pod fundamentami starej zabudowy mieszkalnej oraz drogi o dużym natężeniu ruchu (rys. 2). Ze względu na niewielką długość tunelu (około 50 m) oraz stratygrafię ośrodka gruntowego (naprzemienne warstwy żwiru piaszczystego oraz piasku pylastego) zdecydowano się na budowę tunelu przy wykorzystaniu technologii konwencjonalnej ze sklepieniem wstępnym wykonanym przy użyciu iniekcji strumieniowej. Tunel podzielono w kierunku zgodnym z jego osią na 7 odcinków o długości 6,40 m każdy. Urabianie gruntu było przeprowadzane dla całego czoła tunelu jednocześnie (ang. full face excavation) w celu uzyskania zbliżonego do kształtu koła przekroju poprzecznego o wysokości 11 m i szerokości 15 m. Stateczność czoła tunelu była zapewniona przez użycie 99 kotew z włókna szklanego o długości 24 m, wywierconych na sześciu współosiowych okręgach połączonych z ośrodkiem gruntowym przy użyciu iniekcji cementowej pod ciśnieniem 0,5 MPa (rys. 2b). Sklepienie wstępne wykonano przy wykorzystaniu iniekcji strumieniowej o strumieniu pojedynczym, formując 71 częściowo zachodzących na siebie kolumn o długości 13 m i średnicy 0,6 m. Specyficzny kształt sklepienia wstępnego podobny do połowy ściętego stożka uzyskano poprzez stosunkowo niewielką rozbieżność środka kolumn w stosunku do osi tunelu w celu uzyskania potrzebnej przestrzeni wymaganej do wykonania następnego odcinka sklepienia (patrz rys. 1). Iniekcję kolumn przeprowadzono w odpowiedniej sekwencji, zaczynając od ścian tunelu, aż po jego koronę z uwzględnieniem procesu hydratacji (utworzenie kolumny następowało po wcześniejszym stwardnieniu sąsiednich kolumn) [7]. Ze względu na fakt, że długość kolumn jest większa niż dwukrotna długość każdego odcinka sklepienia, w każdym z przekrojów poprzecznych występują dwa rzędy kolumn iniekcyjnych (rys. 2b). Bezpośrednio po zakończeniu urabiania gruntu przeprowadzanego w krokach o długości 1,0 m jest instalowana obudowa tymczasowa składająca się z zakrzywionych stalowych profilów IPN200 o rozstawie 0,75 m, zakrytych kolejno betonem natryskowym o grubości 0,30 m.

Na rys. 2d przedstawiono kolejne fazy budowy. Warto zauważyć, że każda z faz trwa tylko kilka dni, przy czym urabianie gruntu następuje niezwłocznie po zakończeniu iniekcji. Ze względu na napotkane opóźnienia, budowę tunelu zakończono po 6 miesiącach od rozpoczęcia prac (od stycznia do czerwca 2002 roku).

### MODEL NUMERYCZNY

Symulację analizowanej metody budowy tunelu przeprowadzono przy użyciu dwóch osobnych modeli numerycznych wykorzystujących metodę elementów skończonych [1]. Pierw-



Rys. 3. Trójwymiarowa siatka elementów skończonych modelu tunelu a) widok ogólny, b) widok szczegółowy na przekrój referencyjny

szy model wiernie odwzorowuje trójwymiarowy kształt tunelu (rys. 3), natomiast drugi ma na celu przeprowadzenie analiz dwuwymiarowych. Uwzględniając fakt, że celem niniejszego artykułu jest analiza metodologii przedstawionej metody budowy tunelu, w obydwu przypadkach pominięto obciążenie znajdujące się na powierzchni terenu oraz założono standardowe warunki brzegowe.

## Model trójwymiarowy

W modelu trójwymiarowym (rys. 3a) liczba sklepień wstępnych wynosi 15 w porównaniu do 6 dla rzeczywistego przypadku, w efekcie prowadząc do długości tunelu równej 90 m. Zmianę tę dokonano w celu ograniczenia wpływu warunków brzegowych w analizowanym przekroju pośrednim tunelu. Z tego samego względu wymiary przekroju poprzecznego bloku gruntu przyjęto jako kwadrat o boku 80 m i długości 180 m. Bardzo dokładną reprodukcję procesu instalacji kolumn iniekcyjnych uwzględniono w modelu, przyjmując taką samą sekwencję jak w powyższym przypadku oraz modelując każdą kolumnę jako osobny element konstrukcyjny, uwzględniając zmianę właściwości mechanicznych materiału na skutek przebiegu procesu hydratacji. Odtworzenie procesu instalacji kolumn osiągnięto poprzez redukcję wartości sztywności ośrodka gruntowego do zera oraz jednoczesny wzrost sztywności materiału scementowanego do wartości początkowej (≠ 0). Następnie wzrost sztywności uzależniono od przebiegu procesu hydratacji w czasie. Zbrojenie czoła tunelu zamodelowano zgodnie z geometrią przedstawioną na rys. 2b, modelując każdą kotwę jako jednowymiarowy element o zadanej sztywności.

W modelowaniu numerycznym wykorzystano symetrię tunelu oraz stosunkowo duże elementy skończone do całego modelu, z wyjątkiem sklepienia pośredniego (rys. 3b). Pomimo przyjętych uproszczeń, siatka elementów skończonych składa się z 700 tysięcy czworościennych elementów I rzędu o zmiennych wymiarach, rosnących od bliskiego sąsiedztwa elementów konstrukcyjnych tunelu do brzegów modelu, oraz 130 tysięcy sześciościennych elementów I rzędu. Razem z jednowymiarowymi elementami reprezentującymi kotwy w czole tunelu cały model składa się z 1,1 miliona stopni swobody (DOF). System równań nieliniowych rozwiązano przy użyciu metody Newtona, sprawdzając dla każdej iteracji konwergencje sił oraz momentów na ustalonym poziomie tolerancji wynoszącym 5.10-3. W celu skrócenia czasu obliczeń przy rozwiązywaniu równań metoda Newtona wykorzystano dodatkowo algorytm liniowy wprowadzony przez Nocedala i Wrighta [15].

Obliczenia przeprowadzono przy użyciu jednego węzła obliczeniowego serwera ZEUS GPGPU wchodzącego w skład infrastruktury PL-GRID. Wykorzystując węzeł obliczeniowy składający się z 12 rdzeni Intel, 96 GB pamięci oraz 8 kart GPG-PU, czas potrzebny do wykonania obliczenia wynosił od 48 do 96 godzin w zależności od użytego modelu konstytutywnego. Pomimo małej liczby DOF dla takiej konfiguracji jednostki obliczeniowej, długi czas obliczenia jest podyktowany podziałem zadania na rdzenie CPU oraz GPGPU dla każdego z 150 kroków obliczeniowych.

#### Model dwuwymiarowy

Model 2D utworzono, odwzorowując fazy budowy dla poprzecznego przekroju pośredniego tunelu. Proces instalacji dwóch koncentrycznych sklepień wstępnych (zewnętrznych odpowiadających odcinkowi poprzedniego sklepienia oraz wewnętrznych w celu zabezpieczenia aktualnego odcinka, w którym jest drążony tunel) uwzględniono w ten sam sposób, co w przypadku modelu trójwymiarowego, uwzględniając upływ czasu. W celu uwzględnienia trójwymiarowego wpływu budowy tunelu, symulację jego drążenia (urabiania gruntu) przeprowadzono, wykorzystując metodę redukcji obciążeń [16]. W metodzie tej aktualna wartość siły w węźle p znajdującym się na obwodzie tunelu jest wyrażona jako funkcja wartości początkowej  $p_z$ :

$$p = p_r \cdot (1 - \beta) \tag{1}$$

gdzie wartości współczynnika " $\beta$ " dobrano tak, aby uzyskać największą zgodność sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych z wartościami uzyskanymi z modelu trójwymiarowego.

#### Modele konstytutywne

Analizy numeryczne przeprowadzono przy użyciu dwóch modeli konstytutywnych opisujących ośrodek gruntowy. Rozkład naprężeń pierwotnych wyznaczono zakładając, że ciężar objętościowy ośrodka gruntowego jest równy  $\gamma = 18,2$  kN/m<sup>3</sup>, a współczynnik parcia spoczynkowego gruntu jest równy

Hypoplastyczność [23]						Koncepcja odkształceń międzyziarnowych [14]						
φ' <sub>c</sub>	h <sub>s</sub>	Ν	e <sub>d0</sub>	<i>e</i> <sub>c0</sub>	<i>e</i> <sub>i0</sub>	α	β	m <sub>R</sub>	m <sub>T</sub>	R	β <sub>r</sub>	χ
[°]	[GPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
33	1,5	0,28	0,55	0,95	1,05	0,25	1,5	5	2	1.10-4	0,5	6

 $K_0 = 0,455$ . Przeanalizowano proces budowy tunelu, wykorzystując liniowo-sprężysty, idealnie-plastyczny model z powierzchnią uplastycznienia Coulomba-Mohra oraz model hypoplastyczny z koncepcją odkształceń międzyziarnowych (ISC) w celu uwzględnienia zwiększonej sztywności w zakresie małych odkształceń [14].

W modelu Coulomba-Mohra w celu uwzględnienia zmiany sztywności ośrodka gruntowego wraz z głębokością wprowadzono zależność modułu sprężystości od efektywnego naprężenia średniego.

Modele hypoplastyczne można opisać za pomocą pojedynczego nieliniowego równania tensorowego, otrzymując przyrost naprężenia (ang. *stress rate*), jako funkcję prędkości rozciągania (ang. *stretching rate*) D:

$$\dot{T} = \Lambda \cdot D + N \cdot \left\| D \right\| \tag{2}$$

Wzór (2) gwarantuje, że odpowiedź ośrodka gruntowego jest nieodwracalna  $(T(-D) \neq -T(D))$  bez wprowadzania klasycznego podziału na odkształcenia sprężyste i plastyczne, typowe dla modeli sprężysto-plastycznych. Implementacja przedstawionego modelu w języku FORTRAN [20] jest bezpłatnie dostępna na stronie projektu SOILMODELS (www.soilmodels.info). Biorac pod uwagę ogólny charakter przeprowadzanych analiz oraz brak wystarczających wyników z badań laboratoryjnych ośrodka gruntowego w celu kalibracji modeli konstytutywnych, podjęto decyzję o przeprowadzeniu analiz numerycznych, wykorzystując grunt referencyjny, dla którego wszystkie parametry materiałowe są znane. Parametry modelu hypoplastycznego [8] piasku Hochstetten użyte w analizach przedstawiono w tabl. 1. Parametry modelu Coulomba-Mohra (tabl. 2) uzyskano dzięki kalibracji modelu na podstawie wyników uzyskanych z modelu hypoplastycznego (rys. 4).

Wykorzystując przedstawione modele konstytutywne opisujące ośrodek gruntowy, przeprowadzono trzy symulacje badań w aparacie trójosiowego ściskania przy ciśnieniu okólnym równym 50, 100 i 200 kPa. Wyniki symulacji (rys. 4) przedstawiają różną charakterystykę użytych modeli. Warto podkreślić, że jednym z efektów zastosowania koncepcji odkształceń międzyziarnowych w modelu hypoplastycznym jest wzmocnienie nieliniowości w zakresie małych odkształceń, co jest zgodne z wynikami badań laboratoryjnych niespoistych gruntów gruboziarnistych (np. [12]).

Właściwości mechaniczne materiałów scementowanych do sklepienia wstępnego, obudowy tymczasowej i docelowej tunelu opisano za pomocą liniowo-sprężystego, idealnie-plastycznego modelu konstytutywnego. Mechanizm zniszczenia torkretu (sklepienie wstępne) oraz betonu (obudowa docelowa tunelu) uwzględniono przez zastosowanie zmodyfikowanej powierzchni uplastycznienia Lublinera i in. [10] Lee & Fenves [9] w celu uwzględnienia różnej wytrzymałości podczas ściskania i rozcią-

Tabl. 2. Parametry modelu Coulomba-Mohra

Coulomb-Mohr								
Ε	v c'		φ′	Ψ				
[MPa]	[-]	[kPa]	[°]	[°]				
$1+1.2 \cdot (\sigma_{h}^{*})^{0,6}$	0,3	15	40	10				



Rys. 4. Wyniki symulacji badania trójosiowego ściskania ( $p_c = 50, 100, 200$  kPa) do różnych modeli konstytutywnych

gania. W powyższym modelu zastosowano niestowarzyszone prawo płynięcia. Zależność między wytrzymałością na ściskanie  $f_{cu}$  i rozciąganie  $f_{u}$  uwzględniono na podstawie [13]:

$$f_{tu} = 0,30 \cdot f_{cu}^{0.67} \tag{3}$$

Model Coulomba-Mohra ze stowarzyszonym prawem płynięcia użyto w celu opisania materiału *jet grouting*, co w znaczącym stopniu pozytywnie wpłynęło na konwergencję podczas przeprowadzania obliczeń. Dodatkowo, w celu uwzględnienia ograniczonej wytrzymałości na rozciąganie modelowanego materiału [22] zastosowano odcięcie naprężeń rozciągających (ang.

Tabl. 3. Parametry materiałów scementowanych

Materiał	Model	φ	$c^{28}$	$f_{t}^{28}$	$E^{28}$	β	γ	ν
Jet-grouting	Coulomb-Mohr	[°]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[-]	[-]	[-]
		36	1,5	0,8	5	1,33	-1,9	0,3
Torkret, beton	Lubliner i in. [10]	0] –	$f_{c}^{28}$	$f_{t}^{28}$	$E^{28}$	β	γ	ν
			25	2,5	25	1,08	-0,92	0,3



Rys. 5. Rozkład w czasie właściwości scementowanych materiałów

tension cut-off). Kąt tarcia wewnętrznego tworzywa cementowo-gruntowego przyjęto jako stały podczas procesu hydratacji, natomiast wzór (4) [24], opisujący zmienność parametrów w zależności od czasu, użyto do opisania spójności, wytrzymałości na ściskanie oraz modułu sprężystości. Podobną zależność użyto do opisu wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie oraz modułu sprężystości torkretu oraz betonu obudowy docelowej:

$$\alpha = \alpha^{28} \cdot \beta \cdot e^{\gamma/t} \tag{4}$$

gdzie:

- t czas wyrażony w dniach,
- $\alpha$  parametr materiałowy dla czasu *t*,
- $\alpha^{\scriptscriptstyle 28}$  parametr materiałowy dla 28. dnia,

 $\beta$ ,  $\gamma$ - stałe materiałowe.

Listę wszystkich parametrów materiałowych różnych scementowanych materiałów przedstawiono w tabl. 3, a zależność parametrów tworzywa cementowo-gruntowego od czasu przedstawiono na rys. 5. W celu porównania zaobserwowany przez Arroyo i in. [2] zakres wartości parametrów materiałowych tworzywa gruntowo-cementowego oraz torkretu przez Thomasa [21] przedstawiono na rys. 5 przez odpowiednio zacieniowane powierzchnie.

## **REZULTATY ANALIZ NUMERYCZNYCH**

Podczas projektowania tuneli jedno z głównych wymagań, jakie należy spełnić, to zapewnienie stateczności elementów konstrukcyjnych oraz ograniczenie osiadania powierzchni terenu. Przedstawione wyniki obliczeń do przekroju poprzecznego (referencyjnego) tunelu koncentrują się na tych dwóch aspektach.

Mair i Tailor [11] zauważyli, że główny mechanizm odkształceń wywołany przez tunelowanie charakteryzuje się wybrzuszeniem czoła tunelu do jego wnętrza oraz zmniejszeniem przekroju poprzecznego tunelu. Deformacje te są wywołane przez zmianę naprężenia w otaczającym ośrodku gruntowym oraz przez kompresję obudowy tunelu. Opisane efekty przedstawiono w dwóch różnych modelach konstytutywnych przez wektory przemieszczeń uzyskane po fazie symulującej proces urobku gruntu w pobliżu czoła tunelu (rys. 6). Dystrybucja przemieszczeń uzyskana z modelu wykorzystującego hypoplastyczny model konstytutywny (rys. 6a) wyraźnie pokazuje trójwymiarowy charakter opisywanego zjawiska. W wyniku budowy tunelu następuje relaksacja naprężenia w otaczającym ośrodku gruntowym, a wektory przemieszczeń z wszystkich kierunków są skierowane do środka pustki. Jako konsekwencja odciążenia następuje wybrzuszenie czoła tunelu, które propaguje na przód oraz powyżej, aż po powierzchnię terenu, co można zaobserwować przez jej osiadanie.



Rys. 6. Przemieszczenia ośrodka gruntowego w modelu hypoplastycznym + ISC (a) oraz modelu Coulomba-Mohra (b)

Dystrybucja przemieszczeń uzyskana z modelu numerycznego z wykorzystaniem modelu Coulomba-Mohra jest zupełnie inna (rys. 6b). W tym przypadku można zaobserwować znaczne wypiętrzenie dna tunelu wywołane odciążeniem przez dezaktywację elementów odpowiadających ośrodkowi gruntowemu. Mechanizm ten jest dominujący w stosunku do innych mechanizmów i całkowicie maskuje konwergencję tunelu oraz wybrzuszenie jego czoła. Można zauważyć, że deformacje te dochodzą aż do powierzchni terenu.

#### Osiadania na powierzchni terenu

Profile osiadania powierzchni terenu uzyskane z przeprowadzonych analiz numerycznych są porównywane z wartościami uzyskanymi w wyniku monitoringu geotechnicznego podczas budowy tunelu [19]. Wartości osiadań powierzchni terenu uzyskane z końca budowy tunelu w trzech punktach w przekroju pośrednim są użyte jako punkty odniesienia. Wartość maksymalną równą 28 mm zarejestrowano nad osią tunelu, natomiast wartości 12 i 19 mm po obu stronach osi tunelu. Uwzględniając fakt, że modele konstytutywne skalibrowano dla gruntu referencyjnego, a nie dla rzeczywistego, porównanie pomiędzy danymi z monitoringu a danymi z analiz numerycznych otrzymano poprzez przeskalowanie profilów przez odpowiadającą im maksymalną wartość osiadań oraz analizę kształtu profilów. Dane z monitoringu osiadań powierzchni terenu posłużyły do dopasowania empirycznej krzywej Gaussa wyrażonej następującym wzorem:

gdzie:

 $w, w_{axis}$  – osiadania powierzchni,

r – odległość od osi tunelu,

*i* – parametr kształtu krzywej.

Warto zwrócić uwagę na to, że krzywa Gaussa z parametrem i = 9,0 m odpowiada zaleceniom przedstawionym przez Pecka [17] do tuneli wybudowanych w gruntach piaszczystych. Przedstawione porównanie profilów osiadań na rys. 7 pokazuje, że użycie modelu Coulomba-Mohra prowadzi do uzyskania niewiarygodnych wyników, natomiast krzywe uzyskane z modelu

 $\frac{w}{w_{\text{excl}}} = \exp\left(-\frac{r^2}{2 \cdot i^2}\right)$ 

(5)





dwu i trójwymiarowego przy użyciu modelu hypoplastycznego z ISC oraz krzywa empiryczna Gaussa charakteryzują się zadowalającym poziomem wiarygodności.

## Siły wewnętrzne w elementach konstrukcyjnych

Siły wewnętrzne w sklepieniu wstępnym, obudowie tymczasowej oraz docelowej tunelu, wyznaczone w referencyjnym przekroju poprzecznym dla różnych modeli (2D + hypoplastyczność + ISC, 3D + Coulomb-Mohr, 3D + hypoplastyczność, 3D + hypoplastyczność + ISC) są przedstawione na rys. 8. Wartości przedstawione na każdym wykresie odczytywane prostopadle do osi elementu konstrukcyjnego (linia kreska-kropka) są



Rys. 8. Rozkład sił wewnętrznych w sklepieniu wstępnym, tymczasowej oraz docelowej obudowie tunelu

przedstawione w jednakowej skali w celu umożliwienia dokonania bezpośredniego porównania pomiędzy różnymi wykresami.

Zaczynając analizę sił wewnętrznych od najbardziej zaawansowanego modelu numerycznego (3D + hypoplastyczność + ISC), można zauważyć, że sklepienie wstępne przejmuje największą wartość obciążeń od ośrodka gruntowego, generując w konstrukcji głównie naprężenie ściskające o względnie stałym rozkładzie.

W odniesieniu do momentów zginających można zauważyć, że we wszystkich trzech elementach konstrukcyjnych ich wartości są bardzo ograniczone, co jest podyktowane swoistym kształtem tunelu, który absorbuje obciążenia zewnętrzne, co w efekcie prowadzi głównie do wytworzenia naprężeń ściskających.

Następnie warto przyjrzeć się wynikom otrzymanym z modelu numerycznego przy wykorzystaniu modelu Coulomba--Mohra. Nie różnią się one w znaczący sposób od modelu wykorzystującego hypoplastyczność. Jedyną różnicę można zaobserwować w obudowie docelowej w dolnej części konstrukcji, zarówno w przypadku sił normalnych, jak i momentów zginających. Różnica ta jest wywołana przez wypiętrzenie dna tunelu wynikającego z prostoty użytego modelu konstytutywnego.

## PODSUMOWANIE

Aktywowane mechanizmy wywołane budową płytkiego tunelu ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii iniekcji strumieniowej są niewątpliwie skomplikowane.

W celu ograniczenia liczby założeń oraz wiernego odtworzenia wpływu różnych czynników na budowę tunelu utworzono, na podstawie tunelu wybudowanego w gruntach niespoistych, w którym wszystkie fazy budowy były rzetelnie rejestrowane, trójwymiarowy model numeryczny wykorzystujący metodę elementów skończonych.

Przeprowadzone analizy wykazały pozytywny wpływ sklepienia wstępnego wykonanego w technologii iniekcji strumieniowej na budowę tunelu przy możliwie ograniczonym wpływie na otoczenie. Otrzymane z analiz numerycznych wartości osiadań powierzchni terenu są zgodne z wartościami osiadań wyznaczonymi z wzoru empirycznego.

Najbardziej praktycznym wnioskiem jest to, że siły wewnętrzne w sklepieniu wstępnym oraz obudowie tymczasowej uzyskane z wykorzystaniem modelu Coulomba-Mohra są zgodne z wartościami otrzymanymi przy zastosowaniu bardziej zaawansowanego modelu hypoplastycznego. Analogicznie, porównywalną dystrybucję sił wewnętrznych można uzyskać za pomocą znacznie prostszego modelu dwuwymiarowego. Mimo to istnieje znaczna różnica przy obliczaniu osiadań powierzchni terenu z wykorzystaniem dwu i trójwymiarowego modelu. Przeprowadzone analizy wskazują na to, że odkształcenia ośrodka gruntowego są w znacznej mierze uzależnione od sposobu modelowania faz budowy konstrukcji. Analiza porównawcza różnych modeli konstytutywnych wykazała, że model Coulomba-Mohra jest niewiarygodny przy analizie odkształceń ze względu na niezdolność zróżnicowania zachowania ośrodka gruntowego podczas obciążenia pierwotnego, odciążenia oraz ponownego obciążenia.

#### LITERATURA

1. ABAQUS (2013) ABAQUS Documentation. Dassault Systèmes, Providence, RI, USA.

2. Arroyo M., Gens A., Alonso E., Modoni G., Croce P.: Informes Sobre Tratamientos de Jet Grouting. ADIF LAV Madrid-Barcelona-Francia, Tramo Torrasa-Sants. Report of the Universidad Politecnicha de Catalunya, 2007, (in Spanish).

3. Arroyo M., Gens A., Croce P., Modoni G.: Design of jet-grouting for tunnel waterproofing. Proc. of the 7th Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, TC28 IS Rome, Viggiani ed., Taylor & Francis Group London, 16-18 May 2011, 181-188.

4. Barla M., Bzówka J.: Comparing Numerical Alternatives to Model Jet Grouting in Tunnels. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, vol. 18, 2013, 2997-3008.

5. Coulter S., Martin C. D.: Ground Deformations Above a Large Shallow Tunnel Excavated Using Jet Grouting. Proc. ISRM Regional Symposium EU-ROCK 2004 and 53rd Geomechanics Colloquy. Edited by W. Schubert, VGE, Essen 2004, 155-160.

6. Croce P., Modoni G., Russo G.: Jet grouting performance in tunnelling. Proceedings of the Conference Geo-Support 2004, Orlando (Florida), September 2003: 910-922.

7. Croce P., Flora A., Modoni G.: Jet Grouting. Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida, 2014.

8. Herle I., Gudehus G.: Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. [W:] Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 4 (5), 1999, 461-486.

9. Lee J., Fenves G. L.: A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, 1998, 937-956.

10. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E.: A plastic-damage model for concrete, International Journal of Solids and Structures, vol. 25, no. 3, 1989, 299-326.

11. Mair R. J., Taylor R. N.: Bored tunnelling in the urban environment, Proc. of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Rotterdam, 1997, 2353-2385.

12. Modoni G., Koseki J., Anh Dan L. Q.: Cyclic stress strain response of compacted gravel. Géotechnique – Thomas Telford, 61(6): 2011, 473-485.

13. Neville A. M.: Properties of concrete, Pearson Education, Addison-Wesley Longman, Limited, 1995.

14. Niemunis A., Herle I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range, Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, vol. 2, 1997, 279-299.

15. Nocedal J., Wright S. J.: Numerical Optimization, Springer Series in Operations Research, 1999.

16. Panet M., Guenot A.: Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Proc. of the International Symposium Tunnelling, (IST'82), The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1982, 197-204.

17. Peck, R. B.: Deep excavations and tunnelling in soft ground. State of the art report. Proc. of the VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., Mexico city, State of the art volume, 1969, 225-290.

18. Pichler C., Lackner R., Martak L., Mang H. A.: Optimization of jetgrouted support in NATM tunnelling. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics vol. 28 issue 7-8 June-July 2004, 781-796. 19. Russo G., Modoni G.: Monitoring results of a tunnel excavation in urban area. Proc. of the 5th International Symposium of the Technical Committee TC28: Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam, Netherlands, June 15-17 2005, 751-756.

20. Tamagnini C., Sellari E., Maŝin D., von Wolffersdorff P. A.: Basic hypoplastic model and small strain implementation. www.soilmodels.info, 2009.

21. Thomas A.: Sprayed concrete lined tunnels. Taylor & Francis Group (London and New York), 2009.

22. van der Stoel A. E. C. Grouting for Pile Foundation Improvement. PhD thesis, Delft University Press, 2001.

23. von Wolffersdorff P. A.: A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, vol. 1, 1996, 251-271.

24. Weber J. W.: Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und der Entwicklung des E-Moduls von Beton. Betonwerk und Fertigteiltechnik 12, 1979, 753-756 (in German).

PODZIĘKOWANIE: Analizy numeryczne przeprowadzono przy finansowym wsparciu projektu DoktoRIS, współfinansowanym przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego. Część obliczeń numerycznych przeprowadzono przy wykorzystaniu węzła obliczeniowego wchodzącego w skład infrastruktury PL-GRID.