ŚRODOWISKO
CZASOPISMO TECHNICZNE
TECHNICAL TRANSACTIONS
ENVIRONMENTAL ENGINEERING
WYDAWNICTWO POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ
3-Ś/2012
ZESZYT 27
ROK 109
ISSUE 27
YEAR 108

DARIUSZ GRABOWSKI*

TRÓJWYMIAROWA ANALIZA MES ODCINKA TUNELU DROGOWEGO POD WZGÓRZEM BŁ. BRONISŁAWY W KRAKOWIE

3D FEM ANALYSIS OF A SECTION OF THE ROAD TUNNEL UNDER THE BLESSED BRONISŁAWA HILL IN CRACOW

Streszczenie

W artykule poddano analizie numerycznej odcinek tunelu drogowego pod Wzgórzem bł. Bronisławy, który jest planowany w ciągu III obwodnicy Krakowa. Wybrany odcinek tunelu wykonywany będzie metodą górniczą, z zastosowaniem zasad NATM. Omówione zostały zagadnienia technologii budowy we wstępnie określonych warunkach geologicznych oraz przeprowadzono analizę numeryczną zachowania się układu górotwór–obudowa tunelu za pomocą programu Zsoil, opartego na metodzie elementów skończonych.

Słowa kluczowe: tunele drogowe, NATM, metoda elementów skończonych

Abstract

The paper presents a numerical analysis of a section of the road tunnel under the Blessed Bronisława Hill, which is planned as part of the third ring road of Cracow. The selected section of the tunnel will be driven by mining means, using the principles of NATM. The paper discusses the technology of tunnel section construction for preliminary assumed geologic conditions and analyses the mechanical state of the surrounding ground and lining performed in Zsoil, a program based on the finite element method.

Keywords: road tunnels, NATM method, finite element method

* Mgr inż. Dariusz Grabowski, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. Wstęp

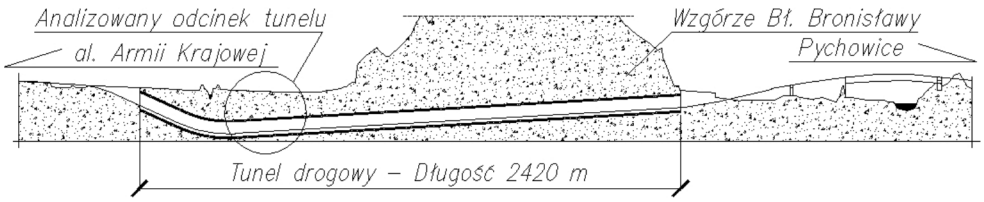
Tunel pod Wzgórzem bł. Bronisławy stanowi element projektowanej Trasy Zwierzynieckiej, stanowiącej część przewidzianej w planie ogólnym miasta obwodnicy śródmiejskiej (III obwodnica Krakowa) o klasie ulicy GP (głównej ruchu przyśpieszonego). Głównym zadaniem tej obwodnicy jest usprawnienie komunikacji pomiędzy wszystkimi dzielnicami miasta Krakowa.

W niniejszym artykule wykorzystano informacje o przebiegu ww. trasy i tunelu ze studium lokalizacyjno-technicznego Trasy Zwierzynieckiej z czerwca 1999 r. [5]. Przyjęto przebieg trasy tunelu według wariantu I powyższego opracowania. Długość tunelu w tym wariancie wynosi: 2420 m.

Na podstawie danych z opracowania [5] (tj. liczba pasów ruchu, skrajnie ruchu, położenie i przebieg tunelu) wstępnie zaprojektowano przekrój poprzeczny tunelu oraz przyjęto technologie wznoszenia na wybranym odcinku obiektu. Na rys. 1 przedstawiono przekrój podłużny tunelu oraz położenie analizowanego odcinka.

Dla przyjętego odcinka tunelu, wykonywanego metodą górniczą, przeprowadzono analizę interakcyjną stanu mechanicznego obudowy wstępnej (torkretowej) i otaczającego górotworu. W tym celu sporządzono przestrzenny model obliczeniowy drążonego odcinka tunelu. Wykonano go w środowisku obliczeniowym Zsoil, które pozwoliło uwzględnić etapowanie drążenia oraz współdziałanie obudowy wstępnej z otaczającym górotworem.

Przeprowadzona analiza numeryczna ma na celu odpowiedzieć na pytanie: czy zaproponowana przez autora artykułu konstrukcja i technologia budowy umożliwia bezpieczne wykonanie i eksploatację rozważanego odcinka tunelu?



Rys. 1. Przekrój podłużny tunelu pod Wzgórzem bł. Bronisławy [5]

Fig. 1. Longitudinal section of the tunnel under the Blessed Bronisława Hill [5]

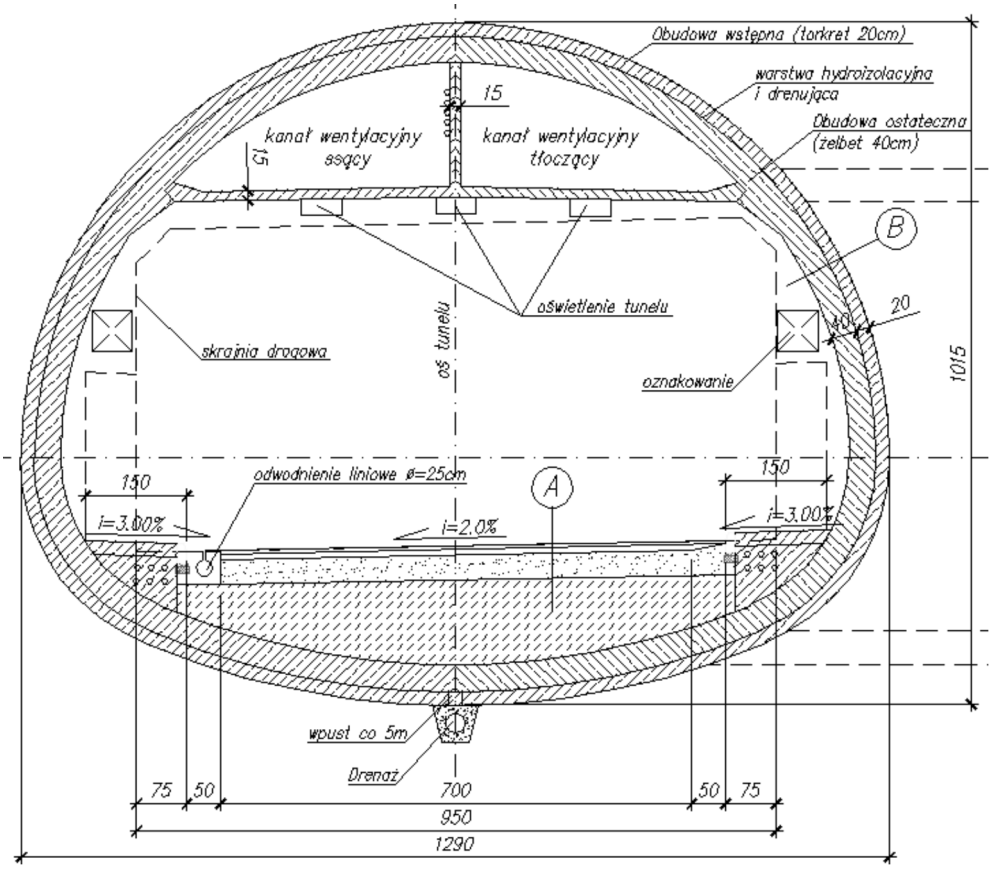
2. Koncepcja architektoniczna-budowlana tunelu

Projekt części tunelowej Trasy Zwierzynieckiej obejmuje wykonanie dwóch równoległych wyrobisk tuneli drogowych – jednokierunkowych o dwóch pasach ruchu oraz 11 awaryjnych przejść poprzecznych między tunelami [5].

Tunel drogowy planowany jest do wykonania metodami górniczą i odkrywkową. Studium [5] przewiduje dwa równoległe wyrobiska wykonane w obudowie monolityczno-żelbetowej. W niniejszym artykule analizie poddano pojedynczą nitkę tunelu, ze względu na technologie budowy, która nie zakłada jednoczesnego drążenia obydwu wyrobisk.

Konstrukcja i wyposażenie przekroju poprzecznego tunelu jest propozycją autora artykułu (rys. 2). Proponuje się obudowę o kształcie owalnym o wysokości 10,15 m i szerokości

12,9 m. Obudowa tunelu odcinka drążonego metodą górniczą składa się z dwóch warstw: obudowa zewnętrzna-wstępna o grubości 20 cm (powłoka torkretowa – tj. beton natryskowy, zbrojony dwoma siatkami stalowymi), obudowa wewnętrzna-ostateczna o grubości 40 cm (żelbetowa układana w deskowaniu).



Rys. 2. Proponowany przekrój poprzeczny (koncepcja autora artykułu)

Fig. 2. Proposed cross section (by the author of the article)

3. Ogólna charakterystyka warunków geologiczno inżynierskich [5]

Wzgórze bł. Bronisławy, przez które projektuje się tunel, jest stosunkowo słabo rozpoznane. Na podstawie posiadanego materiału można określić, że masyw jego części północnej i centralnej wykształcony jest z wapieni jurajskich, a w części południowej natomiast z urozmaiconych litologicznie utworów mioceńskich.

Masyw ten od góry przykryty jest warstwą gruntów spoistych, o miąższości od kilku do kilkunastu metrów, będących utworami czwartorzędowymi, w których można wyróżnić pod cienką warstwą gleby warstwę glin pylastych oraz niżej położoną warstwę iłów pylastych,

leżących na rumoszu kontaktowym, silnie zaglinionym. Warstwy glin i iłów pylastych mają konsystencję od twardoplastycznej do zwartej. W obrębie tych utworów występują poziomy wody na różnych głębokościach, niestanowiące ciągłych horyzontów. Utwory te mogą utrudniać prowadzenie robót przy wykonywaniu portali.

Wapienie jurajskie są reprezentowane przez wapienie skaliste, pelityczne, twarde, zbite, silnie spękane i pocięte licznymi uskokami, przebiegającymi w różnych kierunkach. Utwory te są zawadniane przez wody opadowe, dostające się w głąb masywu przez szczytowe nieosłonięte partie wypiętrzania.

Ze względu na charakter wapieni należy liczyć się ze zjawiskami krasowymi. Wytrzymałość wapieni orientacyjnie wynosi od 20 do 50 MPa.

W artykule dla przykładowych obliczeń numerycznych przyjęto odcinek tunelu posadowiony w całości w gruntach spoistych (ił twardoplastyczny $I_L = 0{,}2$) w warunkach braku zawodnienia górotworu.

4. Wybrane zagadnienia technologii wykonania tunelu

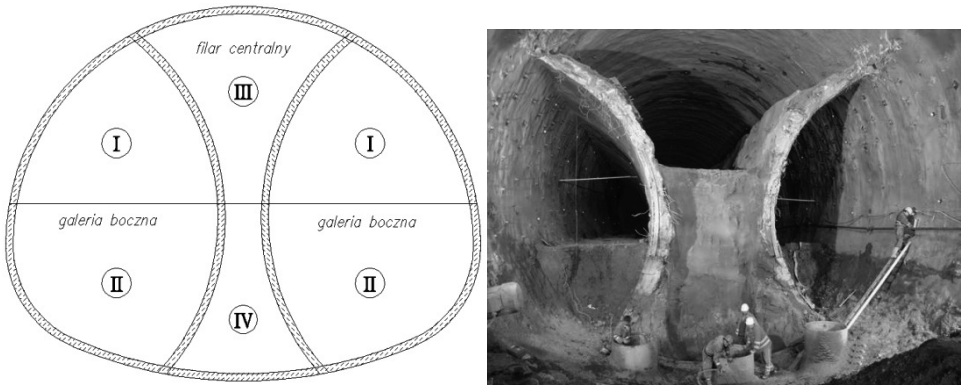
4.1. Informacje ogólne

Na przeważającej długości (2170 m) tunel wykonany będzie metodą górniczą z zastosowaniem zasad NATM (New Austrian Tunneling Method), w których górotwór stanowi element konstrukcji nośnej tunelu. Oddziaływanie górotworu na wyrobisko jest zrównoważone obudową wstępną, dopuszczającą deformacje układu górotwór–obudowa. Deformacje te należy dopuścić w ustalonych granicach czasowych, a po ich ustabilizowaniu należy wykonać obudowę ostateczną. Obudowa wstępna zostanie wykonana z użyciem łukowych dźwigarów kratowych i zbrojonego betonu natryskowego. Podczas drążenia tuneli należy na bieżąco prowadzić geologiczno-inżynierskie prace kontrolno-badawcze oraz monitoring geotechniczny ruchów górotworu podczas drążenia w celu doboru odpowiedniego systemu wzmocnienia obudowy wyrobiska i korekty schematu drążenia dla zapewnienia bezpieczeństwa pracy załogi i sprzętu.

4.2. Sposób drążenia tunelu i wykonania obudowy

Analizowany odcinek tunelu, wykonywany metodą górniczą, w związku z dużą powierzchnią przekroju poprzecznego (104 m^2), słabymi warunkami gruntowymi oraz niewielkim nadkładem nad tunelem (~12 m) pod zurbanizowanym obszarem, proponuje się wykonać z podziałem na mniejsze wyrobiska (rys. 3a). Podobny system drążenia zastosowano w tunelu Wienerwald w Austrii (rys. 3b), gdzie w równie ciężkich warunkach geologicznych (fliszu) przeprowadzono tunel o równie dużym przekroju poprzecznym pod zabudowaniami śródmieścia Wiednia. Dwie galerie boczne i filar centralny podzielone są w połowie na część kalotową i sztrosę. Kalota drążona jest w pierwszej kolejności, a sztrosa stanowi podparcie czoła wyrobiska. Galerie boczne prowadzone są z wyprzedzeniem około 15 m w stosunku do filaru centralnego. Po wykonaniu galerii bocznych o długości 15 m należy przystąpić do drążenia części centralnej i usunięcia z niej obudowy wstępnej. Drążony obrys powinien być powiększony o ok. 20 cm ze względu na konwergencję obrysu wyrobiska. Na rys. 3a) przedstawiono kolejność prowadzenia robót górniczych w przekroju poprzecznym.

a) b)



Rys. 3. Kolejność drążenia sztolni (koncepcja autora artykułu) a) oraz zastosowanie tego schematu na przykładzie Tunelu Wienerwald w Austrii (www.gonars-systems.com) b)

Fig. 3. Sequence of tunnel boring (proposed by the author of the article) a) and the application of that sequence in the Winerwald Tunnel in Austria (www.gonars-systems.com) b)

Urabianie górotworu odbywa się za pomocą koparek, ewentualnie ze wspomaganiem strzelań rozluźniających. Pojedynczy zabiór wynosi od 0,5 do 1 m w zależności od warunków geologiczno-inżynierskich (w omawianym odcinku dla modelu obliczeniowego przyjęto stałą długość 1 m).

Bezpośrednio po wykonaniu zabioru przystępuje się do instalacji obudowy wstępnej. W pierwszej kolejności zakładane są dźwigarki kratowe. Następnie nakłada się pierwszą warstwę podkładową torkretu około 2–3 cm z siatkami stalowymi zamocowanymi do dźwigarków kratowych. Po zainstalowaniu pierwszej siatki narzuca się 4–5 warstw torkretu do poziomu drugiej siatki. Po zainstalowaniu drugiej siatki dokonuje się ostatniego narzucenia torkretu licowego. Łączna grubość powłoki torkretowej wynosi 20 cm.

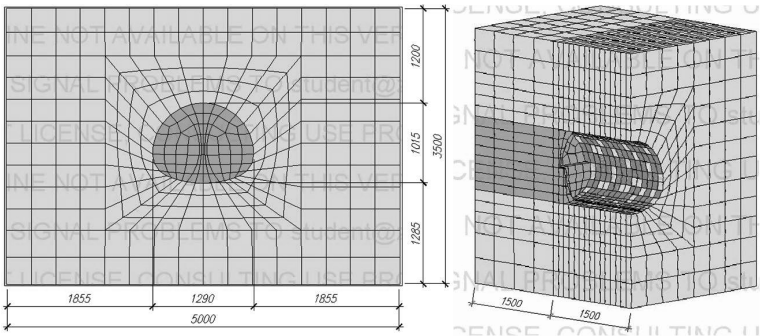
Po zamknięciu obudowy wstępnej prowadzony będzie bieżący monitoring geotechniczny i pomiary. Gdyby okazało się, że górotwór nie może się ustabilizować w konkretnych warunkach należy go wzmocnić, np. przez instalacje kotwi gruntowych, pogrubienie warstwy torkretu itd. W przypadku stabilizacji górotworu nie potrzeba wzmacniać już obudowy wstępnej i można przystąpić do prac związanych z obudową ostateczną.

Prace związane z pozostałą częścią obudowy ostatecznej (izolowanie, zbrojenie) będą wykonywane na ruchomej platformie poruszającej się po szynach. Betonowanie obudowy ostatecznej będzie odbywać się w standardowych 12 metrowych blokach z użyciem samojezdnego szalunku stalowego poruszającego się po szynach.

5. Model obliczeniowy

W celu przeprowadzenia analizy, która pokazuje rzeczywisty stan geomechaniczny układu grunt-obudowa, należało zbudować model przestrzenny uwzględniający etapowanie drążenia (rys. 4).

Model obliczeniowy został stworzony w programie ZSoil 2010, oparty na Metodzie Elementów Skończonych (MES).



Rys. 4. Model przestrzenny odcinka tunelu wykonany w programie Zsoil

Fig. 4. Three-dimensional model of the tunnel section made in Zsoil

Założenia do modelu obliczeniowego:

a) analizie został poddany 15 m odcinek jednego tunelu, uwzględniając etapowanie
b) przyjęto jednorodne ciągłe warunki gruntowe (ił twardoplastyczny $I_L = 0{,}2$)
c) przyjęto brak zawodnienia górotworu

Model obliczeniowy gruntu:

Przyjęto model liniowo sprężystyplastyczny z warunkami wytrzymałościowymi Culomba-Mohra oraz niestowarzyszonym prawem plastyczności. Oszacowane parametry górotworu na podstawie przyjętej geologii wg normy PN-81/B-03020 zapisano w tabeli 1.

Tabela 1

Parametry przyjętego gruntu rodzimego

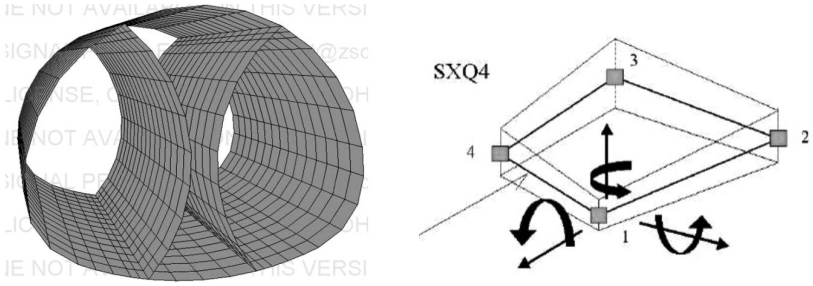
Grunt	I_L	Q [t · m^3]	E [kN/m^2]	υ	c [Kpa]	Φ [deg]
Ił	0,2	2	16000	0,37	53	12

Model obliczeniowy powłoki torkretowej (obudowa wstępna):

Powłokę torkretową w obliczeniach opisano modelem sprężystym jak dla przekroju jednorodnego betonowego. Elementy obudowy wstępnej zostały zamodelowane jako elementy powłokowe złożone z jednej warstwy węzłów (rys. 5). Grubość elementu jest dodatkową informacją dla programu, która oczywiście wpływa na sztywność i wielkość sił w powłoce, ale z punktu widzenia modelowania geometrycznego jej grubość jest równa zero. To oznacza, że nie zajmuje objętości i może leżeć na powierzchni innych elementów lub między nimi [7].

Parametry torkretu (obudowy wstępnej):

1. Moduł Younga $E = 9$ GPa (na podstawie badań z pracy Shina i Potsa z 1998 r.)
2. Współczynnik Poissona $\upsilon = 0{,}2$
3. Grubość powłoki torkretowej $h = 20$ cm

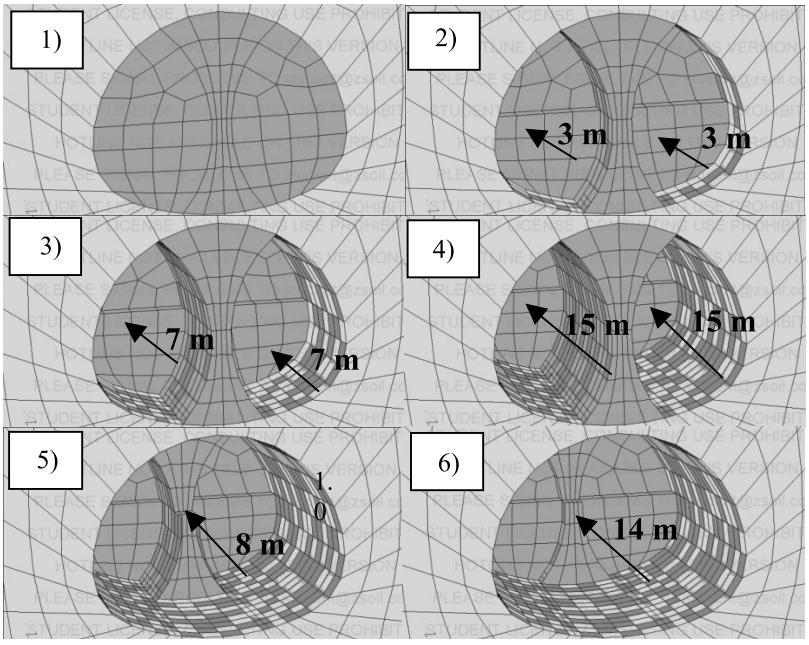


Rys. 5. Model numeryczny obudowy wstępnej (torkretowej) [7]

Fig. 5. Numerical model of a preliminary lining [7]

Zgodnie z założeniami opisanymi w rozdziale 4 ze względu na słabe warunki gruntowe oraz duży przekrój tunel będzie drążony z podziałem przekroju poprzecznego na mniejsze wyrobiska. W celu wiernego odtworzenia stanu górotworu po wydrążeniu danego odcinka należy uwzględnić naprężenia i deformacje, które powstały we wcześniejszych krokach.

Naprężenia, deformacje w węzłach i stateczność ogólna sprawdzana jest w każdym z 64 kroków drążenia, a wynik końcowy zawiera w sobie historie całej operacji drążenia. Na rys. 6 przedstawiono 6 przykładowych z 64 kroków drążenia. Kolejność kroków w modelu jest zgodna z opisem technologii w punkcie 4.2. 1 zabiór (1 krok) wynosi 1 m. Po każdym zabiorze (kroku) zostaje wbudowana i włączona do współpracy obudowa wstępna.



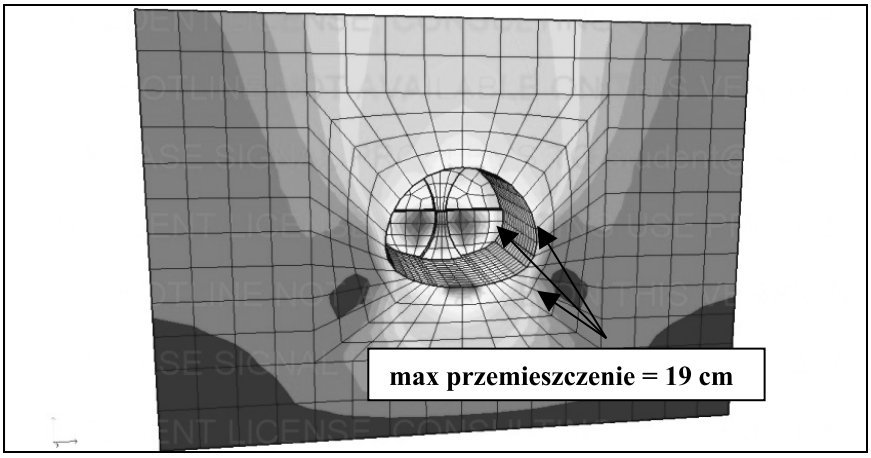
Rys. 6. Etapowanie modelu/drążenia (kilka przykładowych kroków drążenia)

Fig. 6. Phasing of model/excavation (some examples of drilling steps)

6. Wyniki obliczeń

W wyniku przeprowadzonej analizy uzyskano wiele ważnych informacji dotyczących współpracy zespołu grunt–obudowa wstępna. Dla każdego etapu drążenia otrzymano siły wewnętrzne, przemieszczenia oraz wytężenia zarówno obudowy wstępnej, jak i otaczającego górotworu. Ze względu na dużą liczbę kroków w modelu (64) zamieszczono wyniki tylko z niektórych, najistotniejszych etapów.

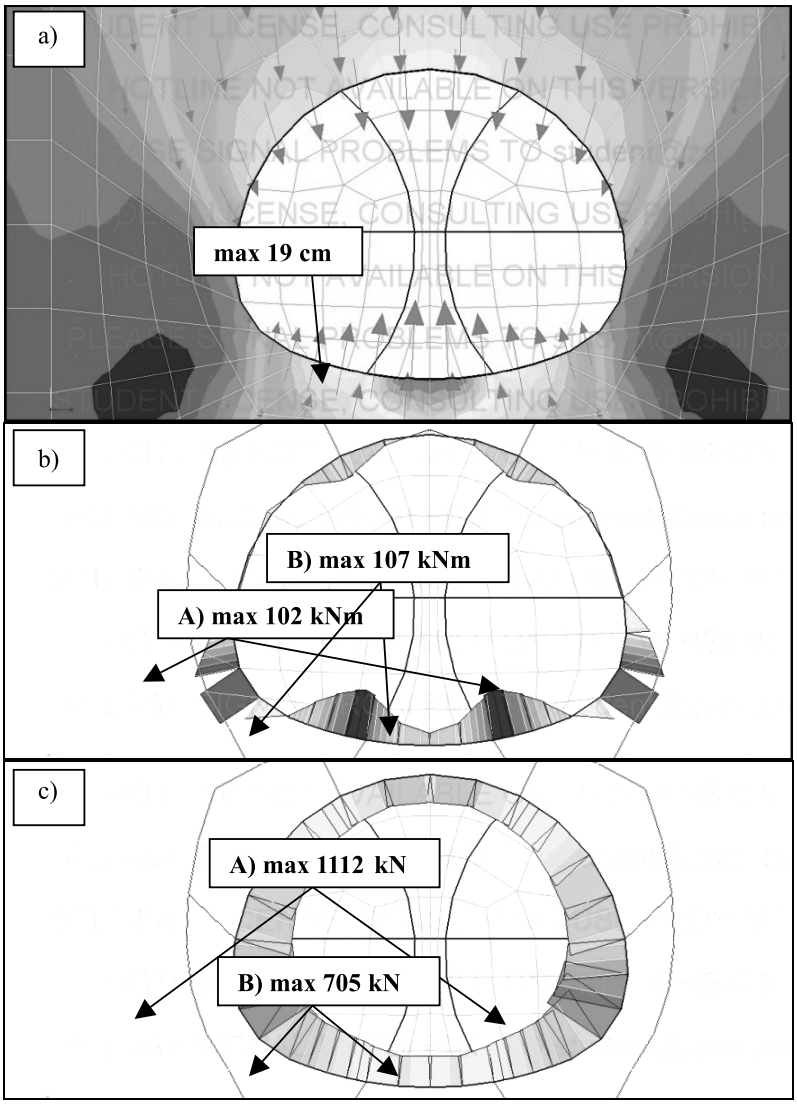
Na rysunku 7 pokazano maksymalne przemieszczenia zespołu górotwór–obudowa wstępna w momencie wydrążenia w całości 15 metrowego odcinka tunelu. Strzałkami zaznaczone są miejsca, w których występują maksymalne wartości przemieszczeń (19 cm). Na te miejsca (przodek i spąg wyrobiska) należy zwrócić szczególną uwagę w czasie drążenia i w przypadku nadmiernych wzrostów przemieszczeń podjąć decyzje o dodatkowym podparciu. Ważną informacją uzyskaną z obliczeń jest wielkość konwergencji wyrobiska (tj. zmniejszanie się jego obwodu). Wynosi ona max 19 cm, czyli przekrój projektowy tunelu powinien być drążony z powiększeniem ok. 20 cm.



Rys. 7. Mapy przemieszczeń górotworu – wydrążony cały odcinek (15 m), max przemieszczenia 19 cm na przodku oraz w części spągowej

Fig. 7. Maps of the rock mass displacements – whole section drilled (15 m), 19 cm max displacement on face and invert

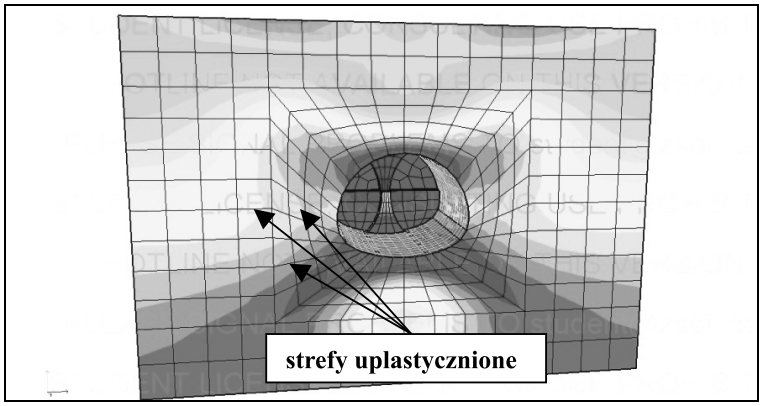
Na rysunku nr 8 umieszczono przekroje poprzeczne z ekstremalnymi przemieszczeniami i siłami przekrojowymi w obudowie wstępnej. Przekrój najbardziej wytężony znajduje się odległości 14 metrów od przodka wyrobiska. Na rys. 8b) i 8c) pokazano maksymalne wartości momentów zginających i sił osiowych (ściskających) w powłoce torkretowej (obudowie wstępnej). Dla tych wartości w punkcie A) i B) sprawdzono nośność przekroju jak dla elementu żelbetowego mimośrodowo ściskanego. Uzyskane naprężenia nie przekroczyły obliczeniowych wytrzymałości stali i betonu w obudowie wstępnej. Obudowę wstępną zbudowaną z betonu torkretowego, o grubości 20 cm, zbrojonej dwoma siatkami z prętów Φ10 w rozstawie 10 × 10 cm można uznać za wystarczającą do podparcia ścian wyrobiska w czasie budowy.



Rys. 8. Przekroje poprzeczne tunelu po wydrążeniu całego odcinka (15 m) – a) przemieszczenia górotworu – max 19 cm wczęści spągowej, b) moment zginający w powłoce torkretowej – max 107 kNm w części spągowej, c) siły osiowe (ściskające) w powłoce torkretowej – max 1112 kN na dole ociosów

Fig. 8. Cross sections of the tunnel when the entire section (15 m) is already drilled – a) displacement of rock mass – max 19 cm in invert, b) bending moment in the initial linning – max 107 kNm in invert, c) axial (compressive) forces in the initial linning – up to 1112 kN on the bottom side walls

Na rysunku widoczne są miejsca (zaznaczone strzałkami), w których nastąpiło uplastycznienie górotworu. Strefy te wystąpiły prawie na całym przodku oraz w części spągowej wyrobiska. Strefy plastyczne pokazano w momencie wydrążenia całego odcinka.



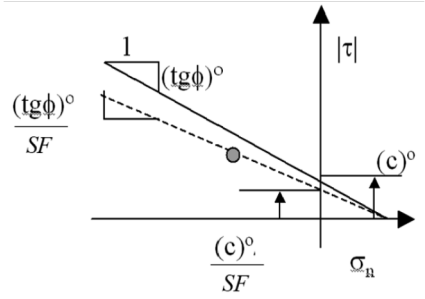
Rys. 9. Pola poziomów naprężenia w górotworze po wydrążeniu 15 metrowego odcinka

Fig. 9. Maps of levels of stress in rock mass after a 15 meter section has been excavated

Dla etapu, w którym analizowany odcinek jest już w całości wydrążony (tj. ostatni, 64 krok) przeprowadzono analizę stateczności wyrobiska metodą redukcji c-Φ. W wyniku analizy numerycznej stateczności uzyskuje się mechanizm zniszczenia (płaszczyzna poślizgu) oraz współczynnik stateczności SF.

Współczynnik stateczności SF (safety factor) – rozumiany jest tak samo jak stosunek sił utrzymujących do sił czynnych (niszczących) działających wzdłuż powierzchni poślizgu w momencie utraty stateczności [4].

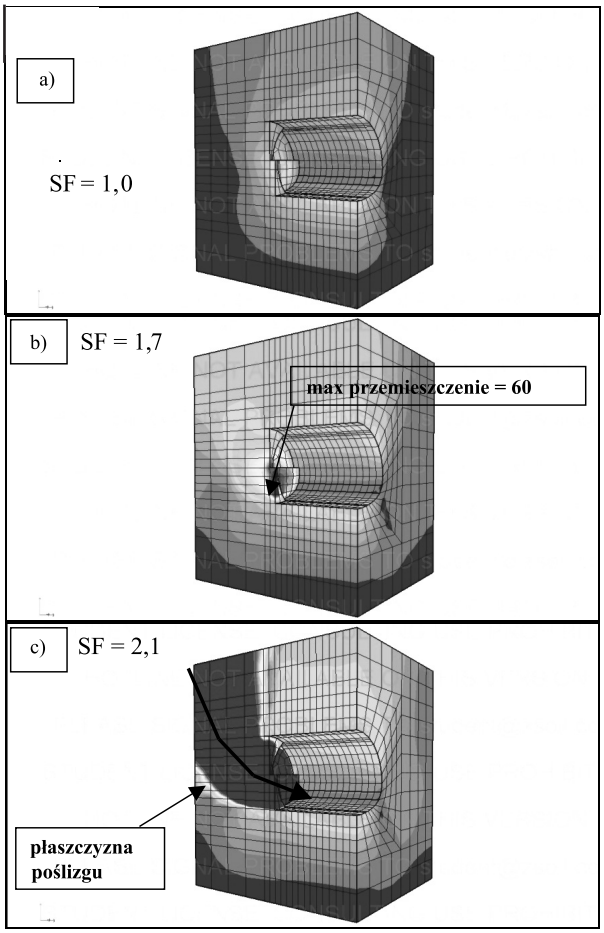
W każdym kolejnym kroku analizy parametry wytrzymałościowe gruntu (c, ϕ) dzielone są przez współczynnik SF (rys. 10), który wzrasta z każdym krokiem (1.0, 1.1, 1.2 … 2.1). Po każdym zwiększeniu współczynnika SF (kroku) przeprowadzana jest analiza sprężysto-plastyczna dla zredukowanych parametrów c i ϕ całego wyrobiska [4].



Rys. 10. Analiza stateczności metodą *c*-ϕ. Redukcja proporcjonalna *c*-ϕ [4]

Fig. 10. Stability analysis using *c*-φ method. Proportional reduction of *c*-φ

Na rysunku 11 pokazano 3 spośród 11 kroków całej analizy stateczności. Gdy współczynnik SF osiąga wartość 2.1 następuje całkowita utrata stateczności modelu, której przejawem jest rozbieżność procedury iteracyjnej.



Rys. 11. Mapy przemieszczeń górotworu przy analizie stateczności wyrobiska po wydrążeniu całego 15 metrowego odcinka tunelu: a) SF = 1,0 – górotwór jest stabilny, b) SF = 1,7 – duże przemieszczenia na czole wyrobiska, c) SF = 2,1 – nastąpiła całkowita utrata stateczności

Fig. 11. Displacement map from the analysis of the stability of the rock mass after the excavation of whole 15-meter section of the tunnel: a) SF = 1.0 – rock mass is stable, b) SF = 1.7 – large displacements on the face, c) SF = 2.1 – total loss of stability

7. Wnioski

W wyniku przeprowadzonej analizy odcinka tunelu okazało się, że założony system drążenia (z podziałem przekroju poprzecznego tunelu na 6 części, zabiorem o długości 1 m) oraz dobór obudowy wstępnej (powłoka torkretowa o grubości 20 cm, zbrojona 2 siatkami) zapewnia bezpieczne wykonanie tunelu na rozważanym odcinku i dla oszacowanych warunków geotechnicznych. W wyniku analizy stateczności ogólnej wyrobiska uzyskano wysoki współczynnik bezpieczeństwa SF = 2,1.

Wzgórze bł. Bronisławy, przez które projektuje się tunel, jest zróżnicowane pod względem budowy. W artykule poddano szczegółowej analizie odcinek znajdujący się w słabym gruncie spoistym. Na pozostałej części tunelu należy przeprowadzić podobną analizę, uwzględniającą inne warunki geotechniczne. Może to skutkować zmianę systemu drążenia oraz systemu podparcia wstępnego na cięższy lub bardziej ekonomiczny.

Sporych problemów można spodziewać się w części drążonej przez masyw Wzgórza bł. Bronisławy. Wykształcony on jest z wapieni jurajskich, reprezentowanych przez wapienie skaliste, pelityczne, twarde, zbite, silnie spękane i pocięte licznymi uskokami, przebiegającymi w różnych kierunkach. Utwory te są zawadniane przez wody opadowe, dostające się do masywu przez szczytowe nieosłonięte partie wypiętrzenia. Ze względu na charakter wapieni należy liczyć się ze zjawiskami krasowymi.

Postęp technologiczny jaki dokonał się w ostatnich latach, zwłaszcza metody numeryczne i coraz bardziej wyrafinowane oprogramowanie, pozwalają na odważniejsze i wydajniejsze rozwiązywanie złożonych problemów geotechnicznych oraz minimalizować ryzyko związane z realizacją tego typu budowli podziemnych.

Literatura

[1] Kolymbas D., *Tunneling and Tunnel Mechanics*, Berlin 2005.
[2] Cała M., *New Austrian Tunneling Method*, AGH, Kraków.
[3] Tajduś A., Cała M., *Stabilizacja wyrobisk podziemnych*, AGH, Kraków.
[4] Urbański A., *Analiza zagadnień nieliniowych MES*, Politechnika Krakowska.
[5] S*tudium lokalizacyjno-techniczne „trasy zwierzynieckiej”*, Kraków 1999.
[7] Truty A., Zimmermann Th., Podleś K., *Zsoil 2011Manual*, Lozanna 2011.
[8] Nielsen Y., *Observational methods and NAT*, Turcja 2005.
[9] Gałczyński S., *Podstawy budownictwa podziemnego*, Wrocław 2001.
[10] Ockajak F., Sevcik M., Bartos J., *Budowa najdłuższego tunelu w Polsce metodą górniczą i odkrywkową*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, 7–8, 2008.
[11] Thapa B.B., McRea M.T., Greunen J.V., *Preliminary design of the Caldecott 4th bore*, San Francisco 2007.
[12] Powell D., Field D., Hulsen R., *Design of a NATM tunnel for Mission Valley light rail-east extension*, San Diego 2002.
[13] Furtak K., Kędracki M., *Podstawy budowy tuneli*, Kraków 2005.