Zautomatyzowany model numeryczny służący do kontroli procesu drążeniu tunelu tarczą EPB

Dr inż. Maciej Ochmański, dr hab. inż. Joanna Bzówka – Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa Dr hab. inż. Giuseppe Modoni, prof. nadzw. UCSL – Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica

Zmechanizowane tarcze drążące (ang. *Tunnel Boring Machines* – TBM) zyskały na popularności w ostatnich kilkudziesięciu latach dzięki intensywnemu rozwojowi technologii, który umożliwił skuteczne drążenie tuneli w różnych warunkach hydrogeologicznych [19]. Ogólny sposób działania tarcz drążących polega na przemieszczaniu maszyny TBM za pomocą zestawu siłowników hydraulicznych rozpartych o uprzednio zainstalowaną segmentową obudowę tunelu.

Proces drążenia tunelu można przedstawić jako sekwencję dwóch naprzemiennych kroków. Pierwszy krok polega na urabianiu ośrodka gruntowego lub skalnego przy wykorzystaniu obrotowej głowicy tnącej zamontowanej w przedniej części tarczy. W drugim kroku instalowana jest segmentowa obudowa tunelu. Ponadto istnieje wiele procesów pomocniczych, których zastosowanie jest związane z warunkami gruntowo-wodnymi bądź specyficznymi wymaganiami środowiskowymi.

W tarczy wyrównanych ciśnień gruntowych (ang. *Earth Pressure Balance* – EPB) podparcie przodka jest zapewnione dzięki urobkowi znajdującemu się w komorze roboczej bezpośrednio za głowicą tnącą. Ciśnienie podparcia jest kontrolowane przez prędkość obrotową przenośnika ślimakowego, który odpowiada również za usuwanie materiału z wnętrza komory roboczej. Charakterystyczny kształt tarczy TBM w formie ściętego stożka, nieznacznie zwężającego się w kierunku tyłu tarczy, powoduje powstawanie pustej przestrzeni w ogonie tarczy pomiędzy obudową tunelu a otaczającym gruntem. Aby skompensować odprężenie w otaczającym ośrodku wywołanym zaciskaniem się utworzonego wyrobiska, w części ogonowej tarczy wykonywana jest iniekcja, aby całkowicie wypełnić powstałą pustkę.

Proces drążenia tunelu jest kontrolowany przy wykorzystaniu zaawansowanego systemu monitorującego. Negatywne skutki powstałe podczas drążenia są minimalizowane przez optymalizację parametrów technologicznych, realizowaną tzw. metodą obserwacyjną. Ze względu na dużą zmienność właściwości podłoża gruntowego oraz znaczne ryzyko związane z procesem tunelowania wynikające z błędnie przyjętych parametrów technologicznych (np. zniszczenie podczas drążenia metra w Porto spowodowane znacznym wzrostem objętości urabianego gruntu [42]) niezbędny jest monitoring geotechniczny do zapewnienia bezpieczeństwa pracowników, stateczności konstrukcji tunelu oraz pobliskich obiektów. Niemniej jednak uważa się, że istnieje możliwość zwiększenia precyzji kontroli parametrów technologicznych i zminimalizowania tym samym ryzyka związanego z drążeniem tuneli. Cel ten można osiągnąć przez wykorzystanie wszechstronnego podejścia obliczeniowego, które realistycznie odwzorowuje interakcję między różnymi elementami, co umożliwia ilościowe szacowanie zależności pomiędzy parametrami technologicznymi a wywołanymi przez nie efektami.

Wraz ze wzrostem wydajności jednostek obliczeniowych (np. obliczanie równoległe, [1]), dostępne obecnie oprogra-

mowanie służące do analiz numerycznych daje możliwość dokładniejszego opisu odpowiedzi podłoża gruntowego jako wielofazowego ośrodka poddanego działaniu różnym warunkom brzegowym. Jako przykład obliczeń koncentrujących się na efektach technologicznych tunelowania można przytoczyć prace [31], która przedstawia analizę tunelu NATM ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii iniekcji strumieniowej. Z kolei prace [10, 20] dotyczą analiz tuneli drążonych tarczami zmechanizowanymi. Warto również wspomnieć o rozwijanym od ostatniej dekady projekcie badawczym EKATE (ang. Enhanced Kratos for Advanced Tunneling Engineering) [17], którego celem jest systematyczna analiza procesu drażenia tunelu tarczą zmechanizowaną. Wspólną cechą tych badań jest podjęcie próby wyjaśnienia efektów powstałych podczas drażenia tuneli na bazie racjonalnych teoretycznych podstaw i doprowadzenie do zastąpienia obecnie stosowanych w projektowaniu subiektywnych założeń podejściami bardziej realistycznymi.

Model numeryczny EKATE w odróżnieniu od modelu wprowadzonego przez [10], w których definicja straty objętości oparta jest na wymuszonych przemieszczeniach radialnych węzłów znajdujących się na powierzchni powstałej pustki o z góry założonej wartości, ma na celu odtworzenie głównych czynników odpowiedzialnych za straty objętości. Jednocześnie dokładniejsza symulacja procesu tunelowania pozwala na obserwację złożonych mechanizmów zachodzących między obudową tunelu a ośrodkiem gruntowym. W rzeczywistości nawet najbardziej zaawansowane systemy monitorowania nie są w stanie wyjaśnić zachodzących mechanizmów z wystarczająco dużą dokładnością oraz kompletnością.

W artykule przedstawiono próbę realistycznego odzwierciedlenia pracy tarczy zmechanizowanej wraz z procesami pomocniczymi, wpływu obudowy tunelu oraz odpowiedzi mechanicznej ośrodka gruntowego. Ponadto, wprowadzono autorskie podejście obliczeniowe oparte na zautomatyzowanej implementacji modelu numerycznego. Umożliwia ono natychmiastowa identyfikację efektów technologicznych i prowadzi proces budowy tunelu w kierunku bardziej bezpiecznych oraz niezawodnych rozwiązań. Parametry opisujące geometrię oraz właściwości mechaniczne modelu stanowią podstawę do automatycznego przeprowadzania obliczeń, w tym analiz parametrycznych przez skrypt napisany w języku programowania Python[™] [33]. Główna zaleta proponowanego podejścia obliczeniowego jest możliwość szybkiego porównania rozwiązań o solidnych podstawach teoretycznych w celu optymalizacji parametrów technologicznych charakteryzujących proces drążenia.

ZAUTOMATYZOWANY MODEL NUMERYCZNY

Do zbudowania trójwymiarowego modelu numerycznego wykorzystano komercyjne oprogramowanie ABAQUS [16]



Rys. 1. Schemat budowy skryptu dla zautomatyzowanego modelu obliczeniowego

oparte na metodzie elementów skończonych. Analizy numeryczne są kontrolowane przez skrypt zaimplementowany z wykorzystaniem języka Python[™] (rys. 1). Zadaniem skryptu jest budowa modelu obliczeniowego oparta na założonych parametrach wejściowych, przeprowadzenie obliczeń numerycznych oraz przedstawianie wyników. Parametry modelu obliczeniowego dotyczące wymiarów różnych elementów tunelu, uwarstwienie podłoża gruntowego, modele konstytutywne, warunki brzegowe oraz zagęszczenie siatki MES sparametryzowano tak, aby użytkownik mógł je dowolnie zmieniać. Z drugiej strony, parametry definiujace proces obliczeń numerycznych, takie jak typ, wymiary oraz liczba węzłów elementów skończonych, przyjęto wstępnie jako optymalne. Po zakończeniu obliczeń, wyniki są przedstawiane w formie wcześniej zdefiniowanych wykresów profili przemieszczeń wokół tunelu, rozkładu osiadania powierzchni terenu oraz sił wewnętrznych w obudowie tunelu.

Stosunkowo proste przyporządkowanie parametrów wejściowych, wspomagane przez kilka wstępnie zdefiniowanych opcji daje możliwość przeprowadzenia analiz parametrycznych. Niewątpliwą zaletą tego modelu jest prostota obsługi, która pozwala użytkownikowi nieobeznanemu ze skomplikowanym oprogramowaniem na przeprowadzenie złożonych analiz, dobrze odwzorowujących rzeczywistość.

Do przetworzenia dużej liczby danych, generowanych w wyniku prowadzonych analiz numerycznych wymagane są wydajne jednostki obliczeniowe wyposażone w dużą ilość pamięci operacyjnej. Analizy przeprowadzono na jednym węźle obliczeniowym polskiej infrastruktury gridowej PL-GRID [18] (dwa procesory Intel[®] Xeon[®] X5670, 72 GB pamięci oraz dwa procesory graficzne NVIDIA Tesla M2050 GPU).



Rys. 2. Przykład dwóch możliwych konfiguracji geometrycznych modelu MES wygenerowanych za pomocą skryptu Pythona

Charakterystyka geometryczna modelu

Utworzony skrypt, dzięki kilku komendom, daje możliwość odtworzenia wielu możliwych scenariuszy różniących się kształtem powierzchni terenu, uwarstwieniem podłoża gruntowego, wymiarami i lokalizacją tunelu oraz kierunkiem drążenia. Przykład dwóch możliwych konfiguracji geometrycznych modelu zamieszczono na rys. 2, na którym przedstawiono (rys. 2a) najprostszy przypadek symetrycznego, poziomo drążonego tunelu w poziomo uwarstwionym podłożu gruntowym. Drugi przykład (rys. 2b) odnosi się do sytuacji, w której oś tunelu jest nachylona, a powierzchnia terenu wraz z układem warstw podłoża gruntowego jest nieregularna. W obu przypadkach odległości do brzegów modelu przyjeto tak, aby miały marginalny wpływ na wyniki obliczeń. Zgodnie z zaleceniami Gunna [13], szerokość oraz wysokość przekroju poprzecznego bloku gruntu ustalono jako równe odpowiednio $3 \cdot z_0$ i $5 \cdot z_0$, gdzie z_0 to głębokość od powierzchni terenu do osi tunelu. W zależności od skomplikowania geometrii modelu, siatka elementów skończonych bloku gruntu może być zbudowana z 8-węzłowych sześcianów I rzędu (rys. 2a) lub z 10-wezłowych czworościanów II rzędu (rys. 2b). W obydwu modelach wykorzystano w pełni zintegrowane elementy opisujące zależność naprężenie-odkształcenie oraz ciśnienie wody w porach gruntu. Wymiary elementów skończonych ustalono, biorąc pod uwagę, że w pobliżu tunelu występują duże zmiany w poziomie naprężenia i odkształcenia. Siatkę elementów skończonych podzielono na kilka stref o stopniowo zwiększających się wymiarach elementów od obszaru zlokalizowanego w pobliżu tunelu aż do granic modelu. Dodatkowo siatkę zagęszczono w obszarze pośredniego przekroju poprzecznego, stanowiacego reprezentatywną część tunelu, z której odczytano, a następnie zinterpretowano wyniki analiz.

Podłoże gruntowe

Nieliniowa i nieodwracalna odpowiedź ośrodka gruntowego, zależna od historii stanu naprężenia, odgrywa istotną rolę w mechanizmach współpracy podłoża gruntowego z tarczą maszyny TBM oraz obudową tunelu. Duże znaczenie ma prawidłowe określenie stanu początkowego naprężeń oraz ciśnień wody w porach gruntu. Początkowy rozkład ciśnienia wody w porach gruntu określono przez analize filtracji przy założeniu wysokości hydraulicznych na brzegach modelu oraz współczynników wodoprzepuszczalności dla każdej z warstw. Obliczenie początkowego stanu naprężeń efektywnych jest stosunkowo proste w przypadku poziomo zalegających warstw podłoża. Naprężenia efektywne można określić przez wyznaczenie składowych za pomocą procedury K_0 [26]. W przypadku gdy warstwy podłoża zalegają w inny sposób, procedura K_0 jest zastępowana przez podejście polegające na wyznaczeniu stosunku naprężeń poziomych do pionowych, wprost z macierzy sztywności, tak aby był zapewniony stan równowagi z założonymi warunkami brzegowymi. Zależność napreżenie - odkształcenie ośrodka gruntowego opisano przy wykorzystaniu dwóch hypoplastycznych modeli konstytutywnych, zaproponowanych odpowiednio przez von Wolffersdorffa [43] dla gruntów gruboziarnistych oraz przez Mašína [25] dla gruntów drobnoziarnistych. Ogólna postać równania tensorowego modeli hypoplastycznych przyjmuje następującą postać [21]:

$$\dot{T} = \Lambda \cdot D + N \left\| D \right\| \tag{1}$$

gdzie: \dot{T} – tensor naprężeń drugiego rzędu,

D – prędkość odkształceń $||D|| = \sqrt{tr(D^2)}$,

 Λ iN-odpowiednio liniowy i nieliniowy operator zależny od aktualnego stanu naprężenia.

W celu rozszerzenia podstawowych definicji obydwu modeli, a tym samym zwiększenia ich możliwości do wiernego odwzorowania odpowiedzi ośrodka gruntowego, wprowadzono tzw. koncepcję odkształceń międzyziarnowych (ang. Intergranular Strain Concept - ISC) [29]. Rozszerzenie to daje możliwość odtworzenia zwiększonej sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń, historii obciążenia oraz kilku innych istotnych aspektów. Ze względu na fakt, że podstawowy model hypoplastyczny dla materiałów gruboziarnistych wymaga zdefiniowania ośmiu parametrów materiałowych, a rozszerzenie ISC wymaga znajomości kolejnych pięciu parametrów, należy łącznie określić trzynaście parametrów. W celu skalibrowania modelu hypoplastycznego dla gruntów drobnoziarnistych należy określić dwanaście parametrów materiałowych, z których sześć jest wymaganych dla podstawowej definicji modelu, a kolejnych sześć dla rozszerzenia ISC. Implementacja przedstawionych modeli hypoplastycznych [12] sporządzona w języku FORTRAN jest dostępna bezpłatnie na stronie internetowej projektu SOILMODELS [37].

Tarcza EPB

Tarcza drążąca maszyny EPB, składająca się zwykle z części przedniej, środkowej oraz tylnej (rys. 3) charakteryzuje się stożkowym kształtem zwężającym się ku tyłowi. Ten szczególny kształt podyktowany jest potrzebą zmniejszenia tarcia podczas drążenia na styku jej zewnętrznej powierzchni z otaczającym gruntem oraz poprawy zdolności do manewrowania maszyny wzdłuż odcinków krzywoliniowych. Wychodząc z założenia, że ten specyficzny kształt tarczy zmechanizowanej jest odpowiedzialny za znaczną zmianę stanu naprężenia wokół wyrobiska, można sformułować wniosek, że efekty wywołane procesem tunelowania powinny być analizowane z dużą dokładnością.

Model stożkowatej tarczy EPB przedstawiono na rys. 3. Ciężar własny tarczy uwzględniono jako obciążenie równomiernie rozłożone na wewnetrznej powierzchni tarczy, stanowiace sume ciężaru wszystkich poszczególnych elementów (np. głowicy tnącej, silników elektrycznych, siłowników hydraulicznych oraz stalowej grodzi oddzielającej wnętrze maszyny od komory roboczej). Odkształcenia stalowego płaszcza tarczy zależą od jego grubości oraz właściwości stali, której charakterystykę opisano liniowo-sprężystym modelem o module Younga E równym 200 GPa oraz współczynniku Poissona v równym 0,3. Siatkę MES tarczy utworzono przy wykorzystaniu siedmiuset prostokątnych, 8-węzłowych w pełni zintegrowanych sześciennych elementów. Wzajemne oddziaływanie płaszcza tarczy i otaczającego gruntu opisano w kierunku normalnym tzw. "modelem sztywnym", co oznacza, że na krótko po urobieniu gruntu, gdy nie ma jeszcze styku obydwu powierzchni, obciążenie od gruntu nie jest przekazywane na tarczę. Natomiast gdy dochodzi do styku tych dwóch ośrodków następuje całkowity transfer obciążenia. Do opisu mechanizmu współdziałania wewnętrznej



Rys. 3. Model tarczy EPB, iniekcji w części ogonowej, obudowy tunelu oraz systemu zaplecza

powierzchni części ogonowej płaszcza tarczy z obudową tunelu wykorzystano zależność wykładniczą między naciskiem i odległością pomiędzy tymi powierzchniami. Zależność ta daje możliwość uwzględnienia grubości szczotek uszczelniających. Natomiast w kierunku stycznym, interakcję pomiędzy tarczą i gruntem opisano modelem tarcia Coulomba o stałym współczynniku μ zależnym od rodzaju gruntu [15]. Ze względu na obecność systemu uszczelnienia na styku tarczy z obudową tunelu założono kontakt bez uwzględnienia tarcia.

Innym, równie istotnym aspektem podczas budowy modelu tarczy EPB jest zdefiniowanie przodka, w obrębie którego prowadzone jest urabianie gruntu przez stalowe narzędzia tnące zanurzone w paście gruntowej o niskiej wodoprzepuszczalności. Urobek trafiający do wnętrza komory roboczej jest wykorzystywany do wytworzenia swoistego "korka gruntowego" (ang. *earth plug*) zapewniającego odpowiednie ciśnienie podparcia przodka tunelu [23]. W rzeczywistości, parcie od szkieletu gruntowego oraz wody w porach gruntu działające na powierzchnię przodka jest równoważone przez odpowiednio wysokie ciśnienie korka gruntowego. W niniejszej analizie nie uwzględniono ciśnienia oraz momentu zginającego przenoszonego przez metalowe części głowicy tnącej na powierzchnię przodka. Mechanizm podparcia przodka przez pastę gruntową opisano przy założeniu modelu nieprzepuszczalnej membrany [28]. W modelu tym zakłada się istnienie nieprzepuszczalnej warstwy wytworzonej na powierzchni przodka, która go uszczelnia oraz przekazuje określone ciśnienie z komory roboczej na podłoże gruntowe. A zatem, ciśnienie z komory roboczej przyłożone do powierzchni przodka jest wyrażone jako całkowite (tj. działające na szkielet gruntowy i wodę w porach gruntu) o rozkładzie hydrostatycznym, określone przy założeniu wartości F_p^{grad} wynikającego z ciężaru własnego pasty gruntowej:

$$F_p(z) = F_p^{axis} + z \cdot F_p^{grad} \tag{2}$$

Ciśnienie podparcia jest aktywowane w odpowiednim kroku obliczeniowym przy założeniu zerowej zmiany objętości ośrodka (warunki bez drenażu). Następnie przeprowadzana jest symulacja procesu konsolidacji, w którym wraz z upływem czasu następuje dyssypacja ciśnienia wody w porach gruntu zgodnie z założonymi hydraulicznymi warunkami brzegowymi, a naprężenia są stopniowo przejmowane przez szkielet gruntowy. Wraz z nieliniową oraz nieodwracalną odpowiedzią ośrodka gruntowego, wymienione kwestie przyczyniają się do wiernego odwzorowania rozkładu naprężeń i odkształceń wokół drażonego tunelu oraz do dokładniejszej analizy efektów samego procesu tunelowania.

Obudowa tunelu

Obudowę tunelu stanowią pierścienie składające się z szeregu prefabrykowanych segmentów, połączonych śrubami, usuwanymi po zakończeniu drążenia tunelu. Połączenia obwodowe pomiędzy sąsiednimi pierścieniami są zapewnione dzięki stalowym dyblom w osłonie plastikowej. W modelu obliczeniowym każdy pierścień wprowadzono jako cylinder o określonej średnicy i grubości (por. rys. 3) zdyskretyzowany 8-węzłowymi liniowymi w pełni zintegrowanymi elementami sześciennymi. Podział obudowy tunelu na elementy składowe uwzględniono jedynie wzdłuż osi tunelu. Interakcję pomiędzy sasiadującymi pierścieniami obudowy opisano przy wykorzystaniu modelu tarcia Coulomba wraz z odpowiednim współczynnikiem µ. Materiał pierścieni odwzorowano za pomocą modelu liniowo--sprężystego, dla którego wartość modułu Younga oraz współczynnika Poissona odpowiada wartościom typowym dla betonu (E = 31,5 GPa; v = 0,2).

Siła potrzebna do przemieszczenia tarczy wytworzona przez siłowniki hydrauliczne jest przenoszona na uprzednio zainstalowaną obudowę tunelu. Siłę wypadkową ze wszystkich siłowników wprowadzono do modelu numerycznego jako ciśnienie o rozkładzie hydrostatycznym równoważące ciśnienie podparcia przodka (2) oraz siły tarcia powstałe na styku płaszcza tarczy z otaczającym podłożem. Siłę tarcia oznaczono jako $W_{\mu\nu}$, której wartość jest znacznie wyższa od wypadkowej ciśnienia podparcia przodka, a określono ją korzystając z przybliżenia wprowadzonego przez Maidla i in. [23]:

$$W_{M} = \mu \cdot \left(\pi \cdot D_{ch} \cdot L_{s} \cdot \frac{p_{v} + p_{h}}{2} \cdot G_{s} \right)$$
(3)

gdzie:

- współczynnik tarcia zależny od rodzaju gruntu (np. dla gliny równy 0,2 μ [15]),
- średnica tarczy, D_{ch}

– długość tarczy. L.

 p_v i p_h – naprężenia pionowe i poziome działające na płaszcz tarczy,

 ciężar własny tarczy wraz ze wszystkimi jej składowymi (por. rys. 3). G_{s}

System zaplecza

System zaplecza, składający się z zestawu kilku suwnic bramowych wprowadzono do modelu numerycznego jako grupę obciążeń ruchomych. Każde koło suwnicy jest odzwierciedlone przez niewielki, pojedynczy w pełni zintegrowany 8-wezłowy element sześcienny. Na górnej powierzchni każdego elementu przyłożono obciążenie. Elementy te, rozpatrywane jako idealnie sztywne, poruszają się po wewnętrznej powierzchni obudowy, przekazując bezpośrednio obciążenie (por. rys. 3). Ze względu na to, że kontakt pomiędzy kołami suwnic a obudową tunelu uwzględniono jako interfejs bez jakiegokolwiek tarcia, odpowiadający warunkom w jakim koła systemu zaplecza poruszają się po szynach, obciążenie przyjęto jako pionowe. Wraz z postę-

pem drążenia tunelu, tj. przemieszczaniem tarczy, prowadzona jest ciągła aktualizacja pozycji kół systemu zaplecza przez przemieszczanie odpowiadających im elementów skończonych.

Iniekcja w części ogonowej tarczy

W związku z tym, że we wnętrzu tarczy TBM jest instalowana segmentowa obudowa tunelu, a tym samym średnica wyrobiska jest większa od średnicy obudowy, po przejściu tarczy powstaje w jej ogonie pusta przestrzeń. W normalnych warunkach pustka ta jest wypełniana przez iniekcję podstawową oraz, jeśli zachodzi konieczność, przez iniekcję dodatkową [8], zmniejszającą przemieszczenia radialne w kierunku wnętrza powstałej pustki (konwergencja), a tym samym zmniejszającą deformację ośrodka gruntowego. Iniekcja podstawowa jest wstrzykiwana w sposób ciągły przez dysze umieszczone w części ogonowej płaszcza tarczy, natomiast iniekcja dodatkowa przez specjalne zawory znajdujące się w segmentach obudowy.

Wstrzykiwany materiał składający się z wody, cementu oraz bentonitu zachowuje się w początkowej fazie jak ciecz, w której zanurzona jest segmentowa obudowa tunelu. Wraz z upływem czasu, w wyniku zachodzącego procesu hydratacji następuje twardnienie iniekcji, stającej się w końcu ciałem stałym. Biorac pod uwagę stosunkowo dużą lepkość wtryskiwanego materiału, propagacja świeżo wstrzykniętego iniektu w głab otaczającego tunel podłoża gruntowego jest na ogół nieznaczna. Należy jednak pamiętać, że podczas drążenia tunelu w gruntach drobnoziarnistych może wystąpić czasowy wzrost ciśnienia wody w porach gruntu otaczającego tunel.

W celu odtworzenia złożonego procesu zachodzącego po wykonaniu iniekcji wstrzykiwany materiał jest modelowany jako cienka warstwa sześciennych, w pełni zintegrowanych elementów pierwszego rzędu. Elementy te wypełniają całkowicie przestrzeń pomiędzy otaczającym gruntem a zewnętrzną powierzchnia obudowy tunelu i są aktywowane niezwłocznie po przejściu tarczy. Należy nadmienić, że pełna integracja elementów skończonych w odróżnieniu od zredukowanej jest konieczna w celu uchwycenia zerowej zmiany objętości iniekcji. Przyjęte elementy skończone odwzorowujące iniekt to jednofazowe elementy, dla których stan początkowy naprężenia przyjęto jako równy ciśnieniu o rozkładzie hydrostatycznym zgodnie z wzorem:

$$G_p(z) = G_p^{axis} + z \cdot G_p^{grad} \tag{4}$$

gdzie:

 G_p^{axis} – ciśnienie iniekcji w osi tunelu, G_p^{grad} – gradient ciśnienia iniekcji w osi tunelu,

$$z$$
 – odległość w pionie od osi tunelu.

Do opisu mechanicznej odpowiedzi twardniejącej iniekcji wraz z przebiegiem procesu hydratacji posłużono się definicją lepkoplastycznego modelu konstytutywnego [27]. Izotropowy liniowo-sprężysty materiał jest scharakteryzowany przez moduł Younga wyrażony w funkcji czasu [9]:

$$E(t) = E_{t^*} + \beta_E(t) \tag{5}$$

gdzie:

- E(t) moduł Younga zależny od czasu,
- wartość referencyjna modułu Younga przyjęta zwykle po 28 dniach $E_{\prime*}$ twardnienia,
- $\beta_{F}(t)$ funkcja określająca zmienność modułu w czasie.



Rys. 4. Funkcja zmienności modułu sztywności iniekcji w czasie

Zmianę wartości współczynnika sztywności β_E wraz z przebiegiem procesu twardnienia iniekcji przedstawiono na rys. 4. Związki konstytutywne przedstawionego modelu materiałowego zaimplementowano w języku programowania FORTRAN. W odniesieniu do współczynnika Poissona istotne jest, aby jego wartość początkowa odpowiadająca iniekcji w stanie płynnym wynosiła w przybliżeniu 0,5 (w niniejszej analizie przyjęto 0,49). Warunek ten jest konieczny, aby zapewnić zerową zmianę objętości iniektu. Wraz z procesem twardnienia następuje zmniejszenie wartości tego współczynnika do około 0,2 (dla materiału całkowicie stwardniałego), niemniej jednak ma to marginalny wpływ na otrzymywane wyniki. Wiąże się to z bardzo małymi deformacjami stwardniałej iniekcji.

Kroki obliczeniowe

Uwzględniając zdefiniowane elementy modelu obliczeniowego, symulacja przemieszczania tarczy maszyny TBM oraz instalacji segmentowej obudowy tunelu jest wprowadzona jako powtarzalna sekwencja dwóch dyskretnych kroków. Dla każdego kroku przeprowadzana jest analiza konsolidacji przy założeniu hipotezy sprzężonej analizy stanu przejściowego naprężenie – odkształcenie wraz z rozproszeniem nadwyżki ciśnienia wody w porach gruntu. Ze względu na większą liczbę stopni swobody dla każdego z elementów skończonych, sprzężona analiza stanu przejściowego jest bardziej czasochłonna niż standardowa niesprzężona analiza zależności naprężenie – odkształcenie. W pierwszym kroku przemieszczenie tarczy EPB w głąb ośrodka gruntowego znajdującego się przed przodkiem jest odwzorowane przez wprowadzenie wymuszonych przemieszczeń przypisanych węzłom w tylnej części metalowego płaszcza tarczy. W tym samym kroku wprowadzane jest przemieszczenie kół systemu zaplecza odpowiadające obciążeniom ruchomym (por. rys. 5a).

W drugim kroku obliczeniowym (por. rys. 5b) następuje dezaktywacja elementów skończonych odpowiadających urobionemu gruntowi, przyłożenie ciśnienia podparcia o rozkładzie hydrostatycznym do nowo powstałej powierzchni przodka, aktywowanie obudowy tunelu oraz wypełnienie iniekcją pustki w części ogonowej tarczy.

WERYFIKACJA MODELU OBLICZENIOWEGO

Charakterystyka podłoża gruntowego

Obszar metropolitalny miasta Bangkok (Tajlandia) znajduje się na równinie, której podłoże stanowi złożony układ warstw osadów akumulacji rzecznej o skomplikowanych uwarunkowaniach hydrodynamicznych, determinowanych m.in. przez intensywne pompowanie wody gruntowej z warstw wodonośnych. Niebieska linia metra MRTA (ang. *Metropolitan Rapid Transit Authority*) ma 18 stacji wykonanych metodą odkrywkową połączonych dwoma bliźniaczymi tunelami (linia północna oraz linia południowa) o długości około 20 km każdy [37]. Realizacja tego projektu trwała od 1996 do 2004 roku.

Weryfikację przedstawionego modelu numerycznego przeprowadzono dla niewielkiej części tej linii, charakteryzującej się szczegółowym opisem procesu tunelowania oraz szeroką bazą danych z prowadzonego monitoringu. Podłoże gruntowe w rozpatrywanej części, powstałe w wyniku akumulacji deltowej i morskiej, obejmuje następujące po sobie (od najpłycej zalegającej) warstwy: zwietrzelinę gliniastą oraz materiał nasypowy



a) przemieszczanie tarczy TBM, b) instalacja segmentowej obudowy tunelu

Właściwość	Jedn. Zwietrzelina gliniasta oraz materiał nasypo- wy (BM)		Miękkoplastyczna glina Bangkok (BSC)	Twardoplastyczna glina (MSC)	Średniozagęszczony ÷ bardzo zagęszczony piasek (DS)	
Ciężar objętościowy gruntu suchego	kN/m ³	5,69	6,18	11,80	16,86	
Ciężar objętościowy gruntu nawodnionego	kN/m ³	13,48	13,7	17,15	20,54	
Wskaźnik porowatości	-	3,86	3,3	1,2	0,6	
Współczynnik prekonsolidacji (OCR)	-	1,3	1,3	1,65	1,5	
Wskaźnik ściśliwości (λ)		0,182	0,358	0,111	_	
Wskaźnik odprężenia (κ)	-	0,053	0,09	0,026	_	
Współczynnik wodoprzepuszczalności	m/s	1e-9	3e-9	1e-9	1e-7	
	-	0,68	0,59	0,64	0,46	
Niezdrenowana wytrzymałość na ścinanie (s_u)	kPa	10-20	26-47	75-162		
Liczba uderzeń sondą SPT (N _{SPT})	-	2-10	-	9-35	20-50	

Tabl. 1. Właściwości fizyczne oraz mechaniczne warstw podłoża gruntowego w Bangkoku [4, 6, 7]



Rys. 6. Odpowiedź mechaniczna glin twardoplastycznych uzyskana z badań laboratoryjnych oraz symulacji numerycznych a) badanie edometryczne, b) i c) badania trójosiowego ściskania CIU, d) profil maksymalnego modułu ścinania wraz z głębokością, e) krzywa redukcji sztywności

Model hypoplastyczny dla gruntów drobnoziarnistych + ISC													
Warstwa	φ _c [°]	λ* [–]	κ* [–]	N^{cl} $[-]$	$rac{\mathbf{v}_{pp}}{[-]}$	α _G [-]	R [-]	β, [-]	X [-]	A _g [kPa]	n _g [-]	$m_{_{rat}}$ [-]	
BM	23	0,2	0,03	2,2	0,21	1,2	1e-4	0,023	1,0	1500	0,5	0,7	
SBC	28,8	0,17	0,02	1,85	0,14	1,2	1e-4	0,003	1,0	1500	0,5	0,7	
MSC	30	0,16	0,01	1,45	0,25	1,2	1e-4	0,001	1,0	70	1,3	0,7	
Model hypoplastyczny dla gruntów gruboziarnistych + ISC													
Warstwa	φ _c [°]	h _s [GPa]	N [-]	e [-]	e _{c0} [-]	e _{i0} [-]	A [-]	β [–]	R [-]	β _, [–]	X [-]	m_{R} [-]	m _T [-]
DS	36	1,5	0,28	0,55	0,95	1,05	0,25	1,5	1e-4	0,5	6	5	2

Tabl. 2. Skalibrowane wartości parametrów modeli hypoplastycznych dla warstw podłoża gruntowego w mieście Bangkok

(BM), miękkoplastyczną glinę Bangkok (BSC), twardoplastyczną glinę (MSC) oraz średnio do bardzo zagęszczonej warstwy piasku (DS). Właściwości fizyczne oraz mechaniczne dla każdej z warstw przedstawiono w tabl. 1. Na uwagę zasługuje fakt, że dwie najpłycej zalegające warstwy (BM i BSC) są bardzo ściśliwymi i lekkimi gruntami, które przy wilgotności naturalnej rzędu 130% osiągają ciężar objętościowy w stanie suchym na poziomie około 6 kN/m³.

Odpowiedź mechaniczną w zakresie dużych odkształceń dla każdej z wymienionych warstw podłoża gruntowego określono w badaniach terenowych oraz laboratoryjnych. Wyniki tych badań omówiono szczegółowo w pracach [4, 5, 14, 34].

Wyniki kalibracji modelu materiałowego przedstawiono jedynie dla warstwy glin twardoplastycznych zalegających na głębokości drążenia tunelu (rys. 6). Charakterystykę odpowiedzi podłoża gruntowego w zakresie małych odkształceń, uzyskaną z badań in-situ stożkiem sejsmicznym, badań otworowych techniką "downhole" oraz z badań na próbkach z wykorzystaniem piezoelementów (ang. bender element) [41] wykorzystano do kalibracji tzw. koncepcji odkształceń międzyziarnowych (ISC) dla każdej z warstw. Początkową zmienność modułu ścinania wraz z głebokościa, określona na podstawie wymienionych badań wraz z jej odwzorowaniem przez model ISC, przedstawiono na rys. 6d. Krzywą redukcji sztywności przedstawiono tylko dla warstwy glin twardoplastycznych (por. rys. 6e). Krzywą tę skalibrowano, bazując na wynikach badań przeprowadzonych przez Likitlersuanga i in. [22], którzy określili wartość progową odkształceń przy ścinaniu $\gamma_{0.7}$ (dla stosunku G/G_{max} równego 0,7).

Porównanie wyników analiz numerycznych z pomiarami

Przeprowadzona weryfikacja modelu numerycznego dotyczy południowego tunelu (SB) drążonego tarczą EPB wykonanego w pierwszej kolejności, przed drążeniem tunelu północnego (NB). W związku z tym można stwierdzić, że w podłożu gruntowym występują niezaburzone warunki. Tunel o średnicy równej 6,47 m wydrążono na głębokości $z_0 = 18$ m. Wprowadzony do obliczeń przekrój geotechniczny wraz z umiejscowieniem tunelu przedstawiono na rys. 7. Wartości parametrów (zestawione w tabl. 3), które charakteryzują odcinek analizowanego tune-



Rys. 7. Przekrój geotechniczny podłoża gruntowego wraz z przekrojem poprzecznym tunelu

lu przyjęto bazując na danych literaturowych [35, 38, 39] oraz na podobnych analizach (np. [17] – oznaczone gwiazdką).

Poprawność założeń przyjętych do budowy modelu można ostatecznie zweryfikować przez porównanie wyników symulacji z danymi uzyskanymi z monitoringu geotechnicznego. Na rys. 8 przedstawiono profil osiadania powierzchni terenu dla przekroju poprzecznego (a) oraz podłużnego (b) wraz z przemieszczeniami poziomymi inklinometru zainstalowanego 9 m po lewej stronie od osi tunelu (c). Przedstawione wyniki odnoszą się do deformacji ośrodka gruntowego w ujęciu krótkoterminowym, tj. do momentu, w którym tarcza TBM oddali się od analizowanego przekroju poprzecznego na odległość 36 m (dwukrotna wartość głębokości, na której drążony jest tunel).

Profil osiadania powierzchni terenu w przekroju poprzecznym (rys. 8a) uzyskany z analiz numerycznych porównano z pomiarami w kilkunastu przekrojach na obiekcie rzeczywistym,

Tabl. 3. Parametr	v symulacji numeryczny	ch tunelu niebieskiej linii	i metra MRTA drażonego	tarcza EPB
	j ~ j j j j	······································		

Parametr	Sym.	Jedn.	Wartość	Parametr	Sym.	Jedn.	Wartość
Podłoże gruntowe				Iniekcja w części ogonowej			
Szerokość		[m]	60	Wskaźnik początkowej sztywności*			0,6
Długość		[m]	120	Moduł sztywności po 28 dniach*		[GPa]	5
Wysokość		[m]	60	Współczynnik Poissona		[-]	0,49
Liczba warstw			4	Ciężar objętościowy*		[kN/m ³]	18
Głębokość do osi tunelu	<i>z</i> ₀	[m]	18	Ciśnienie iniekcji (w osi)**	G_p	[kPa]	120/ 170 /220
Tarcza EPB							
Średnica na przodzie tarczy		[m]	6,43	Obudowa tunelu			
Średnica w ogonie		[m]	6,43	Średnica zewnętrzna		[m]	6,3
Długość		[m]	8,35	Grubość		[m]	0,3
Śtożkowatość		[m]	0	Szerokość pierścienia		[m]	1,2
Grubość przedniego płaszcza tarczy*		[m]	0,08	Moduł Younga		[GPa]	31,5
Grubość tylnego płaszcza tarczy*		[m]	0,04	Współczynnik Poissona			0,2
Długość przedniego płaszcza tarczy		[m]	4,0	Ciężar objętościowy		[kN/m ³]	25
Długość tylnego płaszcza tarczy		[m]	4,35	System zaplecza			
Moduł Younga		[GPa]	200	Długość całkowita*	B _L	[m]	72
Współczynnik Poissona		[-]	0,3	Ciężar całkowity*	B _{FT}	[kN]	3980
Nadwyżka urabiania**	0	[m]	0,0/ 0,02 /0,04	Odległość pomiędzy kołami w kier. podłuż.*	B _{LS}	[m]	3,0
Luz pomiędzy obudową tunelu a płaszczem tarczy		[m]	0,025	Liczba sił skupionych*	B _n	[-]	9
Ciężar całkowity tarczy*		[kN]	3000	Odległość pomiędzy kołami w kier. poprz.*	B _{TS}	[m]	3; 7,5; 7,5; 3; 15; 3; 15; 3; 15
Współczynnik tarcia według teorii Coulomba*		[-]	0,20	Siły skupione*	B _{Fn}	[kN]	230; 230; 230; 280; 280; 270; 270; 100; 100
Siła tarcia		[kN]	8700	Kroki obliczeniowe			
Ciśnienie podparcia przodka (w osi)**		[kPa]	60/ 120 /220	Prędkość urabiania gruntu	V _{exc}	[m/godz.]	1,5
Gradient ciśnienia podparcia		[kPa/m]	15,7	Czas potrzebny do instalacji obudowy	V _{ins}	[godz.]	0,5

* wartości parametrów przyjęte w oparciu o inne badania (np. [17]),

** parametry technologiczne, których wpływ na otrzymywane wyniki zbadano w pkt. 4

które przedstawiono jako chmura punktów o względnej wartości osiadania. Uzyskane wartości porównano z krzywą empiryczną rozkładu Gaussa [32], z parametrem $K = i/z_0$ definiującym odległość do punktu przegięcia krzywej o wartości typowej dla glin (0,4 ÷ 0,6 [30]). Profil osiadania otrzymany z obliczeń MES dobrze odpowiada charakterystyce wynikającej z pomiarów i w dużym stopniu pokrywa się z krzywą empiryczną dla parametru *K* równego 0,4. Wartość maksymalna osiadania oraz strata objętości, uzyskane z analiz numerycznych, są równe odpowiednio 15 mm oraz 0,8%, które w niewielkim stopniu różnią się od wartości z pomiarów, tj. od 13,5 mm oraz 1%. Należy zauważyć, że strata objętości mieści się w przedziale $1 \div 2\%$, zaproponowanym przez Maira i Taylora [24] dla podobnych warunków gruntowych.

Wiarygodność przeprowadzonych obliczeń można również ocenić, porównując uzyskany profil podłużny osiadania powierzchni terenu (rys. 8b) z obserwacjami oraz krzywą przedstawiającą funkcję skumulowanego rozkładu prawdopodobieństwa [3]. Profil uzyskany z analiz numerycznych jest zgodny z profilami empirycznymi przedstawionymi dla wyżej wprowadzonego zakresu ($0,4 \div 0,6$) jako zacieniowana powierzchnia. Najlepszą zbieżność obydwu profili osiadania uzyskano dla K = 0,6.



Rys. 8. Profil osiadania powierzchni terenu otrzymany z monitoringu oraz z symulacji numerycznych w przekroju poprzecznym (a) oraz podłużnym (b) wraz z profilami przemieszczeń poziomych dla inklinometru zainstalowanego 9 m po lewej stronie od osi (c)

Profil przemieszczeń poziomych z analiz numerycznych dla inklinometru zainstalowanego 9 m po lewej stronie od osi tunelu porównano z trzema krzywymi uzyskanymi z pomiarów. Wszystkie krzywe charakteryzują się porównywalnymi przemieszczeniami w kierunku na zewnątrz od tunelu, dla podłoża na głębokości drążenia ($z_0 = 18$ m), i w kierunku odwrotnym, dla podłoża znajdującego się nad sklepieniem tunelu.

Podobieństwo pomiędzy wynikami uzyskanymi z predykcji i obserwacjami pozwala stwierdzić, że przedstawiony model charakteryzuje się zdolnością do symulacji zjawisk zachodzących pomiędzy różnymi elementami drążonego tunelu.

WPŁYW PARAMETRÓW TECHNOLOGICZNYCH

W odniesieniu do analizowanego przypadku zbadano wpływ wybranych parametrów technologicznych (tabl. 3) na otrzymane wyniki. W szczególności analizie poddano wpływ zwiększonej objętości urabiania gruntu zdefiniowanej przez kształt tarczy, ciśnienia iniekcji wypełniającej pustkę w ogonie tarczy oraz ciśnienia podparcia przodka.

Zwiększona objętość urabianego gruntu

Wpływ zwiększonej objętości urabiania gruntu, związanej ze wzrostem średnicy głowicy tnącej na odkształcenia podłoża wokół tunelu oraz siły wewnętrzne w obudowie przedstawiono na rys. 9. W przeprowadzonych obliczeniach wymiary tarczy oraz jej kształt są takie same jak w opisie rzeczywistego przypadku. Zwiększenie objętości urabiania gruntu, kontrolowane na bieżąco podczas drążenia tunelu, wprowadzono jako parametr *o*, który jest równy różnicy pomiędzy promieniem drążonego wyrobiska i promieniem płaszcza tarczy bezpośrednio za głowicą tnącą. Całkowita szerokość pustki powstałej w ogonie tarczy jest większa ze względu na grubość płaszcza tarczy ($T_{ts} = 0,04$ m) oraz odległość między zewnętrzną powierzchnią obudowy tunelu i wewnętrzną powierzchnią płaszcza ($g_t = 0,025$ m). Parametr *o*, przyjmujący wartość referencyjną równą 2 cm, zmniejszono do zera oraz zwiększono do dwukrotnej wartości początkowej (4 cm). Profile przemieszczeń pionowych oraz poziomych przedstawione na rys. 9a i 9b charakteryzują się znaczną zmiennością w czasie. Przy stosunkowo małych deformacjach, na krótko po wydrążeniu tunelu, dominujący jest efekt długoterminowy.

Krótko po zainstalowaniu obudowy tunelu, następuje rozproszenie początkowej nadwyżki ciśnienia wody w porach gruntu wskutek przebiegającej konsolidacji, której towarzyszy zaciskanie się wyrobiska. Jednocześnie zaprawa wstrzyknięta w ogonie tarczy twardnieje i razem z obudową tunelu tworzy sztywną konstrukcję, która ulega niewielkim deformacjom. W rezultacie tunel ulega sztywnemu przemieszczeniu w dół, a trwający proces konsolidacji prowadzi do zmniejszenia objętości otaczającego ośrodka gruntowego, wywołując jego przemieszczenia w kierunku tunelu (rys. 9b). Propagujace deformacje gruntu w stronę powierzchni terenu prowadzą do znacznego zwiększenia jej osiadań. Efekt ten jest wzmocniony przez zalegające powyżej korony tunelu warstwy bardzo ściśliwej gliny Bangkok. Łatwo zauważyć, że wyniki analiz bez zwiększenia objętości urabiania (o = 0) charakteryzują się bardzo małymi deformacjami podłoża gruntowego, zarówno w krótkim, jak i w długim czasie. W rzeczywistości, osiadania powierzchni



Rys. 9. Wpływ objętości urabianego gruntu na rozwój w czasie: osiadań powierzchni terenu (a), przemieszczeń poziomych gruntu w odległości 9 m po lewej stronie od osi tunelu (b), rozkładu sił normalnych oraz momentów zginających w obudowie tunelu (dla *t* = 3 lata) (c)

terenu oraz przemieszczenia poziome gruntu wokół tunelu są mniejsze niż 10 mm. Zwiększenie objętości urabianego gruntu prowadzi do stopniowego zwiększenia osiadania powierzchni terenu. Po konsolidacji, osiadanie powierzchni terenu jest równe 32 mm dla o = 20 mm oraz 84 mm dla o = 40 mm. Powyższy trend, który jest również widoczny na profilach przemieszczeń poziomych gruntu wokół tunelu (rys. 9b), może być wyjaśniony przez stopniowo aktywowany rozwój odkształceń plastycznych w otaczającym ośrodku gruntowym (rys. 10).

Jak przedstawiono na rys. 9c, objętość urabianego gruntu ma wpływ na wartości sił wewnętrznych w obudowie tunelu. Interesujące jest to, że relatywnie mała wartość parametru o (20 mm) prowadzi do zmniejszenia wartości zarówno sił normalnych, jak i momentów zginających. Jest to logiczne, gdy uzmysłowimy sobie, że na styku obudowy z gruntem następuje relaksacja naprężeń. Z drugiej strony, dalszy wzrost objętości urabiania gruntu (dla o > 20 mm) powoduje zasadniczą zmianę rozkładu sił normalnych oraz momentów zginających w górnej części obudowy tunelu. Obserwację tę można wytłumaczyć efektem



Rys. 10. Rozkład odkształceń ścinających wokół drążonego tunelu przedstawiający ich koncentrację w pobliżu korony tunelu (dla parametru *o* = 40 mm)

znacznego uplastycznienia gruntu bezpośrednio nad tunelem, widocznym w postaci koncentracji odkształceń ścinających (rys. 10). Nagła zmiana rozkładu momentów zginających w górnej części obudowy tunelu, wynikająca z wysokiej wartości sił ścinających, jest wywołana przez zwiększenie obciążenia pionowego działającego na koronę tunelu. Obciążenie to przybiera formę siły skupionej powstałej wskutek uplastycznienia części gruntu znajdującej się bezpośrednio nad tunelem. Stopniowe zmniejszenie siły ścinającej obserwowane wraz z przesuwaniem się w kierunku filarów obudowy jest wywołane reakcją od ośrodka gruntowego, która w wyniku uplastycznienia generuje naprężenie rozciągające na styku z obudową.

Należy również zaznaczyć, że potwierdzeniem takiego wyjaśnienia jest rozciąganie występujące w górnej części obudowy, którego przyczyny można doszukiwać się w naprężeniach stycznych skierowanych ku dołowi w strefie kontaktowej obudowy z gruntem. Wraz z przesuwaniem się w kierunku filarów parcie ośrodka gruntowego prowadzi do wytworzenia stycznych naprężeń skierowanych ku górze i w efekcie do ściskania obudowy tunelu.

Iniekcja w części ogonowej tarczy

Wpływ ciśnienia iniekcji w części ogonowej tarczy zbadano zaczynając od wartości referencyjnej równej 170 kPa, która odpowiada ciśnieniu iniekcji w połowie wysokości tunelu. Wartość te obniżono, a następnie podwyższono odpowiednio do 120 i 220 kPa. Wyniki symulacji przedstawione jako odkształcenia podłoża gruntowego wykazują pozytywny wpływ ciśnienia iniekcji w ujęciu krótkoterminowym, tj. bezpośrednio po wydrążeniu tunelu. Zaprawa w ogonie tarczy jest wstrzyknieta w około 75 godzinie od rozpoczęcia drążenia i od tego momentu, w zależności od ciśnienia iniekcji, następuje stopniowe bądź całkowite zatrzymanie deformacji wyrobiska. Osiadania terenu przedstawione na rys. 11a są znacznie niższe przy wyższym ciśnieniu iniekcji. Z profili przemieszczeń poziomych (rys. 11b) wynika, że w warunkach bez drenażu zwiększona wartość ciśnienia iniekcji prowadzi do większych przemieszczeń w kierunku na zewnątrz na głębokości drążenia ($z_0 = 18$ m). Odwrotny efekt następuje po konsolidacji podłoża gruntowego. Różnica w deformacji podłoża jest relatywnie niewielka przy wzroście



Rys. 11. Wpływ ciśnienia iniekcji wypełniającej pustkę w ogonie tarczy na: osiadanie powierzchni terenu (a), przemieszczenie poziome gruntu w odległości 9 m po lewej stronie od osi tunelu (b), rozkład sił normalnych oraz momentów zginających w obudowie tunelu (dla *t* = 3 lata) (c)

ciśnienia z wartości 120 do 170 kPa, ale staje się znacznie bardziej widoczna, gdy ciśnienie iniekcji wzrasta z 170 do 220 kPa. Zjawisko to można wyjaśnić przez większą nadwyżkę ciśnienia wody w porach gruntu wokół tunelu wywołaną przez iniekcję, która prowadzi do bardziej intensywnie przebiegającej konsolidacji ośrodka gruntowego. Ponieważ iniekcja twardnieje w stosunkowo krótkim czasie (rys. 4), objętość wypełnionej pustki podczas konsolidacji pozostaje zasadniczo niezmieniona, a rozproszenie nadwyżki ciśnienia wody w porach gruntu powoduje deformacje otaczającego ośrodka gruntowego, które generują dodatkowe osiadania powierzchni terenu. Przedstawiony efekt jest potwierdzony przez prawie równomierne poziome przemieszczenia ośrodka gruntowego powyżej osi tunelu, które na powierzchni terenu przy najwyższym ciśnieniu iniekcji po zakończeniu konsolidacji osiągają największą wartość.

W dłuższym czasie interakcja pomiędzy podłożem gruntowym i obudową tunelu wydaje się niezaburzona przez zmianę ciśnienia iniekcji. Naprężenia wywołane różnymi ciśnieniami wypełnienia pustki generują podobne wartości sił normalnych wraz z niewielką redukcją momentów zginających wzdłuż całego obwodu obudowy tunelu.

Ciśnienie podparcia przodka

Wpływ ciśnienia podparcia przodka zbadano przez zmniejszanie i zwiększanie wartości ciśnienia względem wartości referencyjnej (120 kPa) odpowiednio do 60 i 180 kPa. Wyniki analiz numerycznych przedstawione na rys. 12 pokazują, że wraz ze wzrostem ciśnienia następuje zmniejszenie wypiętrzenia przodka i związanej z tym prekonwergencji, co jest widoczne przez nieznaczną redukcję osiadania powierzchni terenu przed dotarciem tarczy do rozważanego przekroju poprzecznego (rys. 12a dla $t = 40 \div 60$ godz. oraz rys. 12b dla t = 104 godz.). Gdy przodek znajduje się za przekrojem referencyjnym, w pierwszej fazie wyrobisko podparte jest płaszczem tarczy, a następnie obudowa tunelu wraz z iniekcja. Ciśnienie podparcia przodka zwiększone z wartości 120 do 180 kPa ma bardzo ograniczony wpływ na deformacje ośrodka gruntowego, o czym świadczą pokrywające się profile osiadania powierzchni terenu, podczas gdy dla wartości 60 kPa wywołane osiadania terenu są większe (rys. 12a).

Efekt ciśnienia podparcia przodka jest znacznie bardziej widoczny po konsolidacji podłoża gruntowego. Przejawia się jako



Rys. 12. Wpływ ciśnienia podparcia przodka w czasie na: osiadanie powierzchni terenu (a), przemieszczenie poziome gruntu w odległości 9 m po lewej stronie od osi tunelu (b), rozkład sił normalnych oraz momentów zginających w obudowie tunelu (dla *t* = 3 lata) (c)

wzajemne oddzielenie wraz z upływem czasu profili osiadania powierzchni terenu dla ciśnienia równego 120 i 180 kPa. Zmniejszenie ciśnienia podparcia przodka (względem wartości referencyjnej) w długim czasie prowadzi do zwiększonej konwergencji (rys. 12b). Przedstawiony efekt można wytłumaczyć w ten sam sposób, tj. przez większą nadwyżkę ciśnienia wody w porach gruntu wokół tunelu wywołaną ciśnieniem podparcia przodka. Można również wysunąć wniosek, że istnieje optymalna wartość ciśnienia podparcia przodka, powyżej której dalsze jego zwiększanie nie wpływa na deformacje ośrodka gruntowego.

Wpływ ciśnienia podarcia przodka na siły wewnętrzne przedstawiono na rys. 12c. Wzrost ciśnienia podparcia przodka powyżej wartości referencyjnej powoduje zmniejszenie sił ściskających oraz momentów zginających w górnej części obudowy. Natomiast zmniejszenie ciśnienia podparcia przodka skutkuje znaczną zmianą zachodzącego mechanizmu interakcji pomiędzy gruntem a obudową tunelu. Zaburzony rozkład sił wewnętrznych podobny do przedstawionego na rys. 9c można wytłumaczyć jak wyżej, tj. jako efekt znacznego uplastycznienia gruntu zlokalizowanego bezpośrednio nad koroną tunelu.

PODSUMOWANIE

W artykule przedstawiono podejście obliczeniowe umożliwiające przewidywanie efektów wywołanych drażeniem tuneli tarczą EPB. W celu uchwycenia skomplikowanego mechanizmu współdziałania ośrodka gruntowego z tunelem przeprowadzono obliczenia za pomocą trójwymiarowego modelu numerycznego MES automatycznie zaimplementowanego przez odpowiednio sporządzony skrypt. Model ten odwzorowuje dokładnie proces tunelowania oraz charakterystykę ośrodka gruntowego. Nieliniową odpowiedź mechaniczną warstw podłoża gruntowego, zależną od historii obciążenia, opisano modelami hypoplastycznymi. Główną innowacją proponowanego podejścia jest szczegółowe odwzorowanie procesu drażenia tunelu, dające możliwość parametrycznej zmiany stożkowatego kształtu oraz wymiarów tarczy wraz z innymi parametrami technologicznymi, takimi jak: ciężar własny systemu zaplecza, ciśnienie równoważące parcie gruntu znajdującego się przed przodkiem tunelu oraz ciśnienie iniekcji w ogonie tarczy, jak również właściwości obudowy tunelu.

Przedstawiony model, zweryfikowany z wykorzystaniem danych uzyskanych podczas realizacji projektu niebieskiej linii metra MRTA w Bangkoku, wykorzystano do jakościowego oraz ilościowego określenia efektów technologicznych. Analizie poddano wpływ zwiększenia objętości urabianego gruntu, ciśnienia iniekcji wykorzystanej do wypełnienia pustki powstałej wokół obudowy tunelu po przejściu tarczy oraz ciśnienia podparcia przodka. Przeprowadzone analizy numeryczne wykazały, że zwiększenie objętości urabiania wpływa bezpośrednio na osiadania wyżej zalegającego podłoża gruntowego, a przy zbyt dużej wartości może prowadzić do niekontrolowanego rozwoju sił wewnętrznych wynikającego z lokalnego zniszczenia struktury gruntu bezpośrednio nad koroną tunelu. Natomiast zmniejszenie objętości urabiania gruntu może prowadzić do zmniejszenia sił wewnętrznych w obudowie tunelu. Negatywny efekt związany ze zwiększona objętościa urabiania może być częściowo ograniczony przez wypełnienie powstałej w ogonie tarczy pustki iniekcją ze specjalnej zaprawy. Niewielkie zmniejszenie osiadania terenu obserwuje się jedynie bezpośrednio po wykonaniu iniekcji. Wraz z upływem czasu konsolidacja podłoża gruntowego spowodowana wzrostem ciśnienia iniekcji wywołuje znaczne osiadanie tunelu oraz związane z tym osiadanie całego otaczającego podłoża. Należy podkreślić, że ciśnienie podparcia przodka ma ograniczony wpływ na osiadania i służy głównie do stabilizacji przodka. Zbyt niska jego wartość może prowadzić do nadmiernego wzrostu sił wewnętrznych w obudowie tunelu oraz ewentualnie do zniszczenia struktury otaczającego gruntu.

Podsumowując, można stwierdzić, że modele numeryczne wiernie odwzorowujące proces drążenia tunelu tarczą EPB dostarczają ilościowego opisu złożonej współpracy podłoża gruntowego z maszyną TBM oraz obudową tunelu. Znaczne usprawnienie wprowadzone przez automatyzację analiz numerycznych może służyć polepszeniu współpracy pomiędzy projektantami a wykonawcami.

LITERATURA

1. Ahmad A.: Parallel programming in the finite element method. [W:] Proceedings of Failure of engineering Materials and Structures. UET Taxila, 2007, 87-93.

2. Ashford S. A., Jakrapiyanum W., Lukkanaprasit P.: Amplification of earthquake ground motions in Bangkok. Research report, Asian Institute of Technology, submitted to the Public Works Department, Thailand, 1996.

3. Attewell, P. B., Woodman, J. P.: Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. Ground Engineering 15 (8), 1982, 13-36.

4. Balasubramaniam, A. S., Chaudhry, A. R., Hwang, M., Uddin, W., Li, Y. G.: State boundary surface for weathered and soft Bangkok Clay. Australian Geomechanics Journal 6 (1), 1976, 43-50.

5. Balasubramaniam, A. S., Hwang, Z.-M.: Yielding of weathered Bangkok clay. Soils and Foundations 20 (2), 1980, 1-15.

6. Balasubramaniam, A., Hwang, Z., Waheed, U., Chaudhry, A., Li, Y.: Critical state parameters and peak stress envelopes for Bangkok clays. Quarterly Journal of Engineering Geology 1, 1978, 219-232.

7. Balasubramaniam, B., Oh, E., Lee, C. J., Handali, S., Seah, T. H.: A more fundamental approach to predict pore pressure for soft clay. Lowland Technology International 9 (1), 2007, 11-17.

8. Bezuijen, A.: Bentonite and grout flow around a TBM. W: Underground Space – The 4th Dimension of Metropolises. Taylor & Francis, 2007, 383-388.

9. CEB-FIB: Model Code. Bulletind Information. CEM, Lausanne, Switzerland, 1990.

10. Do: 3d modelling for mechanized tunnelling in soft ground-influence of the constitutive model. American Journal of Applied Sciences 10 (8), 2013, 863-875.

11. Dong, N.P.: In-situ Investigation of Soft and Stiff Clay in Bangkok. Master's thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Tajlandia, 1998.

12. Gudehus, G., Amorosi, A., Gens, A., Herle, I., Kolymbas, D., Masin, D., Wood, D. M., Niemunis, A., Nova, R., Pastor, M., Tamagnini, C., Viggiani, G.: The soilmodels.info project. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 32 (12), 2008, s. 1571-1572.

13. Gunn, M. J.: The prediction of surface settlement profiles due to tunnelling. W: Houlsby, G. T., Schofield, A. N. (Eds.), Predictive soil mechanics. Proceedings of the Wroth memorial symposium, 27-29 July 1992, St. Catherine's College, Oxford. Thomas Telford, 1993, 304-316. 14. Hassan, Z.: Stress-strain behaviour and shear strength characteristics of stiff Bangkok Clays. Master's thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 1976.

15. Herzog, M.: Die setzungsmulde ber seicht liegenden tunneln. Bautechnik 62 (11), 1985, 375-377.

16. Hibbitt, K., Sorensen : ABAQUS/Standard User's Manual. ABAQUS/ Standard User's Manual. Hibbitt, Karlsson & Sorensen, 2001.

17. Kasper, T., Meschke, G.: A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28 (14), 2004, 1441-1460.

18. kdm.cyfronet.pl,: Zeus GPGPU. [Accessed: 22-October-2015], 2015.

19. Kolymbas, D.: Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling. Springer, 2008.

20. Lambrughi, A., Rodríguez, L. M., Castellanza, R.: Development and validation of a 3D numerical model for TBM–EPB mechanised excavations. Computers and Geotechnics 40, 2012, 97-113.

21. Lanier, J., Caillerie, D., Chambon, R., Viggiani, G., Besuelle, P., Desrues, J.: A general formulation of hypoplasticity. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28 (15), 2004, 1461-1478.

22. Likitlersuang, S., Teachavorasinskun, S., Surarak, C., Oh, E., Balasubramaniam, A.: Small strain stiffness and stiffness degradation curve of Bangkok clays. Soils and Foundations 53 (4), 2013, 498-509.

23. Maidl, B., Herrenknecht, M., Maidl, U., Wehrmeyer, G.: Mechanised Shield Tunnelling. Ernst & Sohn, 2012.

24. Mair, R. J., Taylor, R. N.: Bored tunnelling in the urban environment. W: Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 4. A A Balkema, 1997, 2353–2385.

25. Mašín, D.: A hypoplastic constitutive model for clays. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 29 (4), 2005, 311-336.

26. Mayne, P. W., Kulhawy, F. H., 1982. K 0 - OCR Relationships in Soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division 108 (6), 851-872.

27. Meschke, G., Kropik, C., Mang, H. A.: Numerical analyses of tunnel lining by means of a viscoplastic material model for shotcrete. International Journal for Numerical Methods in Engineering 39 (18), 1996, 3145-3162.

28. Müeller-Kirchenbauer, H.: Stability of slurry trenches in inhomogeneous subsoil. W: Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 2. Tokyo, 1977, 125-132.

29. Niemunis, A., Herle, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-frictional Materials 2 (4), 1997, 279-299.

30. O'Reilly, M., New, B.: Settlements above tunnels in the United Kingdom, their magnitude and prediction. W: Proceedings of Tunnelling '82. Brighton, 1982, 173-181.

31. Ochmański, M., Modoni, G., Bzówka, J.: Numerical analysis of tunnelling with jet-grouted canopy. Soils and Foundations 55 (5), 2015, 929-942.

32. Peck, R. B.: Deep excavations and tunnelling in soft ground. W: Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, 225-290.

33. Pilgrim, M.: Dive Into Python. Apress, 2004.

34. Seah, T. H., Koslanant, S.: Anisotropic consolidation behavior of soft bangkok clay. Geotechnical Testing Journal 26 (3), 2003.

35. Sirivachiraporn, A., Phienwej, N.: Ground movements in EPB shield tunneling of Bangkok subway project and impacts on adjacent buildings. Tunnelling and Underground Space Technology 30, 2012, 10-24.

36. SoilModels Hub for Geotechnical Professionals [online]. Praga: Charles University in Prague, [dostęp: 25-10-2017]. Dostępny w Internecie: www.soilmodels.com, 2007

37. Surarak, C.:. Geotechnical Aspects of the Bangkok MRT Blue Line Project. Ph.D. thesis, Griffith School of Engineering, Brisbane, 2010.

38. Suwansawat, S.: Earth Pressure Balance (EPB) Shield Tunneling in Bangkok: Ground Response and Prediction of Surface Settlements Using Artifical Neural Networks. Ph.D. thesis, Massachusetts Institute of Technology, 2002.

39. Suwansawat, S., Einstein, H. H.: Describing settlement troughs over twin tunnels using a superposition technique. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133 (4), 2007, 445-468.

40. Teachavorasinskun, S., Lukkunaprasit, P.: A simple correlation for shear wave velocity of soft Bangkok clays. Géotechnique 54(5), 2004, 323-326.

41. Theramast, N.: Characterisation of Pseudo-Elastic Shear Modulus and Shear Strength of Bangkok Clay. Master's thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, 1998.

42. Viana da Foneseca, A., Topa Gomes, A.: A tunnel collapse on the construction in metro do porto: solutions for optimization of advance control parameters of a EPB TBM. W: XXV Konferencja Naukowo-Techniczna, 2011, 201-228.

43. von Wolffersdorff, P. A.: A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-frictional Materials 1 (3), 1996, 251-271, .

44. Warnitchai, P., Sangarayakul, C., Ashford, S. A.: Seismic hazard in Bangkok due to long-distance earthquakes. In: The 12th World Conference on Earthquake Engineering, Madryt. A. A. Balkema, 1996, 2145-2153.

PODZIĘKOWANIA: Pracę wykonano z wykorzystaniem Infrastruktury PL-Grid.