ANALIZY NUMERYCZNE EFEKTÓW BUDOWY TUNELI

Maciej Ochmański

POLITECHNIKA ŚLĄSKA (SUT) Wydział Budownictwa. Katedra Geotechniki i Dróg

UNIWERSYTET CASSINO I POŁUDNIOWEGO LAZIO (UCLAM) Wydział Inżynierii. Katedra Inżynierii Lądowej i Mechanicznej

Streszenie rozprawy doktorskiej

Marzec 2016

Giuseppe Modoni dr hab. inż., prof. Uni. Cas.

Spis treści

Sp	pis treści	III
1	Wstęp1.1Teza i cel pracy1.2Struktura rozprawy	1 1 2
2	Przegląd metod tunelowania	3
	2.1 Metoda konwencjonalna	4
	2.2 Zmechanizowana metoda tunelowania	4
3	Przegląd badań doświadczalnych	7
	3.1 Efekty ogólne	8
	3.2 Szczegółowe efekty technologiczne	8
	3.2.1 Metoda konwencjonalna	8
	3.2.2 Metoda zmechanizowana	10
4	Metody służące do przewidywania efektów budowy tuneli	11
	4.1 Metody empiryczne	12
	4.2 Metody analityczne i pół-analityczne	14
	4.3 Metody numeryczne	15
5	Tunel ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii je grouting	- 15
	5.1 Studium przypadku	15
	5.2 Model numeryczny	16
	5.2.1 Model trójwymiarowy	16
	5.2.2 Model dwuwymiarowy	19
	5.2.3 Modele konstytutywne	19
	5.3 Efekty technologiczne	20
6	Tunel wydrążony tarczą EPB	23
	6.1 Studium przypadku	23
	6.2 Model numeryczny	24
	6.3 Efekty technologiczne	27
7	Podsumowanie	30
	7.1 Wnioski	30
	7.2 Rekomendacje do dalszych badań	32

Bibliografia

1 Wstęp

Utworzenie pustej przestrzeni w ośrodku gruntowym pod powierzchnią terenu, poprzez zastąpienie cylindryczną konstrukcją, ma niewątpliwie znaczny wpływ na otoczenie. W wyniku tego procesu, powstała pustka ulega deformacjom, które propagują przez zalegające powyżej warstwy podłoża gruntowego do powierzchni terenu. Deformacje te wpływają na obiekty budowlane oraz sieci infrastruktury technicznej, znajdujące się zarówno na, jak i pod powierzchnią terenu. Obiekty budowlane mają często ograniczoną zdolność do absorbowania deformacji podłoża gruntowego, na którym są posadowione. Oprócz deformacji, nieodłącznym efektem utworzenia pustki są siły wewnętrzne powstające w elementach konstrukcyjnych drążonego tunelu. Efekty te są w znacznym stopniu uzależnione od procesów technologicznych, których słaba kontrola bądź jakiekolwiek zaniedbanie, może prowadzić do awarii i katastrof, często związanych z ofiarami oraz ogromnymi stratami finansowymi.

Z uwagi na szybki rozwój technologii informatycznych oraz na wzrost wydajności jednostek obliczeniowych, pojawia się możliwość przeprowadzenia analiz numerycznych uwzględniających wszystkie szczegóły technologiczne bez wprowadzania subiektywnych założeń.

1.1. Teza i cel pracy

Teza rozprawy doktorskiej brzmi: "zaawansowane modelowanie numeryczne uwzględniające szczegóły technologiczne w różnych metodach drążenia tuneli, do tej pory zaniedbywane bądź uznawane za nieistotne, pozwala na bardziej realistyczne powiązanie skutków wywołanych budową tuneli z ich przyczynami, prowadząc do bardziej efektywnych rozwiązań projektowych, jak i wykonawczych."

Bazując na powyższej tezie, głównym celem niniejszej pracy jest analiza efektów drążenia tuneli będących skutkiem różnych procesów, skupiając uwagę na najbardziej istotnych aspektach technologicznych. Przedstawione badania w niniejszej rozprawie skupiają się na:

• Badaniach literaturowych dotyczących najczęściej stosowanych technologii, z podziałem na metodę konwencjonalną oraz metodę wykorzystującą zmechanizowane tarcze drążące; analizie danych doświadczalnych, bazującej na wynikach z badań laboratoryjnych oraz studiach przypadków, której celem jest zrozumienie ogólnych skutków różnych rozwiązań technologicznych w ramach prowadzonych prac drążenia tuneli; przeglądzie różnych narzędzi służących do przewidywania efektów wywołanych budową tuneli, z podziałem na metody empiryczne, analityczne oraz numeryczne.

- Symulacjach numerycznych pozwalających na analizę mechanizmów wywołanych przez różne procesy technologiczne dla dwóch różnych metod tunelowania, metody konwencjonalnej oraz metody wykorzystującej zmechanizowane tarcze drążące. Wymagane jest wierne odtworzenie procesu drążenia tunelu, wprowadzając modele pozwalające na możliwie najwierniejszą symulację różnych aspektów technologicznych.
- Analizie otrzymanych wyników, skupiając się na najbardziej istotnych z technicznego punktu widzenia konsekwencjach, tj. deformacji powierzchni terenu oraz siłach wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych wywołanych przez różne procesy technologiczne.

1.2. Struktura rozprawy

Rozprawa doktorska składa się z rozdziału wprowadzającego, sześciu rozdziałów zasadniczych, rozdziału podsumowującego oraz dwóch załączników. Rozdziały zasadnicze pracy wymieniono poniżej wraz z krótkim opisem ich zawartości.

- Rozdział 2 daje Czytelnikowi przegląd współczesnych metod tunelowania. Dyskusja jest przeprowadzona z podziałem na metodę konwencjonalną oraz metodę wykorzystującą zmechanizowane tarcze drążące.
- W rozdziale 3 przedstawiono analizę danych doświadczalnych, bazując na wynikach z badań laboratoryjnych oraz studiach przypadków, której celem jest zrozumienie ogólnych skutków rozwiązań technologicznych w ramach prowadzonych prac drążenia tuneli.
- Rozdział 4 jest poświęcony narzędziom służącym do predykcji efektów wywołanych budową tuneli, przeprowadzając klasyfikację dostępnych metod służących głównie do określania deformacji podłoża gruntowanego.
- Rozdział 5 jest poświęcony symulacjom numerycznym dla tunelu drążonego przy użyciu metody konwencjonalnej bazując na rzeczywistym tunelu (GNF2) wybudowanym na przedmieściach Florencji we Włoszech. W analizach numerycznych do opisu ośrodka gruntowego wykorzystano trzy modele konstytutywne, charakteryzujące się różnym poziomem złożoności, co pozwoliło na przeprowadzenie analizy wrażliwości otrzymanych wyników w zależności od zastosowanego modelu konstytutywnego. Analizując wyniki symulacji numerycznych przedstawiono prawdopodobne wyjaśnienie mechanizmów wywołanych różnymi procesami technologicznymi.
- Rozdział 6 zawiera symulacje numeryczne dla tunelu wybudowanego zmechanizowaną tarczą drążącą. Trójwymiarowy model obliczeniowy został

zbudowany w oparciu o rzeczywisty tunel wydrążony tarczą EPB w ramach projektu MRTA w Bangkoku (Tajlandia). Przeprowadzone analizy przedstawiają efekty zastosowanej technologii, które kolejno są rozszerzone o wyniki z przeprowadzonych analiz wrażliwości ciśnienia podparcia czoła tunelu oraz geometrii szczeliny powstałej pomiędzy powierzchnią tarczy a otaczającym ośrodkiem gruntowym. Podobnie jak w poprzednim rozdziale, analizę wyników rozszerzono o możliwe wyjaśnienie wywołanych mechanizmów.

• W rozdziale 7 przedstawiono podsumowanie najważniejszych analiz, ograniczenia przeprowadzonych symulacji numerycznych oraz zalecenia dla dalszych badań.

2 Przegląd metod tunelowania

Ogólną klasyfikację metod tunelowania można znaleźć w raporcie International Tunnelling and Underground Space Association (2009). W raporcie tym wyróżniono trzy metody tunelowania:

- metodę konwencjonalną,
- metodę wykorzystującą zmechanizowaną tarczę drążącą,
- metodę odkrywkową.

Metody konwencjonalna oraz wykorzystująca zmechanizowaną tarczę drążącą mają na celu utworzenie pustej przestrzeni w ośrodku gruntowym bez wpływu na istniejące obiekty oraz linie komunikacyjne znajdujące się na powierzchni terenu. Różnica pomiędzy tymi metodami polega na tym, iż w metodzie konwencjonalnej do urabiania gruntu stosuje się typowe maszyny górnicze bądź maszyny służące do wykonywania wykopów, np. koparki. Natomiast w metodzie zmechanizowanej do drążenia tunelu wykorzystuje się zmechanizowaną głowicę urabiającą grunt, po czym segmentowa obudowa jest instalowana w pełni zautomatyzowany sposób, przy użyciu odpowiedniego podajnika segmentów.

Z drugiej strony, metoda odkrywkowa jest klasyfikowana jako metoda tunelowania, chociaż jej metodologia jest zupełnie odmienna od dwóch powyżej przedstawionych metod. W metodzie tej budowa tunelu polega na usunięciu wszystkich obiektów znajdujących się na powierzchni terenu, jak i pod powierzchnią terenu (sieci infrastruktury podziemnej), oraz na wykonaniu wykopu zabezpieczonego przez odpowiednie konstrukcje wsporcze (np. ściany szczelinowe oraz płyty żelbetowe). W kolejnym kroku wykonywana jest płyta górna wieńcząca konstrukcję. Ze względu na odmienną metodologię budowy, metoda ta została pominięta w dalszym opisie.

2.1. Metoda konwencjonalna

Przy wykorzystaniu metody konwencjonalnej jest możliwa budowa tunelu w niemal każdych warunkach gruntowo-wodnych. Metoda ta polega na iteracyjnej sekwencji trzech faz budowy: wzmacniania ośrodka gruntowego, urabiania gruntu oraz instalacji obudowy tunelu. Metoda konwencjonalna zaczęła się gwałtownie rozwijać od roku 1940 wraz z wprowadzeniem nowych technologii, jak np. technologii wykonania betonu natryskowego. Rabcewicz (1944) jako pierwszy zdefiniował założenia metody NATM (ang. New Austrian Tunnelling Method), która polega na optymalizacji procesów technologicznych w celu kontroli deformacji ośrodka gruntowego oraz napreżeń w obudowie tunelu. W literaturze można znaleźć również inne metody konwencjonalne, np. metode NTM (ang. Norwegian Tunnelling Method) (Barton i in., 1992), SEM (ang. Sequential Excavation Method), SCL (ang. Spraved Concrete Lined) (Thomas, 2008) oraz ADECO-RS (ang. Analysis of the Controlled Deformation in Rock and Soil) (Lunardi, 2008). Pomiędzy wymienionymi metodami występuja zasadnicze różnice polegające na odmiennej metodologii projektowania, wykonywania, jak i zarządzania na placu budowy.

Drażenie tunelu może być prowadzone w tym samym czasie na całej powierzchni przodka tunelu (ang. full-face excavation), badź też z podziałem na mniejsze sekcje (ang. partial-face excavation). Różnica pomiędzy tymi sposobami urabiania gruntu polega na tym, iż w ogólnym rozumieniu wieksza pustka jest mniej stabilna od mniejszej. Ze względu na ten fakt, powszechna praktyka jest podział przodka na mniejsze sekcje. Z drugiej jednak strony, jednoczesne urabianie gruntu na całej powierzchni przodka tunelu prowadzi do tego, iż proces drażenia tunelu przebiega znacznie szybciej. Ponadto, taki sposób drażenia tunelu daje możliwość wykonania całej konstrukcji obudowy tunelu, tworząc tzw. pierścień zamykający w niedużej odległość od przodka. Aspekt ten jest kluczowym zagadnieniem podczas kontroli deformacji ośrodka gruntowego, szczególnie istotnej w przypadku płytkich tuneli (British Tunnelling Society and Institution of Civil Engineers, 2004). Urabianie gruntu jest często przeprowadzane z wykorzystaniem wielu pomocniczych procesów technologicznych w celu zwiększenia stateczności przodka, co ma szczególne znacznie w przypadku płytkich tuneli drażonych w gruncie. Wyżej omówione sposoby urabiania gruntu przedstawiono na rysunku 2-1.

2.2. Zmechanizowana metoda tunelowania

Zmechanizowana metoda tunelowania jest to metoda wykorzystująca zmechanizowaną tarczę drążącą. Różnego rodzaju zmechanizowane tarcze drążące zostały z powodzeniem wykorzystane do budowy tuneli w różnych warunkach gruntowo-wodnych. Aktualnie istnieje wiele różnych rodzajów zmechanizowa-



(a) Urabianie na całej powierzchni przodka (Ochmański i in., 2015)



(b) Urabianie z podziałem na sekcje (British Tunnelling Society and Institution of Civil Engineers, 2004)

Rysunek 2-1: Przykłady urabiania gruntu w metodzie konwencjonalnej

nych maszyn drążących. W literaturze można znaleźć klasyfikację zmechanizowanych tarcz drążących np. wg typu podparcia przodka (Longchamp, 2000) bądź rodzaju maszyny (Japan Society of Civil Engineering, 2006; Maidl, 2012). Biorąc pod uwagę cel niniejszej rozprawy, najbardziej zasadna wydaje się tutaj klasyfikacja z uwagi na sposób podparcia przodka (Maidl, 2012), którą przedstawiono na rysunku 2-2.

Obecnie najczęściej stosowanym sposobem podparcia przodka tunelu jest zastosowanie zawiesiny iłowej (ang. slurry shield) bądź też głowicy o wyrównanych ciśnieniach gruntowych (ang. Earth Pressure Balance - EPB).

Tarcza wykorzystująca zawiesinę iłową w celu podparcia przodka tunelu szczególnie nadaje się do drążenia w gruntach gruboziarnistych, pyłach oraz miękkich gruntach heterogenicznych. Poprzez zastosowanie zawiesiny iłowej o dużym ciężarze właściwym i dużej lepkości, w celu kontroli ciśnienia w komo-



Rysunek 2-2: Sposoby podparcia przodka tunelu (Maidl, 2012)

rze roboczej, możliwe jest zapewnienie stateczności przodka nawet w warunkach o dużym ciśnieniu wody gruntowej.

Tarcza wykorzystująca zasadę wyrównanych ciśnień gruntowych ma zastosowanie szczególnie w przypadku gruntów gliniastych, iłów, drobnych piasków gliniastych oraz w przypadku niektórych miękkich skał, jak np. margiel czy łupek. Natomiast w przypadku twardych skał i/lub o dużej ścieralności, wymagane może być wstrzyknięcie odpowiednich dodatków, bądź też zastosowanie specjalnych elementów zabezpieczających przed nadmiernym zużyciem głowicy tnącej. W komorze roboczej zlokalizowanej za głowicą tnącą, urobionym gruntem, do którego wstrzyknięte są odpowiednie dodatki, wytwarza się ciśnienie zapewniające stabilność przodka tunelu.

W zmechanizowanych maszynach drążących wykorzystujących zawiesinę iłową bądź też zasadę wyrównanych ciśnieniach gruntowych można wyróżnić następujące elementy konstrukcyjne: a) głowicę tnącą, b) płaszcz tarczy, c) siłowniki hydrauliczne, d) przenośnik ślimakowy, e) segmentową obudowę tunelu, f) podajnik segmentów. Szczegóły budowy typowej tarczy EPB oraz tarczy Hydroshield zostały przedstawione na rysunkach 2-3 i 2-4.



Rysunek 2-3: Szczegóły budowy tarczy EPB (www.herrenknecht.com, 2015)



Rysunek 2-4: Szczegóły budowy tarczy Hydroshield (www.herrenknecht.com, 2015)

3 Przegląd badań doświadczalnych

3.1. Efekty ogólne

W rozumieniu ogólnym, proces drażenia tunelu powoduje odkształcenia podłoża gruntowego. Zniszczenie na wskutek nadmiernych przemieszczeń w obrębie przodka tunelu można podzielić na zniszczenie aktywne i pasywne. W zniszczeniu aktywnym grunt przed przodkiem tunelu przemieszcza się w kierunku utworzonej pustki. Natomiast w zniszczeniu pasywnym grunt przemieszcza się w przeciwnym kierunku, tj. od pustki do otaczającego gruntu. Drugi przypadek może wystąpić, np. gdy przodek tunelu jest podparty sprężonym powietrzem. Efekt ten jest również dobrze znany podczas drażenia tuneli tarczą zmechanizowana z podparciem przodka zawiesiną iłową. Zbyt duże ciśnienie zawiesiny może prowadzić do wypiętrzenia powierzchni terenu, a nawet do nagłej propagacji zawiesiny wgłąb ośrodka gruntowego (ang. blow-out failure). Najistotniejszym skutkiem, z technicznego punktu widzenia, związanym z deformacją ośrodka gruntowego w obrębie przodka tunelu są osiadania, zarówno na powierzchni terenu, jak i pod powierzchnią terenu. Wywołane są one tzw. stratą objętości na wskutek niewystarczającego podparcia przodka, jak również zaciskania się utworzonej pustki. Badania eksperymentalne zniszczenia aktywnego i jego wpływu na deformacje ośrodka gruntowego przedstawili m.in.: Oblozinsky i Kuwano (2004), Lee i in. (2006), Messerli i in. (2010), Walter i in. (2010), He i in. (2011) oraz Idinger i in. (2011), natomiast zniszczenie pasywne zostało zbadane przez Wonga i in. (2012).

3.2. Szczegółowe efekty technologiczne

3.2.1. Metoda konwencjonalna

Drążenie tuneli metodą konwencjonalną zwykle jest prowadzone wraz ze zbrojeniem przodka tunelu. Efekty tej technologii zostały zbadane m.in. przez Leca (1997), Calvello i Taylora (1999), Hallaka (1999), Kamata i Mashimo (2003) oraz Yoo i Shina (2003), którzy przeprowadzili szereg badań laboratoryjnych, wliczając w to badania w centryfugach. Natomiast Arsena i in. (1991), Lunardi (1991), Lunardi i in. (1992) przeanalizowali szereg studiów przypadków. Badania te w głównej mierze dotyczą analiz zasady działania elementów zbrojących oraz wpływu ich rozmieszczenia na otrzymywane wyniki.

Zniszczenie na wskutek utraty stateczności przodka tunelu przyjmuje kształt komina, rozciągającego się od przodka aż po powierzchnię terenu. Stateczność

przodka tunelu może być zapewniona przez wykorzystanie poziomych lub pionowych elementów zbrojących. Elementy te w znacznym stopniu zmniejszają wypiętrzenie przodka tunelu, a co za tym idzie deformacji, które propagują do powierzchni terenu. Kamata i Mashimo (2003) przeprowadzili serię badań w wirówkach geotechnicznych, analizując wpływ rozkładu zbrojenia i jego długości na stabilność przodka. Pierwszy zestaw testów odnosi się do zbrojenia poziomego (por. Rys. 3-1). Wyniki przedstawiają stany awaryjne przodka tunelu dla zbrojenia o różnej długości, gdy obejmuje ono pełną sekcję przodka oraz jej górną i dolną część.



Rysunek 3-1: Wpływ poziomego zbrojenia czoła tunelu na uzyskaną strefę zniszczenia (Kamata i Mashimo, 2003)

Drugą omówioną technologią jest tzw. sklepienie wstępne (ang. pre-support). W literaturze można znaleźć liczne badania dotyczące skuteczności tej technologii w zwiększeniu stateczności konstrukcji tunelu, np: Kamata i Mashimo (2003), Date i in. (2008), Hisatake i Ohno (2008) oraz Juneja i in. (2010). W badaniach przeprowadzonych przez Kamata i Mashimo (2003), Autorzy koncentrują się na dwóch przypadkach: zbrojenia z podłużnych elementów różnych długości o średnicy 1,0 mm, oraz zbrojenia wykonanego z płytki akrylowej, która charakteryzuje się nieporównywalnie wyższą sztywnością niż elementy podłużne. Geometria tunelu wraz z rozmieszczeniem zbrojenia oraz uzyskane z badań wyniki zostały przedstawione na rysunku 3-2. Wyniki te pokazują, że kształt i wielkość strefy zniszczenia w niewielkim stopniu zmienia się wraz ze zmianą długości zbrojenia wykonanego z elementów podłużnych oraz jego rozmieszczeniem. Niemniej jednak, wyniki te obrazują, że zastosowanie sklepienia wstępnego znacząco zwiększa stateczność przodka tunelu.



Rysunek 3-2: Wpływ sklepienia wstępnego na uzyskaną strefę zniszczenia (Kamata i Mashimo, 2003)

3.2.2. Metoda zmechanizowana

Efekty wywołane drążeniem tuneli metodą zmechanizowaną są inne niż te, wywołane drążeniem metodą konwencjonalną. W ogólnym rozumieniu, można dokonać podziału wywołanych efektów na te związane z podparciem przodka tunelu, podczas przejścia tarczy oraz efekty związane z iniekcją w części ogonowej tarczy oraz wypływem systemu zaplecza. Ze względu na złożoność procesu drążenia tunelu metodą zmechanizowaną, zostały przeprowadzone nieliczne badania laboratoryjne. Najbardziej zasadna jest zatem analiza wyników uzyskanych podczas monitoringu rzeczywistych obiektów.

Efekty wywołane drążeniem tunelu tarczą EPB dla przedłużenia linii D pomiędzy stacją Gorge du Loup i Vaise metra w Lyonie przedstawiono na rysunku 3-3 (Dias i Kastner, 2013). Efekty technologiczne są wyraźnie widoczne na przedstawionych wykresach. Wpływ ciśnienia podparcia przodka tunelu jest widoczny na profilach osiadania powierzchni terenu, jako niewielka konwergencja wstępna występująca przed przodkiem tunelu. Natomiast podczas przejścia przodka tunelu niemal natychmiast następuje rozwój deformacji, który utrzymuje się na stałym poziomie. Kolejna redukcja osiadań, szczególnie tych pomierzonych pod powierzchnią terenu, przedstawia wpływ iniekcji wykonanej w części ogonowej tarczy. Efekt ten jest dobrze widoczny na profilach przemieszczeń poziomych uzyskanych z pomiarów inklinometrycznych. Kolejno następuje jego stopniowy zanik wraz ze zwiększaniem się odległości do przodka tunelu.



Rysunek 3-3: Pomierzone odkształcenia ośrodka gruntowego podczas drążenia tunelu tarczą z zawiesiną iłową (Dias i Kastner, 2013)

4 Metody służące do przewidywania efektów budowy tuneli

W niniejszym rozdziale przedstawiono przegląd metod służących do przewidywania efektów wywołanych procesem drążenia tunelu. Narzędzia służące do jakościowej i ilościowej oceny efektów są stale rozwijane, a co za tym idzie następuje rozwój metod projektowych. Metody te nie mogą być lekceważone, ze względu na fakt, iż mają one zastosowanie w codziennej praktyce inżynierskiej. Narzędzia służące do przewidywania można podzielić na:

- empiryczne,
- analityczne i pół-analityczne,
- numeryczne.

4.1. Metody empiryczne

Najczęściej stosowaną krzywą do opisu osiadania terenu w przekroju poprzecznym jest krzywa Gaussa, która została jako pierwsza zastosowana przez Martosa (1958). Kolejno jej stosowalność potwierdził Peck (1969) oraz Schmidt (1969). Krzywa ta (por. Rys. 4-1) jest wyrażona jako:

$$S_{x,z_0} = S_{z_0}^{max} \cdot exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i_{z_0}^2}\right)$$
(4.1)

gdzie S_{x,z_0} to osiadanie powierzchni terenu w przekroju poprzecznym, x oznacza odsunięcie od osi tunelu, a $S_{z_0}^{max}$ to maksymalne osiadanie powierzchni terenu w osi tunelu. Ostatni parametr i_{z_0} to odległość od osi tunelu do punktu przegięcia krzywej.

Alternatywne krzywe, charakteryzujące się wyższym stopniem korelacji odkształceń kątowych z pomierzonymi wartościami, zostały przedstawione m.in. przez Celestino i Ruiza (1998), Jacobsza i in. (2004) oraz Vorstera i in. (2005).

W literaturze można znaleźć jedną krzywą służącą do opisu deformacji podłoża w przekroju podłużnym. Attewell i Woodman (1982), w oparciu o dane uzyskane podczas drążenia tuneli w glinach, potwierdzili zasadność stosowania krzywej Gaussa do opisu osiadania powierzchni terenu w przekroju poprzecznym. Ponadto, w celu opisania profilu podłużnego zaproponowali oni następujący wzór:

$$S_{x,y,z_0} = S_{z_0}^{max} \cdot exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i_{x,z_0}^2}\right) \cdot \int_{-\infty}^{-y} \frac{1}{i_{y,z_0} \cdot \sqrt{2\pi}} exp\left(-\frac{y^2}{2 \cdot i_{y,z_0}^2}\right) \,\mathrm{d}y \qquad (4.2)$$



Rysunek 4-1: Krzywa rozkładu Gaussa (Peck, 1969)

gdzie y to odległość od przodka tunelu w kierunku podłużnym, i_{y,z_0} to odległość do punktu przegięcia krzywej. Krzywa ta jest przedstawiona na rysunku 4-2.

W rozprawie doktorskiej omówiono również wzory do określania odległości do punktu przegięcia krzywej oraz parametr K opisujący szerokość wpływu krzywej. Przedstawiono wzory dla różnych warunków gruntowo-wodnych do określenia osiadania, zarówno na powierzchni terenu, jak i pod powierzchnią terenu.



Rysunek 4-2: Profil podłużny osiadania powierzchni terenu (Attewell i Woodman, 1982)

4.2. Metody analityczne i pół-analityczne

Metody analityczne służące do określania efektów wywołanych procesem drążenia tuneli są łatwymi oraz efektywnymi narzędziami bazującymi na solidnych podstawach teoretycznych. Niewątpliwą zaletą tych metod jest to, że mogą posłużyć do walidacji modeli numerycznych.

Metoda analityczna w oparciu o teorię stochastyczną została zaproponowana jako pierwsza przez Litwiniszyna (1957). Następnie została rozszerzona przez Liu (1993), Liu i in. (1999) oraz Yanga i in. (2004), a kolejno uproszczona przez Yanga i Wanga (2011).

Dokładne rozwiązanie analityczne dla tunelu o przekroju kołowym w elastycznej półpłaszczyźnie zostało przedstawione przez Verruijta (1997). Aby rozwiązać poruszane zagadnie, Verruijta (1997) zastosował metodę zmiennych złożonych dla liniowego materiału sprężystego (Muskhelishvili i Radok, 1953) wraz z współrzędnymi bipolarnymi (Mindlin, 1940). Ponadto, zostały przyjęte dwa warunki brzegowe, gdzie pierwszy definiuje powierzchnię terenu jako powierzchnię, na której naprężenia są równe zeru. Drugi warunek brzegowy określa, że ściany tunelu ulegają pewnym deformacjom wywołanym stratą objętości gruntu. Analityczne rozwiązanie tego problemu prowadzi do uzyskania przemieszczeń i naprężeń w liniowo-sprężystym materiale otaczającym tunel. Metoda ta została rozszerzona o uwzględnienie ciśnienia podparcia (np. dla tarczy z zawiesina iłowa) przez Verruijt (1998). Kolejnym rozwinieciem tej metody jest uwzględnienie w rozważanym ośrodku realistycznego rozkładu naprężeń pierwotnych, które zostało przedstawione przez Verrujta i Bookera (2000). Ostatnim rozszerzeniem (Verruijt i Strack, 2008) jest uwzględnienie zjawiska wypiętrzenia gruntu pod tunelem, na wskutek odciażenia wywołanego procesem drażenia.

W celu uproszczenia dokładnych oraz skomplikowanych rozwiązań analitycznych, przedstawiono kilka metod. Łatwa w użyciu metoda, służąca do oszacowania odkształceń ośrodka gruntowego wywołanych procesem drążenia tunelu, która nie wymaga skomplikowanych obliczeń, została jako pierwsza przedstawiona przez Sagaseta (1987). Metoda ta zakłada, iż tunel jest wydrążony w nieściśliwym liniowo-sprężystym materiale, a powstające deformacje ścian tunelu są określone jako równomierne przemieszczenie do wnętrza powstałej pustki. Metoda ta została przedstawiona w uogólnionej formie oraz rozszerzona przez Verruijta i Bookera (1996), o możliwość uwzględnienia materiału ściśliwego, jak i dodatkowego rodzaju deformacji ścian tunelu. Dla powyższych metod istnieje wiele różnych alternatyw, np. metoda przedstawiona przez Loganathana i Poulosa (1998) bądź Chou i Bobeta (2002).

4.3. Metody numeryczne

Trzecią grupę metod służących do analizy skutków procesu drążenia tuneli stanowią różne narzędzia numeryczne. Metody numeryczne stanowią najbardziej kompletne oraz uniwersalne rozwiązanie, służące do symulacji procesu tunelowania. Dają możliwość uwzględnienia większości aspektów technologicznych, bez wprowadzania subiektywnych założeń.

Do metod numerycznych zaliczamy: Metodę Elementów Skończonych (MES) oraz Metodę Różnic Skończonych (MRS), Metodę Elementów Brzegowych (MEB) oraz Metodę Elementów Dyskretnych (MED). Oprócz wymienionych metod, istnieje wiele innych, jednak ich zastosowanie jest ograniczone do bardzo specyficznych problemów.

Przykładem modelu numerycznego MES, służącego do analizy procesu drążenia tunelu z wykorzystaniem zmechanizowanej tarczy drążącej, jest model stosowany w programie PLAXIS 3D (Brinkgreve i in., 2010) oraz model EKATE (Kasper i Meschke, 2004). Definicja tarczy drążącej dla obydwu modeli została przedstawiona na rysunku 4-3.



Rysunek 4-3: Modele numeryczne MES dla symulacji procesu drążenia tunelu tarczą zmechanizowaną (Ninić, 2015)

5 Tunel ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii jet-grouting

5.1. Studium przypadku

Analizowanym przypadkiem tunelu wykonanego metodą konwencjonalną jest tunel zbudowany na przedmieściach Florencji we Włoszech, będący częścią linii

$\operatorname{ROZDZIAŁ}$ 5. Tunel ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii jet-grouting

kolejowej o dużej prędkości (Russo i Modoni, 2006). Jak przedstawiono na rysunku 5-1, tunel ten przebiega pod drogą o dużym nateżeniu ruchu oraz pod fundamentami istniejącej zabudowy. Konstrukcja tunelu charakteryzuje się niewielka długościa równa około 50 m; przebiega przez naprzemiennie zalegające warstwy żwiru piaszczystego oraz piasku pylastego. Tunel, nazwany GNF2, został wykonany metodą konwencjonalną, wykorzystując technologie iniekcji strumieniowej do wykonania sklepienia wstępnego. W kierunku podłużnym, tunel został podzielony na 7 odcinków o równej długości wynoszącej 6,40 m. Proces urabiania gruntu został przeprowadzony jednocześnie na całej powierzchni przodka tunelu. Było to możliwe dzięki zbrojeniu przodka, wykonanym przy użyciu 99 kotew z włókna szklanego o długości 24 m, które zapewniły jego odpowiednia stateczność. Sklepienie wstępne tunelu zostało wykonane w technologii iniekcji strumieniowej, tworząc 71 częściowo zachodzących na siebie kolumn iniekcyjnych, o średnicy 0,6 m i długości 13 m. Każde sklepienie wstępne charakteryzuje się specyficznym kształtem, tj. podobnym do połowy ścietego stożka, który był wymagany aby utworzyć pustą przestrzeń niezbędną do budowy kolejnego odcinka sklepienia (por. Rys. 5-1). Urabianie gruntu prowadzono w krokach o długości 1,0 m. Po każdym kroku była instalowana obudowa tymczasowa, utworzona z profili stalowych, siatki zbrojeniowej oraz betonu natryskowego o grubości 0.30 m. Proces budowy całego tunelu trwał około 6 miesięcy.

5.2. Model numeryczny

Symulacja numeryczna tunelu GNF2 została przeprowadzona przy wykorzystaniu dwu- i trójwymiarowego modelu zbudowanego w programie ABAQUS (Hibbitt i Sorensen, 2001), bazującym na metodzie elementów skończonych. Model trójwymiarowy wiernie odwzorowuje kształt tunelu oraz wszystkie procesy technologiczne (Rys. 5-2), natomiast model dwuwymiarowy przedstawia najczęściej spotykane w praktyce podejście. W obydwu modelach numerycznych pominięto wpływ obciążenia powierzchni terenu oraz założono standardowe warunki brzegowe, bez uwzględnienia wody gruntowej.

5.2.1. Model trójwymiarowy

W modelu trójwymiarowym, w celu ograniczenia wpływu warunków brzegowych, liczba sklepień wstępnych została zwiększona do 15 (6 dla rzeczywistego tunelu), co prowadzi do długości tunelu równej 90 m (Rys. 5-2). Wymiary przekroju poprzecznego bloku gruntu, w którym przeprowadzono symulację procesu drążenia tunelu przyjęto równe 80 m, co ograniczyło wpływ warunków brzegowych na otrzymane wyniki. Blok ten ma długość 180 m. Proces instalacji kolumn iniekcyjnych został wiernie odtworzony, przyjmując sekwencję wykonywanych kolumn iniekcyjnych taką, jak w opisanym studium przypadku. Każda kolumna została wprowadzona do modelu numerycznego jako osobny element konstrukcyjny, który zastępuje pewną część ośrodka gruntowego. Symulacja instalacji każdej z kolumn została przeprowadzona przez stopniową redukcję sztywności ośrodka gruntowego, który jest zastępowany materiałem scementowanym, a w tym samym czasie wzrostem sztywności materiału kolumny iniekcyjnej. Roz-



Rysunek 5-1: Charakterystyka geometryczna wraz z sekwencją faz budowy dla tunelu GNF2 (Russo i Modoni, 2006)

wój sztywności tego materiału został uzależniony od procesu hydratacji. Zbrojenie przodka tunelu zostało wprowadzone do model numerycznego jako elementy jednowymiarowe, o zadanej sztywności, zgodnie z geometrią przedstawioną na rysunku 5-1.



Rysunek 5-2: Siatka MES dla modelu 3D z dezaktywowanymi elementami skończonymi urabianego gruntu oraz częścią zbrojenia przodka tunelu

Przedstawiony model numeryczny wykorzystuje symetrię, co pozwala na znaczną redukcję liczby elementów skończonych tworzących siatkę MES. Przedstawiona na rysunku 5-2 siatka jest zagęszczona w przekroju pośrednim, w którym są odczytywane wyniki. Siatka MES składa się z 700 tysięcy czworościennych elementów I-rzędu o zmiennych wymiarach oraz 130 tysięcy sześciościennych elementów I-rzędu. Każdy krok obliczeniowy wprowadzony do modelu numerycznego został rozwiązany stosując metodę Newtona. Dodatkowo, aby skrócić czas niezbędny do przeprowadzenia obliczeń, wykorzystano algorytm liniowy zaproponowany przez Nocedala i Wrighta (2000). Symulacje numeryczne zostały przeprowadzone przy wykorzystaniu węzła obliczeniowego infrastruktury PL-GRID oraz wysokiej klasy stacji roboczej.

5.2.2. Model dwuwymiarowy

W modelu dwuwymiarowym wszystkie fazy budowy tunelu zostały odw
zorowane w wybranym przekroju poprzecznym. Instalacja dwóch sklepień wstępnych (zewnętrznego, odpowiadającego poprzedniemu odcinkowi tunelu oraz wewnętrznego dla aktualnego odcinka), została przeprowadzona w taki sam sposób jak dla modelu trójwymiarowego. Ponadto, aby uwzględnić trójwymiarowy efekt budowy tunelu symulacja procesu urabiania gruntu została przeprowadzona przy wykorzystaniu tzw. metody redukcji obciążeń (Panet i Guenot, 1982). Metoda ta uzależnia reakcję w węzłach p na obwodzie tunelu od współczynnika redukcyjnego ξ i może być wyrażona jako:

$$p = p_r \left(1 - \xi\right) \tag{5.1}$$

gdzie p_r to wartość reakcji początkowej w danym węźle. Wartości współczynnika redukcyjnego ξ dla każdego kroku obliczeniowego, zostały dobrane w taki sposób, aby uzyskane wartości były zbieżne z wartościami uzyskanymi z modelu trójwymiarowego.

5.2.3. Modele konstytutywne

Analizy numeryczne przeprowadzono wykorzystując trzy modele konstytutywne opisujące ośrodek gruntowy. Pierwszym użytym modelem konstytutywnym jest liniowo-sprężysty, idealnie-plastyczny model z powierzchnią plastyczności Coulomba-Mohra (Coulomb, 1776). Drugi model to model hypoplastyczny do opisu piasków, wprowadzony przez von Wolffersdorff (1996). Trzeci model wprowadza rozszerzenie do modelu hypoplastycznego o tzw. koncepcję odkształceń międzyziarnowych (Niemunis i Herle, 1997). Model HYPO+ISC został zaimplementowany w języku FORTRAN (Gudehus i in., 2008) oraz jest bezpłatnie udostępniony na stronie internetowej www.soilmodels.info. Ze względu na brak badań laboratoryjnych analizowanego podłoża gruntowego, dla przedstawionego studium przypadku, modele konstytutywne zostały skalibrowane zakładając jako podłoże, w którym tunel jest wydrążony, piasek Hochstetten (von Wolffersdorff, 1996). Naprężenia pierwotne panujące w ośrodku gruntowym zostały przyjęte zgodnie z procedurą K_0 , zakładając wartość współczynnika K_0 równą 0, 455.

Materiał scementowany sklepienia wstępnego został opisany za pomocą modelu liniowo-sprężystego, idealnie-plastycznego z powierzchnią plastyczności Coulomba-Mohra. Właściwości mechaniczne torkretu oraz betonu zostały od-wzorowane za pomocą modelu liniowo-sprężystego, idealnie-plastycznego z funkcją uplastycznienia (Lubliner i in., 1989), która została zmodyfikowana przez Lee i Fenvesa (1998). Dodatkowo, wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie oraz sztywność materiałów scementowanych została uzależniona od procesu hydratacji.

5.3. Efekty technologiczne

Profile osiadania powierzchni terenu uzyskane z obliczeń numerycznych dla różnych modeli konstytutywnych przedstawiono w przekroju poprzecznym na rysunku 5-3 oraz w przekroju podłużnym na rysunku 5-4. Dla dwuwymiarowego modelu numerycznego analizy zostały przeprowadzone jedynie dla najbardziej zaawansowanego modelu konstytutywnego (HYPO+ISC). Uzyskane wyniki z analiz numerycznych są porównane z wynikami otrzymanymi z monitoringu geotechnicznego.



Rysunek 5-3: Profile poprzeczne osiadań terenu



Rysunek 5-4: Profile podłużnych osiadań terenu

Porównanie profili osiadania powierzchni terenu prowadzi do stwierdzenia, że analizy numeryczne z wykorzystaniem modelu liniowo-sprężystego idealnieplastycznego z powierzchnią plastyczności Coulomba-Mohra prowadzą do uzyskania nierzeczywistych odkształceń ośrodka gruntowego. Natomiast dla modeli hypoplastycznych uzyskane wyniki potwierdzają, że charakter odkształceń jest zgodny z obserwacjami, jednakże dla podstawowego modelu hypoplastycznego ich maksymalna wartość jest znacznie wyższa od zaobserwowanej. Najbardziej realistyczne odwzorowanie deformacji ośrodka gruntowego uzyskano przy wykorzystaniu modelu hypoplastycznego z koncepcją odkształceń międzyziarnowych (HYPO+ISC). Charakterystykę odkształceń ośrodka gruntowego uzyskano zarówno dla profilu osiadania terenu w przekroju poprzecznym, jak i podłużnym.

Opis deformacji odkształceń podłoża gruntowego dla trójwymiarowego modelu numerycznego z hypoplastycznym modelem konstytutywnym z koncepcją odkształceń międzyziarnowych rozszerzono o mapy przemieszeń poziomych i pionowych w przekroju poprzecznym oraz o szczegółową analizę kształtu uzyskanej z obliczeń numerycznych niecki osiadania powierzchni terenu.

Siły wewnętrzne w trzech elementach konstrukcyjnych, tj. w sklepieniu wstępnym wykonanym w technologii iniekcji strumieniowej, obudowie wstępnej oraz obudowie docelowej, zostały przedstawione odpowiednio na rysunkach $5 \div 5 \div 7$ dla trójwymiarowego modelu numerycznego z najbardziej zaawansowanym modelem konstytutywnym (HYPO+ISC). Pierwszym wykonanym elementem konstrukcyjnym jest sklepienie wstępne, które po instalacji jest równomiernie ści-skane wzdłuż całej osi na wskutek ciężaru własnego. Dezaktywacja stref gruntu, która symuluje proces urabiania gruntu, generuje natychmiastowy wzrost sił ści-skających w sklepieniu wstępnym. Obudowa tymczasowa z betonu natryskowego, instalowana po urabianiu gruntu, tworzy wraz ze sklepieniem wstępnym strukturę zdolną do przeniesienia obciążeń, wywołanych drążeniem kolejnych sekcji tunelu. Po instalacji obudowy docelowej tunelu, dalszy rozwój sił wewnętrznych jest zatrzymany, co oznacza, że obudowa tworząca zamknięty pierścień, dzięki swej sztywności, przenosi każde dodatkowe obciążenie.

Ponadto, w niniejszej rozprawie doktorskiej zbadano wpływ modelu konstytutywnego na otrzymane siły wewnętrzne w elementach konstrukcyjnych. Dodatkowo, odkształcenia ośrodka gruntowego oraz siły wewnętrzne w elementach konstrukcyjnych uzyskane z analiz numerycznych zostały porównane z wartościami otrzymanymi z dwóch wybranych metod empirycznych, stosowanych w praktyce na etapie projektu wstępnego.

ROZDZIAŁ 5. Tunel ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii jet-grouting



Rysunek 5-5: Siły wewnętrzne w sklepieniu wstępnym



Rysunek 5-6: Siły wewnętrzne w obudowie tymczasowej



Rysunek 5-7: Siły wewnętrzne w obudowie docelowej

6 Tunel wydrążony tarczą EPB

6.1. Studium przypadku

Niebieska linia metra projektu MRTA (Suwansawat, 2002; Surarak, 2010; Sirivachiraporn i Phienwej, 2012; Likitlersuang i in., 2013) została zbudowana poniżej gęstej sieci komunikacyjnej oraz istniejącej zabudowy w centrum miasta Bangkok (Tajlandia).

Przeprowadzone w niniejszej rozprawie symulacje numeryczne odnoszą się jedynie do niewielkiej części linii, znajdującej się w sekcji A (część północna), pomiędzy stacją Thiam Ruam Mitr oraz Pracharat Bamphen (por. Rys. 6-1). Na tym odcinku miąższość naziomu waha się od 14 do 18 m. Obudowa tunelu została zbudowana z pierścieni szerokich na 1,2 m, o wewnętrznej średnicy równej 5,7 m oraz grubości równej 0,3 m. Uwzględniając te wymiary, głowica tnąca o przekroju kołowym wydrążyła tunel o średnicy 6,52 m. Wartość ta uwzględnia zwiększoną o 2 cm średnicę urabiania gruntu, wymaganą w celu zmniejszenia tarcia pomiędzy tarczą a otaczającym ją ośrodkiem gruntowym.



Rysunek 6-1: Geometria analizowanej sekcji pomiędzy stacją Thiam Ruam Mitr oraz Pracharat Bamphen stations (Suwansawat, 2002)

Bangkok położony jest na centralnej płycie Tajlandzkiej, w delcie rzeki Chao Phray, na wysokości około $0,5 \div 1,0$ m n.p.m. W obszarze zurbanizowanym podłoże gruntowe składa się ze skomplikowanego systemu naprzemiennych warstw osadów rzecznych (Likitlersuang i in., 2013), które zalegają do nieznanej głębokości (szacuje się głębokość zalegania od 400 do 1800 m p.p.m).

W analizowanym obszarze zwietrzelina gliniasta o miąższości od 2 do 5 m, zalega na warstwie miękkiej gliny o miąższości 12 m. Zawartość wody w tej warstwie waha się od 60 do 105%, a niezdrenowana wytrzymałość na ścinanie wynosi od 10 do 25 kPa. Warstwy zalegające poniżej to dwie warstwy twardoplastycznych glin, charakteryzujących się niezdrenowaną wytrzymałością na ścinanie w zakresie od 26 do 162 kPa, oraz zawartością wody w zakresie od 15 do 62%. Tak zbudowane podłoże gruntowe, z którego prowadzone jest intensywne odpompowywanie wody gruntowej z warstwy wodonośnej, powoduje skomplikowane warunki gruntowo-wodne (Ramnarong, 1983; Ramnarong i Buapeng, 1991; Ramnarong i in., 1998; Surarak, 2010).

6.2. Model numeryczny

Model numeryczny został zbudowany przy wykorzystaniu komercyjnego oprogramowania ABAQUS, bazującego na metodzie elementów skończonych (Hibbitt i Sorensen, 2001). Dodatkowo, aby przyspieszyć proces budowy modelu, utworzony został skrypt w języku programowania Python, który pozwolił na automatyzację tego procesu. Pozwoliło to na przeprowadzenie analizy wrażliwości wybranych parametrów modelu na otrzymywane wyniki.

Model numeryczny podłoża gruntowego to blok odpowiadający symetrycznej połowie tunelu, o długości równej 120 m oraz szerokości i wysokości równej 60 m (por. Rys. 6-2). Wymiary te zostały tak dobrane, aby wpływ warunków brzegowych na otrzymane wyniki był jak najmniejszy (British Tunnelling Society and Institution of Civil Engineers, 2004). Siatka MES składająca się z 37694 elementów jest zagęszczona w pobliżu przekroju pośredniego, w którym odczytywane są wyniki przeprowadzonych analiz. Ze względu na poziom skomplikowania modelu numerycznego, do jego obliczeń wykorzystano jeden węzeł infrastruktury PL-GRID, składający się z dwóch procesorów Xeon X5670 (6 rdzeni), 72 GB pamięci oraz 2 procesorów GPU Tesla M2050 (kdm.cyfronet.pl, 2015).

Do modelu numerycznego wprowadzono sekwencję poziomych warstw tworzących podłoże gruntowe. Naprężenia pierwotne zostały wyznaczone korzystając z procedury K_0 , natomiast warunki brzegowe ciśnienia wody w porach gruntu przyjęto bazując na rzeczywistych pomiarach. Do opisu każdej z warstw, posłużono się modelem hypoplastycznym dla glin (Mašín, 2005). Model ten został rozszerzony o tzw. koncepcję odkształceń międzyziarnowych, która uwzględnia zwiększoną sztywność w zakresie małych odkształceń (Niemunis i Herle, 1997). Tak rozszerzony model został skalibrowany, bazując na wynikach z laboratoryjnych badań edometrycznych oraz trójosiowego ściskania.

Geometria tarczy EPB jest jednym z najbardziej istotnych aspektów wpływających na uzyskane wyniki obliczeń numerycznych. Pusta przestrzeń pomię-



Rysunek 6-2: Siatka MES bloku gruntu oraz przyjęte warunki brzegowe

dzy tarczą a otaczającym ośrodkiem gruntowym, może prowadzić do zwiększonej straty objętości gruntu, a co za tym idzie, do zwiększonego osiadania powierzchni terenu. Stożkowy kształt tarczy EPB zmniejsza tarcie pomiędzy tarczą a otaczającym ją ośrodkiem gruntowym. Po przejściu tarczy, podczas instalacji segmentów obudowy tunelu, pusta przestrzeń jest wypełniona iniekcją, co minimalizuje odkształcenia ośrodka gruntowego.

W przedstawionym modelu numerycznym, średnica drążenia tunelu jest większa o 2 cm od średnicy głowicy tarczy EPB (6,52 m), natomiast długość tarczy wynosi 8,35 m, a jej ciężar jest równy 3 MN. Iniekcja w części ogonowej tarczy została uwzględniona dzięki dodatkowym elementom skończonym aktywowanym w odpowiednim kroku obliczeniowym. Do opisu iniekcji posłużono się modelem liniowo-sprężystym, o sztywności oraz wodoprzepuszczalności zależnej od procesu hydratacji (Meschke i in., 1996). Ciśnienia podparcia przodka tunelu oraz iniekcji zostały przyjęte jako hydrostatyczne, o wartości równej w osi tunelu odpowiednio 120 oraz 150 kPa. System zaplecza jest uwzględniony przez odpowiednie siły skupione przyłożone do wewnętrznej powierzchni obudowy tunelu. Punkt przyłożenia sił jest w każdym kroku obliczeniowym uaktualniany, zgodnie z pozycją przodka tunelu. Kroki obliczeniowe wprowadzone do modelu numerycznego przyjęto zgodnie z rysunkiem 6-3.



(b) Instalacja obudowy

(1) przemieszczenie tarczy wraz z siłą odpowiadającą jej ciężarowi własnemu

2 przemieszczenie sił skupionych systemu zaplecza

(3)dezaktywacja elementów skończonych odpowiadających urabianemu gruntowi oraz aktualizacja pozycji ciśnienia przyłożonego do przodka tunelu

(4)aktywacja elementów skończonych dla iniekcji oraz obudowy tunelu oraz aktualizacja miejsca przyłożenia ciśnienia iniekcji oraz sił pochodzących od siłowników hydraulicznych

Rysunek 6-3: Kroki obliczeniowe wprowadzone do modelu numerycznego

6.3. Efekty technologiczne

Deformacje ośrodka gruntowego wywołane procesem tunelowania przedstawiono na rysunku 6-4, natomiast naprężenia w ośrodku gruntowym oraz ciśnienie wody w porach gruntu przedstawiono na rysunkach 6-5 i 6-6.





Otrzymane wyniki obliczeń numerycznych, przedstawione jako profile przemieszczeń oraz naprężeń, mają charakter schodkowy. Jest to wywołane sposobem symulacji procesu drążenia tunelu, tj. zastosowaniem dyskretnych kroków obliczeniowych. Gdy przodek tunelu znajduje się w pobliżu pośredniego przekroju odniesienia, można zauważyć wstępną konwergencję ośrodka gruntowego. Przejawia się ona przez osiadanie korony tunelu (punkt B) oraz wypiętrzenie jego dna (punkt E). W tym samym czasie, wartości obu niezmienników naprężeń w filarze tunelu nieznacznie wzrastają (por. Rys. 6-5), natomiast w koronie tu-



Rysunek 6-5: Rozkład naprężeń w ośrodku gruntowym



Rysunek 6-6: Rozkład ciśnienia wody w porach gruntu

nelu można zauważyć ich niewielki spadek. Warto również zauważyć, że wraz ze zmniejszeniem się odległości przekroju odniesienia do przodka tunelu, następuje wzrost ciśnienia wody w porach gruntu dla wszystkich 3 punktów pomiarowych, jak pokazano na rysunku 6-6.

W kolejnym etapie, gdy tarcza EPB przechodzi przez przekrój odniesienia, odkształcenia ośrodka gruntowego wokół tarczy początkowo wzrastają, po czym ich wartość utrzymuje się na stałym poziomie. Odkształcenia ośrodka gruntowego na tym etapie są ograniczone kształtem cylindrycznej tarczy drążącej oraz jej sztywnością. Podczas tej fazy następuje spadek naprężeń w koronie tunelu oraz w filarze, natomiast przeciwny efekt obserwuje się pod dnem tunelu. Wzrost naprężeń pod tunelem może zostać wytłumaczony przez działanie dwóch komponentów: obciążenia przenoszonego przez tarczę z otaczającego ośrodka gruntowego oraz przez ciężar własny tarczy.

Po przejściu przodka tunelu przez przekrój odniesienia jest widoczny efekt iniekcji w części ogonowej tarczy (por. Rys. 6-4(c) i 6-6). Po aktywacji elementów skończonych odpowiadających iniekcji, ciśnienie wody w porach osiąga wartości równe zadanemu hydrostatycznemu ciśnieniu iniekcji, po czym wraz z postępem procesu konsolidacji gruntu, ciśnienie to stopniowo spada, aż do uzyskania stanu początkowego. Ponadto, otaczający ośrodek gruntowy w wyniku działania ciśnienia iniekcji przemieszcza się w kierunku od wnętrza tunelu na zewnątrz. Dodatkowo, można zauważyć lokalne zmiany profilu przemieszczeń pionowych, szczególnie w koronie tunelu, które są wywołane siłami skupionymi, symulującymi system zaplecza maszyny drążącej.

Rozwój sił normalnych oraz momentów zginających w obudowie tunelu dla różnych faz budowy został przedstawiona na rysunku 6-7. Po instalacji obudowy tunelu, na jej zewnętrzną powierzchnię działa ciśnienie hydrostatyczne pochodzące od iniekcji w części ogonowej tarczy, które generuje ściskające siły normalne w obudowie. Rozkład momentów zginających jest zaburzony ze względu na hydrostatyczny rozkład ciśnienia. Podczas przejścia systemu zaplecza wraz z postępującą konsolidacją gruntu, rozkład momentów zginających w obudowie tunelu przyjmuje charakter zgodny z wartościami pomierzonymi. W końcowym etapie symulacji można zauważyć, że ściskające siły normalne w obudowie tunelu mają mniejsze wartości niż w poprzednich etapach symulacji.

W niniejszej rozprawie doktorskiej przeprowadzono również analizę parametryczną ciśnienia podparcia przodka oraz geometrii pustki powstałej pomiędzy płaszczem tarczy EPB a otaczającym ośrodkiem gruntowym. Przedstawione wyniki analiz numerycznych porównano z wynikami otrzymanymi z dwóch wybranych metod empirycznych, służących do określania odkształceń ośrodka gruntowego oraz sił wewnętrznych w obudowie tunelu.



Rysunek 6-7: Siły wewnętrzne w obudowie tunelu dla różnych kroków obliczeniowych

7 Podsumowanie

7.1. Wnioski

Celem niniejszej rozprawy doktorskiej było znalezienie korelacji pomiędzy procesami technologicznymi a efektami wywołanymi przez te procesy. W tym celu przeprowadzono szereg symulacji numerycznych dla tunelu wydrążonego metodą konwencjonalną i zmechanizowaną, możliwie najdokładniej odwzorowując wszystkie procesy technologiczne. Kolejność faz drążenia obydwu tuneli została odwzorowana z dużą starannością, bazując na dwóch studiach przypadków. Dodatkowo, wprowadzono odpowiednie modele symulujące iniekcję oraz proces hydratacji zaczynu cementowego, lokalne zbrojenia, urabianie gruntu, podparcie przodka tunelu, uwarstwienie podłoża gruntowego, początkowe warunki hydrodynamiczne, a także zmianę ciśnienia wody w porach gruntu.

Przedstawione analizy wykazały, że modelowanie numeryczne przeprowadzone z wystarczająco dużą dokładnością wraz z wprowadzeniem zaawansowanych modeli, daje szczegółowy oraz kompletny opis mechanizmów aktywowanych podczas procesu drążenia tuneli. Można z tego wywnioskować, że analizy numeryczne spełniają taką samą funkcję jak badania eksperymentalne, z jedną znaczącą różnicą. Ze względu na ograniczenia aparatury, badania eksperymentalne, w odróżnieniu od symulacji numerycznych, nie są w stanie uwzględnić wielu istotnych efektów związanych z charakterystyką procesów technologicznych.

W pierwszym analizowanym przypadku, tj. w symulacji drążenia tunelu ze sklepieniem wstępnym wykonanym w technologii iniekcji strumieniowej, trójwymiarowy model numeryczny z zastosowaniem zaawansowanych modeli konstytutywnych dla różnych materiałów, określono zasadę pracy poszczególnych elementów konstrukcyjnych (sklepienia wstępnego, obudowy tymczasowej i docelowej oraz zbrojenia przodka tunelu). Określono również interakcję pomiędzy elementami konstrukcyjnymi w odniesieniu do rozwoju sił wewnętrznych, wynikających z procesów technologicznych. Sklepienie wstępne absorbuje znaczną część obciążeń pochodzących od ośrodka gruntowego. Obudowa tymczasowa z betonu natryskowego, instalowana po urabianiu gruntu, tworzy wraz ze sklepieniem wstępnym strukturę zdolną do przeniesienia obciążeń wywołanych drążeniem kolejnych sekcji tunelu. Po instalacji obudowy docelowej, dalszy rozwój sił wewnętrznych jest zatrzymany, co oznacza, że obudowa ta, która tworzy zamkniety pierścień, dzięki swej sztywności, przenosi każde dodatkowe obciażenie. Jako główny efekt budowy przedstawionej konstrukcji zaobserwowano osiadanie całej konstrukcji tunelu, które wynika głównie z odkształceń gruntu pod filarami sklepienia wstępnego.

W przedstawionych analizach zbadano również wpływ poziomu dokładności wprowadzonego modelu obliczeniowego, po przekroczeniu którego dalsze zwiększanie złożoność jest zbędne, a nawet ma negatywny wpływ. Wierne odwzorowanie procesu instalacji kolumn iniekcyjnych tworzących strukturę sklepienia wstępnego wraz ze ściśle określoną sekwencją jest zbędne. Z drugiej jednak strony, nieliniowa odpowiedź ośrodka gruntowego jest bardzo ważna i wymagane jest jej wierne odwzorowanie. Symulacje przeprowadzone przy wykorzystaniu modeli, które nie uwzględniają nieliniowej odpowiedzi ośrodka gruntowego, prowadzą do nierealistycznego odwzorowania deformacji podłoża gruntowego.

W drugim studium przypadku, przeanalizowano tunel drążony tarczą EPB. W tym przypadku, zidentyfikowano skomplikowany mechanizm wywołany przed przodkiem tunelu, podczas przejścia tarczy przez rozważany przekrój odniesienia oraz wywołany instalacją obudowy tunelu.

Jednym z najbardziej zauważalnych efektów występujących przed przodkiem tunelu jest wstępna konwergencja. Charakter oraz wielkość wywołanych odkształceń ośrodka gruntowego, propagujących do powierzchni terenu, jest zależny od równowagi pomiędzy ciśnieniem panującym wewnątrz komory urabiającej a ciśnieniem parcia gruntu. Ponadto, w tej fazie wywołany jest trójwymiarowy efekt transferu naprężeń z jednej części ośrodka gruntowego do innej (ang. arching effect). Podczas symulacji w warunkach hydrodynamicznych, wzrost ciśnienia wody w porach gruntu obserwuje się na krótko przed pojawieniem się tarczy. W przypadku, gdy wartość ciśnienia podparcia przodka tunelu jest mała, deformacje ośrodka gruntowego propagują na większy obszar powierzchni terenu. Wraz ze wzrostem ciśnienia podparcia przodka, wzrasta stateczność przodka, a co za tym idzie, deformacje gruntu są ograniczone.

Podczas przejścia tarczy tunelu przez rozważany przekrój, ośrodek gruntowy przemieszcza się w kierunku płaszcza tarczy ze względu na zwiększoną powierzchnię urabiania gruntu oraz geometrię samej tarczy. Deformacje te wiążą się z redystrybucją naprężeń w ośrodku gruntowym, które niewątpliwie wpływają na siły wewnętrzne w obudowie tunelu. Ważnym aspektem, który wpływa na wartości oraz charakter sił wewnętrznych, jest geometria pustki, powstałej pomiędzy płaszczem tarczy a otaczającym ośrodkiem gruntowym.

W kolejnym etapie jest instalowana obudowa segmentowa tunelu, a pusta przestrzeń pomiędzy jej zewnętrzną powierzchnią a otaczającym gruntem jest wypełniona przez iniekcję. Siły wewnętrzne w obudowie tunelu są wywoływane nie tylko przez ciśnienie od napierającego ośrodka gruntowego, ale również przez ciśnienie iniekcji, siłowniki hydrauliczne oraz system zaplecza. Iniekcja wykonana w części ogonowej tarczy wywołuje przemieszczenia ośrodka gruntowego w kierunku promienistym na zewnątrz tunelu, natomiast w obudowie tunelu generowane są momenty zginające o zaburzonym charakterze. Siły normalne ściskające obudowę tunelu są zależne od geometrii pustki pomiędzy płaszczem tarczy a otaczającym ośrodkiem. Ponadto, wraz ze wzrostem ciśnienia podparcia przodka, zwiększają się siły normalne w obudowie tunelu, a rozkład momentów zginających ma charakter bardziej zbliżony do tego zaobserwowanego z pomiarów dla innych tuneli. Na wskutek konsolidacji ośrodka gruntowego, ciśnienie wody w porach gruntu wokół tunelu wraca do stanu początkowego.

Wyniki z przeprowadzonych analiz zostały porównane z wybranymi metodami empirycznymi, które są wykorzystywane jedynie we wstępnym etapie projektowania.

7.2. Rekomendacje do dalszych badań

W odniesieniu do analiz numerycznych tunelu wykonanego ze sklepieniem wstępnym w technologii jet-grouting, zaleca się wprowadzenie:

- modelu konstytutywnego opisującego zachowanie się materiału powstałego w wyniku iniekcji strumieniowej oraz materiału dla betonu natryskowego, który będzie uwzględniać pełzanie.
- zaawansowanej analizy parametrycznej:
 - geometrii sklepienia wstępnego, np. średnicy kolumn iniekcyjnych,
 - rozmieszczenia zbrojenia przodka tunelu,
 - geometrii oraz czasu instalacji obudowy tymczasowej oraz docelowej tunelu.

Dla modelu numerycznego tunelu drążonego tarczą EPB, można wprowadzić:

- bardziej realistyczny sposób modelowania procesu drążenia, tj. dezaktywację elementów skończonych, np. poprzez wprowadzenie adaptacyjnej siatki MES.
- bardziej realistyczne odwzorowanie pustki wokół tarczy uwzględniające cienką warstwę propagującej w tą pustkę zawiesiny iłowej bądź też iniekcji z części ogonowej tarczy.
- połączenia na styku segmentów obudowy.
- definicję częściowo nasyconego ośrodka gruntowego.
- bardziej zaawansowany model konstytutywny dla iniekcji w części ogonowej tarczy, np. uwzględniający zależność współczynnika Poissona od procesu hydratacji.
- analizę parametryczną:
 - ciężaru własnego tarczy, definicji tzw. placka filtracyjnego, ciśnienia iniekcji w części ogonowej tarczy oraz obciążenia wywołanego systemem zaplecza;
 - warunków gruntowo-wodnych np. nachylenia warstwy gruntowej;
 - początkowych warunków hydrodynamicznych.

Bibliografia

- Arsena, P. P., Focaracci, A., Lunardi, P., Volpe, A., 1991. La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. In: Int. Congr. on Soil and Rock improvement in Underground works. pp. 549–566.
- Attewell, P. B., Woodman, J. P., 1982. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. Ground Engineering 15(8), pp. 13–36.
- Barton, N., Grimstad, E., Aas, G., Opsahl, O., Bakken, A., Pedersen, L., Johansen, E., 1992. Norwegian Method of tunnelling. WT Focus on Norway. In: World Tunnelling.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., Swolfs, W. M., Waterman, D., Chesaru, A., Bonnier, P. G., Galavi, V., 2010. PLAXIS 3D 2010. Delft, Netherlands: Plaxis Company.
- British Tunnelling Society and Institution of Civil Engineers, 2004. Tunnel Lining Design Guide. Thomas Telford Publishing.
- Calvello, M., Taylor, R. N., 1999. Centrifuge modeling of a spile-reinforced tunnel heading. In: Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. pp. 345–350.
- Celestino, T. B., Ruiz, A. P. T., 1998. Shape of settlement troughs due to tunnelling through different types of soft ground. Felsbau 2, pp. 118–121.
- Chou, W.-I., Bobet, A., 2002. Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay. Tunnelling and Underground Space Technology 17(1), pp. 3–19.
- Coulomb, C. A., 1776. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelquels problemes statique relatifs, a la architecture. Mem. Acad. Roy. Div. Sav. 7, pp. 343–387.
- Date, K., Mair, R. J., Soga, K., 2008. Reinforcing effects of forepoling and facebolts in tunnelling. In: Proceedings of the 6th International Symposium (IS-Shanghai 2008). CRC Press, pp. 635–641.
- Dias, D., Kastner, R., 2013. Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields — analysis of monitoring and numerical modeling results. Engineering Geology 152(1), pp. 17–25.

- 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.,
 2008. The soilmodels.info project. International Journal for Numerical and
 Analytical Methods in Geomechanics 32(12), pp. 1571–1572.
- Hallak, P. A., 1999. Etude expérimentale et numérique du reinforcement du front de taille par boulonnage dans les tunnels en terrain meuble. Ph.D. thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- He, B., Zhu, Y., Ye, C., Zhang, Z., 2011. Model test for dynamic construction mechanical effect of large-span loess tunnel. Journal of Shanghai Jiaotong University (Science) 16(1), pp. 112–117.
- Hibbitt, K., Sorensen, 2001. ABAQUS/Standard User's Manual. Hibbitt, Karlsson & Sorensen.
- Hisatake, M., Ohno, S., 2008. Effects of pipe roof supports and the excavation method on the displacements above a tunnel face. Tunnelling and Underground Space Technology 23(2), pp. 120–127.
- Idinger, G., Aklik, P., Wu, W., Borja, R. I., 2011. Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel. Acta Geotechnica 6(2), pp. 105–117.
- International Tunnelling and Underground Space Association, 2009. General Report on Conventional Tunnelling Method. ITA report. [distrib.:] ITA Secretariat c/o EPFL.
- Jacobsz, S. W., Standing, J. R., Mair, R. J., Hagiwara, T., Sugiyama, T., 2004. Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles. Soils and Foundations 44(1), pp. 49–56.
- Japan Society of Civil Engineering, 2006. Japanese Standard for Shield Tunnelling. Tech. rep.
- Juneja, A., Hegde, A., Lee, F., Yeo, C., 2010. Centrifuge modelling of tunnel face reinforcement using forepoling. Tunnelling and Underground Space Technology 25(4), pp. 377–381.
- Kamata, H., Mashimo, H., 2003. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting. Tunnelling and Underground Space Technology 18(2-3), pp. 205–212.
- Kasper, T., Meschke, G., 2004. A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28(14), pp. 1441–1460.
- kdm.cyfronet.pl, 2015. Zeus. https://kdm.cyfronet.pl/portal/Zeus, [Accessed: 22-October-2015].

- Leca, E., 1997. Anlayze théorique et expérimentale de la stabilité du front de taille des tunnels à faible profondeur. In: Proceedings of the 14th ICSMFE, Hamburg. pp. 1421–1424.
- Lee, C., Wu, B., Chen, H., Chiang, K., 2006. Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil. Tunnelling and Underground Space Technology 21(2), pp. 119–132.
- Lee, J., Fenves, G. L., 1998. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. Journal of Engineering Mechanics 124(8), pp. 892–900.
- Likitlersuang, S., Teachavorasinskun, S., Surarak, C., Oh, E., Balasubramaniam, A., 2013. Small strain stiffness and stiffness degradation curve of Bangkok Clays. Soils and Foundations 53(4), pp. 498–509.
- Litwiniszyn, J., 1957. The theories and model research of movements of ground masses. In: Proceedings of European Congress Ground Movement. Leeds, UK, pp. 203–209.
- Liu, B., 1993. Ground surface movements due to underground excavation in the PR China. In: Comprehensive Rock Engineering, Vol. 4. Pergamon Press.
- Liu, B., Yang, J., Zhang, J., 1999. Surface subsidence and deformation caused by open pit mining and dewatering. Journal of China Coal Society 24(1), pp. 39–42.
- Loganathan, N., Poulos, H. G., 1998. Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124(9), pp. 846–856.
- Longchamp, P., 2000. New recommendations on choosing mechanized tunnelling techniques. Tech. rep., A.F.T.E.S.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Oñate, E., 1989. A plastic-damage model for concrete. International Journal of Solids and Structures 25(3), pp. 299–326.
- Lunardi, P., 1991. Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo. In: Int. Congr. on Consolidamento del suolo e rocce in otterraneo. 2, Milan. pp. 567–580.
- Lunardi, P., 2008. Design and Construction of Tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS). Springer.
- Lunardi, P., Focaracci, A., Giorgi, P., Papacella, A., 1992. Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. In: Int. Congr. Towards New Worlds in Tunneling. 2, Acapulco. pp. 897–908.
- Maidl, B., 2012. Mechanised shield tunnelling. Ernst and Sohn, Berlin.

- Martos, F., 1958. Concerning an approximate equation of the subsidence trough and its time factors. In: International Strata Control Congress. Deutsche Akademie der Wissenshaften zu Berlin, Sektion für Bergbau, Leipzig, pp. 191–205.
- Meschke, G., Kropik, C., Mang, H. A., 1996. Numerical analyses of tunnel lining by means of a viscoplastic material model for shotcrete. International Journal for Numerical Methods in Engineering 39(18), pp. 3145–3162.
- Messerli, J., Pimentel, E., Anagnostou, G., 2010. Experimental study into tunnel face collapse in sand. In: Laue, J., Seward, L., Springman, S. (Eds.), Physical modelling in geotechnics. Taylor & Francis, London, pp. 575–580.
- Mindlin, R. D., 1940. Stress distribution around a tunnel. Transactions of the American Society of Civil Engineers 195(1), pp. 1117–1140.
- Muskhelishvili, N. I., Radok, J. R. M., 1953. Some basic problems of the mathematical theory of elasticity. Noordhoff, Groningen, Holland.
- Niemunis, A., Herle, I., 1997. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-frictional Materials 2(4), pp. 279–299.
- Ninić, J., 2015. Computational strategies for predictions of the soil-structure interaction during mechanized tunneling. Ph.D. thesis, Ruhr University Bochum.
- Nocedal, J., Wright, S., 2000. Numerical Optimization (Springer Series in Operations Research and Financial Engineering). Springer.
- Oblozinsky, P., Kuwano, J., 2004. Centrifuge experiments on stability of tunnel face. Slovak Journal of Civil Engineering 3, pp. 23–29.
- Ochmański, M., Modoni, G., Bzówka, J., 2015. Numerical analysis of tunnelling with jet-grouted canopy. Soils and Foundations 55(5), pp. 929–942.
- Panet, M., Guenot, A., 1982. Analysis of convergence behind the face of a tunnel.In: Proceeding of the International Symposium Tunnelling, (IST'82). The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 197–204.
- Peck, R. B., 1969. Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp. 225–290.
- Rabcewicz, L. V., 1944. Gebirgsdruck und Tunnelbau. Springer Verlag, Wien.
- Ramnarong, V., 1983. Environmental impacts of heavy groundwater development in Bangkok, Thailand. In: Proceedings of the International Conference on Groundwater and Management, Sydney. pp. 345–350.
- Ramnarong, V., Buapeng, S., 1991. Mitigation of groundwater crisis and land subsidence in Bangkok. Journal of Thai Geoscience 2, pp. 125–137.

- Ramnarong, V., Buapeng, S., Chutsanatat, S., Lorpensri, A., 1998. Groundwater Crisis and Land Subsidence in Bangkok Metropolitan Region. Tech. Rep. No 3/1998, Department of Mineral Resources (DMR), Bangkok.
- Russo, G., Modoni, G., 2006. Monitoring results of a tunnel excavation in urban area. In: Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Informa UK Limited.
- Sagaseta, C., 1987. Analysis of undraind soil deformation due to ground loss. Géotechnique 37(3), pp. 301–320.
- Schmidt, B., 1969. Settlement and ground movements associated with tunnelling in soil. Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana.
- Sirivachiraporn, A., Phienwej, N., 2012. Ground movements in EPB shield tunneling of Bangkok subway project and impacts on adjacent buildings. Tunnelling and Underground Space Technology 30, pp. 10–24.
- Surarak, C., 2010. Geotechnical Aspects of the Bangkok MRT Blue Line Project. Ph.D. thesis, Griffith School of Engineering, Brisbane.
- Suwansawat, S., 2002. 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.
- Thomas, A., 2008. Sprayed Concrete Lined Tunnels (Applied Geotechnics). CRC Press.
- Verruijt, A., 1997. A complex variable solution for a deforming circular tunnel in an elastic half-plane. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 21(2), pp. 77–89.
- Verruijt, A., 1998. Deformations of an elastic half plane with a circular cavity. International Journal of Solids and Structures 35(21), pp. 2795–2804.
- Verruijt, A., Booker, J. R., 1996. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. Géotechnique 46(4), pp. 753–756.
- Verruijt, A., Booker, J. R., 2000. Complex variable analysis of Mindlin's tunnel problem. In: Smith, Carter (Eds.), Developments in Theoretical Geomechanics. Balkema, pp. 1–20.
- Verruijt, A., Strack, O. E., 2008. Buoyancy of tunnels in soft soils. Géotechnique 58(6), pp. 513–515.
- von Wolffersdorff, P. A., 1996. A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-frictional Materials 1(3), pp. 251–271.

- Vorster, T. E., Klar, A., Soga, K., Mair, R. J., 2005. Estimating the effects of tunneling on existing pipelines. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131(11), pp. 1399–1410.
- Walter, H., Coccia, C. J., Ko, H.-Y., McCartney, J. S., 2010. Centrifuge modeling of face excavation in tunnels with a deformable lining. In: Fratta, D., Puppala, A. J., Muhunthan, B. (Eds.), GeoFlorida 2010. Vol. 199 of Geotechnical special publication. ASCE, Reston and Va, pp. 2329–2338.
- Weber, J. W., 1979. Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und der Entwicklung des E-Moduls von Beton. Betonw. Fertigteiltech 12, pp. 753–756.
- Wong, K., Ng, C., Chen, Y., Bian, X., 2012. Centrifuge and numerical investigation of passive failure of tunnel face in sand. Tunnelling and Underground Space Technology 28, pp. 297–303.
- www.herrenknecht.com, 2015. Tunnelling. Future-oriented tunnelling technology for transport and supply for tomorrow. https://www.herrenknecht.com/en/ products/core-products/tunnelling.html, [Accessed: 20-August-2015].
- Yang, J., Liu, B., Wang, M., 2004. Modeling of tunneling-induced ground surface movements using stochastic medium theory. Tunnelling and Underground Space Technology 19(2), pp. 113–123.
- Yang, X. L., Wang, J. M., 2011. Ground movement prediction for tunnels using simplified procedure. Tunnelling and Underground Space Technology 26(3), pp. 462–471.
- Yoo, C., Shin, H.-K., 2003. Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes–laboratory and numerical investigation. Tunnelling and Underground Space Technology 18(4), pp. 303–319.
- Mašín, D., 2005. A hypoplastic constitutive model for clays. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 29(4), pp. 311–336.