

Wybrane problemy projektowania tunelu drogowego drażonego w technologii TBM w warunkach geotechnicznych fliszu karpackiego

TOMASZ SIWOWSKI^{1,*}, ROSARIO RUSSO², KATARZYNA KISIOŁEK²

¹Politechnika Rzeszowska, Promost Consulting sp. z o.o. sp. k., Rzeszów

²IRP Biuro Projektów sp. z o.o., Warszawa

Streszczenie: Droga ekspresowa S-19, tzw. „Via Carpatia”, będzie stanowić główną oś transportową wschodniej Polski. W południowej części droga przebiega przez obszar Pogórza Karpackiego, dlatego na południe od Rzeszowa zaplanowano wykonanie 3 tuneli drogowych o długościach od 1,0 do 3,0 km. W artykule przedstawiono wybrane aspekty projektowania pierwszego z tuneli (T-1) o długości 2255 m i średnicy 14,65 m. Podano charakterystykę techniczną tunelu oraz scharakteryzowano warunki geologiczno-inżynierskie fliszu karpackiego w rejonie tunelu. Kolejno opisano metodę drażenia tunelu za pomocą tarczy mechanicznej. Szczegółowo przedstawiono wybrane aspekty projektowania geotechnicznego i konstrukcyjnego tunelu. Wśród zagadnień geotechnicznych omówiono analizę stateczności górotworu oraz metodę szacowania wymaganego ciśnienia podparcia przodka. Wśród aspektów projektowania konstrukcyjnego omówiono analizę obudowy tunelu, w szczególności w obszarze otworów, oraz metody wzmocnienia obudowy w tym obszarze. Na zakończenie przedstawiono wybrane konstrukcje tymczasowe w rejonie portali: kołyskę startową dla tarczy oraz startową konstrukcję oporową.

Słowa kluczowe: Via Carpatia, flisz karpacki, tunel drogowy, tarcza mechaniczna, TBM, projektowanie, stateczność górotworu, obudowa tunelu, konstrukcje tymczasowe

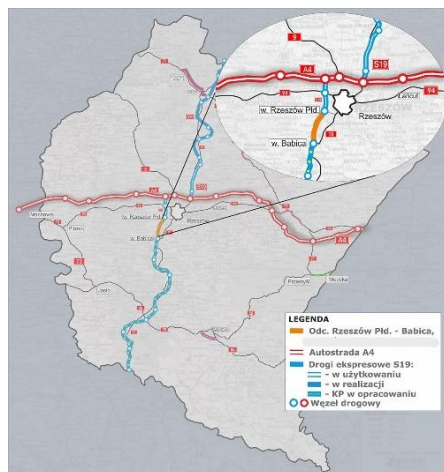
1. Wprowadzenie

Droga ekspresowa S-19 będzie prowadzić od przejścia granicznego z Białorusią w Kuźnicy Białostockiej do przejścia granicznego ze Słowacją w Barwinku i będzie stanowić główną oś transportową wschodniej Polski na kierunku północ-południe. Jej łączna długość jest szacowana na ok. 570 km. Trasa, poza odcinkiem Kuźnica Białostocka – Białystok, w całości jest fragmentem europejskiego szlaku „Via Carpatia”. W południowej części trasy, na obszarze województwa podkarpackiego, droga S-19 przebiega przez obszar Pogórza Karpackiego (rys. 1), będącego częścią tzw. Karpat Zewnętrznych (fliszowych). W celu przeprowadzenia trasy przez obszar podgórski na południe od Rzeszowa zaplanowano wykonanie trzech tuneli drogowych o długości od ok. 1000 do ok. 3000 m.

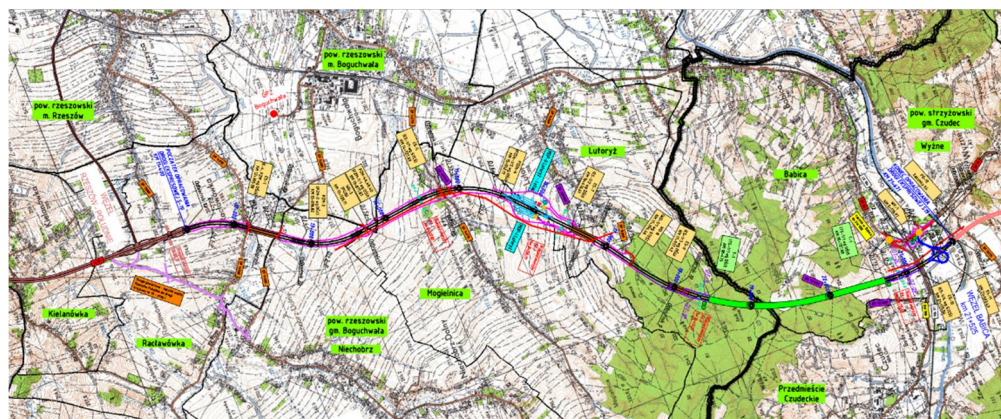
Pierwszy z nich (tunel T-1) powstanie ok. 10 km na południe od Rzeszowa na odcinku dwujezdniowej drogi ekspresowej S-19 od węzła Rzeszów Południe do węzła Babica o długość

*Autor do korespondencji: siwowski@prz.edu.pl

ok. 10,3 km (rys. 2). Tunel T-1 o długości 2255 m przebiega na granicy powiatów rzeszowskiego oraz strzyżowskiego, pod wzniesieniem w ciągu projektowanej drogi ekspresowej. Uzasadnieniem dla zaprojektowania tunelu było wysokie zróżnicowanie topografii terenu, co spowodowało brak możliwości uzyskania odpowiednich parametrów drogi ekspresowej.



Rys. 1. Przebieg drogi ekspresowej S-19 na Podkarpaciu.



Rys. 2. Lokalizacja tunelu T-1 na odcinku drogi S-19 od węzła Rzeszów Południe do węzła Babica.

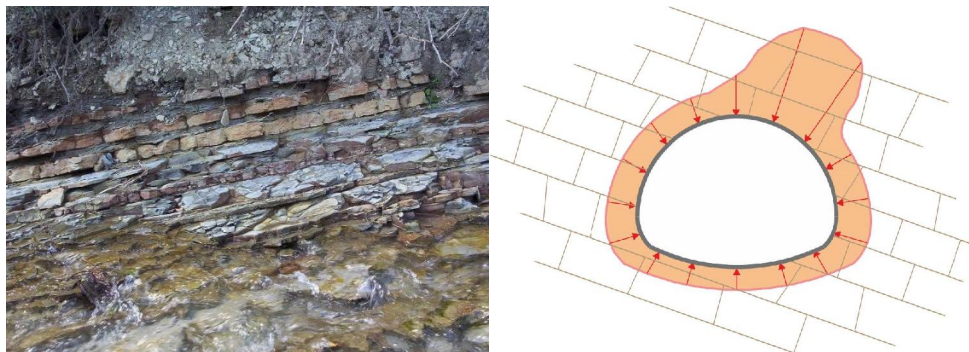
Obszar, gdzie zaprojektowano wykonanie tunelu T-1 pod względem budowy geologicznej i warunków hydrogeologicznych należy do bardzo skomplikowanych. Występujący na odcinku tunelu masyw skalny charakteryzuje się dużą zmiennością, zarówno w profilu pionowym jak i poziomym. Wpływa na to rozwinięta tektonika fałdowa, występowanie licznych stref dyslokacji oraz dominacja miękkich skał łupkowych i łupkowo – piaskowcowych. Tunel T-1 znajduje się praktycznie w całości w obrębie fliszowych utworów kredowych, reprezentowanych przez warstwy inoceromowe ukształtowane jako wapieniste i miękkie łupki z przewarstwieniami drobnoziarnistych, laminowanych, szaroniebieskich piaskowców wapienistych o grubości od kilku do 50 cm, oraz z wkładkami mułowców występującymi zarówno wśród łupków jak i warstw piaskowca. Ponadto tunel T-1 przecina obszar gdzie zostało stwierdzone występowanie lokalnego zbiornika wód podziemnych o charakterze szczelinowo-porowym, o dużych jak na warunki fliszu karpackiego zasobach.

Skomplikowane warunki geotechniczne i hydrotechniczne, a także rzadko spotykane gabaryty tunelu drogowego stanowiły duże wyzwanie technologiczne i konstrukcyjne dla projektantów tunelu. Sprawę dodatkowo utrudnił wybór przez wykonawcę technologii budowy tunelu. Po szczegółowych analizach techniczno-ekonomicznych oraz obliczeniach porównawczych i analizach ryzyka wykonawca zdecydował o budowie tunelu w technologii TBM (ang. *tunnel boring machine*). W południowej części Polski, tj. w warunkach fliszu karpackiego, nie wykonywano dotychczas szerokich tuneli drogowych w technologii TBM. W artykule przedstawiono wyzwania projektowe, zarówno technologiczne jak i konstrukcyjne, z jakimi musieli się zmierzyć projektanci tunelu.

2. Warunki geologiczno-inżynierskie fliszu karpackiego

Tunele podkarpackiego odcinka drogi ekspresowej S-19 są położone w obrębie Karpat Zewnętrznych (fliszowych). Flisz karpacki to określenie serii naprzemianlegle ułożonych warstw skał osadowych morskiego pochodzenia, składających się na przemian ze zlepieńców, piaskowców, mułowców i iłowców, rzadziej rogowców i margli, o różnorodnej strukturze, teksturze, składzie petrograficznym, co powoduje istotne zróżnicowanie ich parametrów fizykomechanicznych i dużą anizotropię. Skały te powstały na dnie mórz wskutek działalności tzw. prądów zawieszinowych, które doprowadziły do charakterystycznego, frakcjonalnego uwarstwienia, które charakteryzuje się nagromadzeniem grubego materiału skalnego w obrębie spągu warstwy i stopniowym przechodzeniem w materiał coraz drobniejszy, aż do osadów ilastych w obrębie stropu danej warstwy. Flisz karpacki jest silnie spękany i charakteryzuje się dużą zmiennością, zarówno w profilu pionowym jak i poziomym.

Tunel T-1 znajduje się w całości w obrębie jednostki skolskiej i przechodzi przez jej krawędziową część, tzw. siodło Czudec – Kąkolówka – Babica – Kopalnia. Utwory skalne jednostki skolskiej są nasunięte na osady miocenu zapadliska przedkarpackiego i są silnie pofałdowane. Tunel T-1 znajduje się praktycznie w całości w obrębie fliszowych utworów kredowych, reprezentowanych przez warstwy inoceromowe ukształtowane jako wapniste i miękkie łupki z przewarstwieniami drobnoziarnistych, laminowanych, szaroniebieskich piaskowców wapnistych o grubości od kilku do ok. 50 cm, z wkładkami mułowców, występującymi zarówno wśród łupków jak i warstw piaskowca (rys. 3a). Występują tu także liczne pęknięcia połączone z przesunięciem warstw skalnych, tzw. dyslokacje. Są to dyslokacje podłużne, równoległe do osi fałdu, które występują głównie w rejonie portali tunelu. W obrębie tunelu występują także liczne dyslokacje poprzeczne, prostopadłe lub skośne, tzw. uskoki. Spękany, fliszowy maszyn skalny z warstwami nachylonymi pod kątem generuje niesymetryczne obciążenie obudowy tunelu (rys. 3b).



Rys. 3. Flisz karpacki: a) układ warstw; b) obciążenie obudowy tunelu.

Utwory fliszowe są przykryte warstwą zwietrzelin o zróżnicowanej miąższości: od 1,5 m w rejonie wierzchowin do ponad 4,5 m w niższych partiach zboczy. W zależności od skały w jakiej powstały są to: łupki gliniaste, iły, piaski pylaste oraz pyły piaszczyste. Utwory czwartorzędowe to osady sufozujno-deluwialne i koluwalne, zalegające na zerodowanych zwietrzelinach w obrębie stoków, podlegające procesom denudacyjnym, bardzo często z czynnymi procesami osuwiskowymi (trzy osuwiska na długości tunelu).

Tunel T-1 przecina obszar potwierdzonego występowania lokalnego zbiornika wód podziemnych o charakterze szczelinowo – porowym oraz o dużych jak na warunki fliszu karpackiego zasobach. Badania wodochłonności masywu skalnego wskazały bardzo wysoką wodoprzepuszczalność masywu do głębokości 50 m. Układ warstw skalnych, duże kąty układu warstw oraz lokalne strefy silnie spękanych skał łupkowo-piaskowcowych, stwarzają zagrożenie powstania uprzywilejowanych dróg przepływów wód podziemnych. Uskokki występujące w strefie tunelu mogą prowadzić duże ilości wód podziemnych.

4. Charakterystyka techniczna tunelu

Tunel T-1 to dwunawowy tunel drogowy w obudowie z prefabrykatów żelbetowych (segmentów), budowany metodą mechanicznego drążenia przy pomocy tarczy. Zastosowanie technologii drążenia TBM uznano za racjonalne ze względu na rozpoznane warunki gruntowo – wodne, bezpieczeństwo na etapie wykonawczym oraz duże tempo drążenia. Konstrukcje przejść ewakuacyjnych i przejazdu awaryjnego będą wykonane tradycyjną metodą górniczą z zastosowaniem obudowy wstępnej i ostatecznej. Odcinki tunelu w strefie portali będą wykonane metodą rozkopową, a konstrukcja obudowy zostanie wykonana w technologii betonu monolitycznego. Tunel T-1 ma dwie jednokierunkowe nawy: prawą (zachodnią) w kierunku węzła Babica oraz lewą (wschodnią) w kierunku węzła Rzeszów Południe. Ze względu na przebieg trasy w łuku poziomym nawy mają różną długość mierzoną w osi jezdni: prawa nawa wraz z odcinkami wykonywanymi rozkopem oraz portalami ma długość 2263 m, natomiast lewa ma długość 2243 m. Całkowita długość tunelu mierzona w jego osi głównej wynosi 2255 m. Odległość pomiędzy osiami naw tunelu jest dostosowana do przebiegu niwelety na odcinku drogi ekspresowej. W tunelu zaprojektowano 15 poprzecznych przejść ewakuacyjnych pomiędzy nawami oraz jeden przejazd awaryjny dla służb ratunkowych, zlokalizowany w połowie długości tunelu. Obie nawy stanowią dla siebie wzajemnie drogi ewakuacji dla uczestników ruchu w razie wystąpienia zagrożenia w jednej z naw.

Przekrój poprzeczny tunelu ma kształt okrągły wynikający z zastosowanej technologii drążenia TBM (rys. 4). Parametry użytkowe jednej nawy tunelu są następujące:

- zewnętrzna średnica tunelu: 14,65 m,
- wewnętrzna średnica tunelu: 13,45 m,
- szerokość użytkowa w nawie tunelu: 12,40 m,
- szerokość pasów ruchu: 2 × 3,50 m,
- szerokość pasa awaryjnego: 1 × 2,50 m,
- szerokość opaski wewnętrznej: 1 × 0,50 m,
- szerokość drogi ewakuacyjnej: 2 × 1,20 m,
- wysokość skrajni pionowej: 5,00 m.

Podstawowe parametry techniczne drogi ekspresowej w tunelu są następujące:

- prędkość projektowa: 100 km/h,
- prędkość miarodajna: 110 km/h,
- prędkość dopuszczalna: 100 km/h,
- kategoria obciążenia ruchem: KR6,

Wykonanie portali będzie znacząco utrudnione przez istniejące osuwiska w obrębie obu portali. Zabezpieczenie osuwiska przy portalu północnym obejmuje wykonanie palisad z pali wierconych w połowie skarp wykopów. Pale zostaną zwieńczone oczepem żelbetowym. Za oczepem żelbetowym zaprojektowano wykonanie drenaży francuskich, odprowadzających wodę do rowów drogowych zlokalizowanych u podstawy skarpy. Zaprojektowano także wykonanie materaca gabionowego, z którego woda zostanie sprowadzona do drenaży francuskich za oczepem żelbetowym. Zabezpieczenie osuwiska przy portalu południowym zaprojektowano w formie kilku współpracujących ze sobą konstrukcji gruntowych, w tym ażurowej palisady z pali wierconych oraz ażurowego rusztu żelbetowego, mocowanego do powierzchni zbocza za pomocą kotew gruntowych.

4. Technologia drążenia tunelu

Wybór technologii drążenia tunelu za pomocą maszyny TBM jest wynikiem analizy wielokryterialnej, składającej się m.in. z następujących aspektów projektowych:

- studium warunków geologicznych, geotechnicznych oraz hydrogeologicznych, ocena ryzyka drążenia tunelu,
- analiza porównawcza technologii drążenia mechanicznego TBM z metodami tradycyjnymi,
- analiza porównawcza różnych wariantów technologii drążenia mechanicznego TBM.

Najbardziej efektywną technologią drążenia w danych warunkach geotechnicznych okazało się zastosowanie technologii TBM EPB (ang. *earth pressure balance*). Na rys. 5 przedstawiono maszynę przewidzianą do drążenia tunelu T-1. Jest to maszyna Herrenknecht S-300 EPB TBM typu *dual mode* o średnicy zewnętrznej równej 15,12 m.

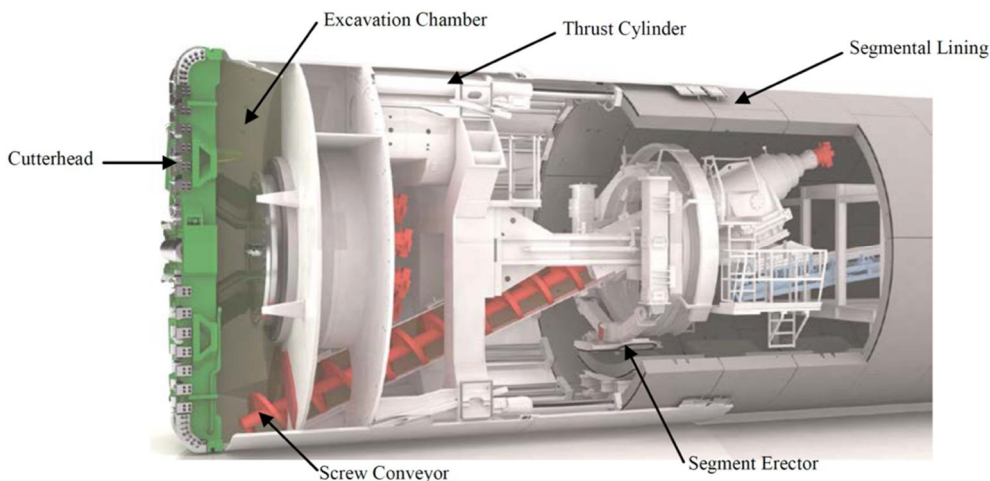


Rys. 5. Maszyna Herrenknecht S-300 EPB TBM typu *dual mode* o średnicy 15,12 m.

Głównymi zaletami technologii TBM EPB w porównaniu do analizowanej także górniczej metody drążenia NATM (ang. *new Austrian tunnelling method*) są m.in.:

- większa efektywność drążenia z wykorzystaniem maszyny TBM przy mniejszym nakładzie pracy w porównaniu do metody NATM,
- większe bezpieczeństwo pracy osób znajdujących się pod osłoną tarczy TBM podczas drążenia tunelu; w tradycyjnych górniczych metodach drążenia wszelkie niestateczności górotworu mogą stwarzać poważne ryzyko dla pracowników podczas wykonywania robót,
- brak konieczności wykorzystania materiałów wybuchowych podczas urabiania skał, co eliminuje problem oddziaływania w postaci wibracji oraz niekontrolowanego nadmiaru zniszczenia skał na konturze wyrobiska,
- tarcza TBM EPB, czyli równoważąca ciśnienie gruntu, jest najbardziej odpowiednia do pracy w obszarach gruntów niestatecznych oraz poniżej zwierciadła wód gruntowych,
- tarcza TBM zapewnia regularną obudowę tunelu i ciągłe podparcie wyrobiska umożliwiając efektywne prowadzenie prac wykończeniowych wewnątrz tunelu.

Maszynę TBM można porównać do podziemnego zakładu produkcyjnego, w którym przeprowadzane są wszelkie czynności związane z budową tunelu, tj. drążenie, odprowadzenie urobku, montaż obudowy, instalacja wyposażenia itp. (rys. 6).



Rys. 6. Przekrój przez tarczę TBM EPB z widocznymi charakterystycznymi elementami tarczy.

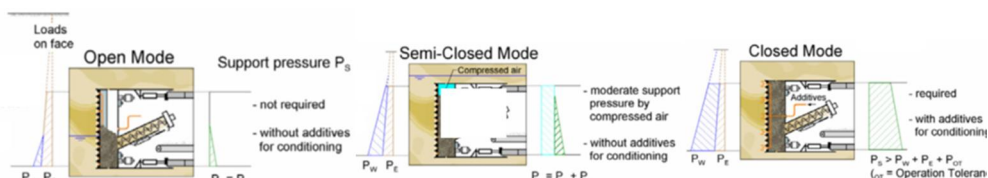
W przypadku tunelu T-1 wybrana maszyna TBM EPB jest tarczą o zamkniętej przestrzeni przodka tunelu. Ten typ TBM został oryginalnie opracowany dla drążenia w gruntach spoistych, a następnie został dostosowany do szerokiego zakresu gruntów oraz zwietrzałych skał. Wydrążony za pomocą głowicy skrawającej rozluźniony materiał służy jako podparcie przodka. Obszar tarczy, w której obraca się głowica skrawająca to tzw. komora urabiania, która jest oddzielona od pozostałej części maszyny (w której panuje ciśnienie atmosferyczne) za pomocą stalowej przegrody. Wydrążony materiał gruntowy wpada do komory przez otwory w głowicy i miesza się ze znajdującym się w komorze, uprzednio uplastycznionym materiałem i z wtłaczanymi dodatkami [1]. Tworzy się pasta gruntowa, która wypełnia komorę urabiania. Niekontrolowanemu przenikaniu gruntu z przodka tunelu do komory urabiania zapobiega się za pomocą siłowników hydraulicznych, przenoszących siły odpychania tarczy na przegrodę stalową, a następnie na grunt w komorze urabiania. Stan równowagi zostaje osiągnięty, gdy grunt w komorze urabiania nie może zostać bardziej zagęszczony w wyniku naturalnego parcia gruntu oraz wód gruntowych. Wydrążony materiał jest usuwany z komory urabiania za pomocą przenośnika ślimakowego na zewnątrz tunelu. Ilość usuwanego materiału jest

kontrolowana poprzez prędkość pracy przenośnika ślimakowego oraz przekrój przepływu górnego otworu przenośnika.

Tunel jest obudowywany za pomocą prefabrykowanych segmentów tworzących pierścienie obudowy, które są umieszczane w warunkach ciśnienia atmosferycznego za pomocą erektora w części maszyny za przegrodą ciśnieniową. Segmenty są tymczasowo łączone za pomocą śrub. Po zamontowaniu pierścieni obudowy, w zewnętrzną przestrzeń pomiędzy stalową osłoną ogona tarczy a zamontowaną obudową, w sposób ciągły jest wtłaczany zaczyn wypełniający. Zaczyn jest wtłaczany poprzez otwory iniekcyjne w osłonie ogona tarczy lub bezpośrednio poprzez otwory w segmentach. Na odcinkach niestatecznych, gdzie wymagane jest podparcie górotworu, maszyna TBM EPB w sposób ciągły podpira przodek tunelu poprzez równoważenie wewnętrznego ciśnienia gruntu oraz wód gruntowych z ciśnieniem od posuwu maszyny. Przestrzeń robocza wewnątrz maszyny TBM EPB jest całkowicie szczelna, niezależna od ciśnienia wody w gruncie otaczającym maszynę.

Maszyna TBM EPB *dual mode* może pracować w trzech podstawowych trybach (rys. 7):

- tryb otwarty – brak aktywnego parcia przodka, tryb stosowany w skałach lub statecznych gruntach,
- tryb pół-zamknięty (pół-EPB) – komora urabiania jest do połowy wypełniona urobkiem, wypełniając wlot przenośnika ślimakowego; pozostała, górna część komory jest wypełniona sprężonym powietrzem; w celu redukcji strat powietrza stosuje się typowe dla TBM EPB środki ulepszące, takie jak pianę i/lub zawieszinę bentonitową [1],
- tryb zamknięty (pełny EPB) – komora urabiania jest całkowicie wypełniona urobkiem; zapewnione jest ciśnienie podpierające przodek, regulowane za pomocą kontroli wskaźnika postępu TBM oraz wskaźnika odprowadzania wydrążonego urobku.

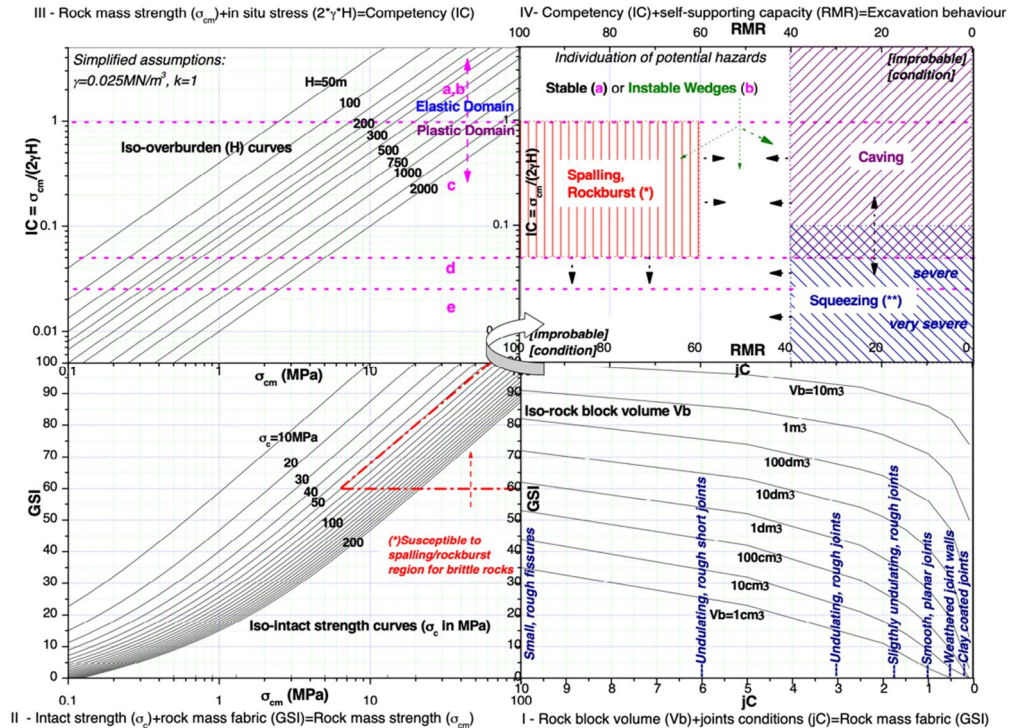


Rys. 7. Trzy możliwe tryby pracy maszyny TBM EPB *dual mode*.

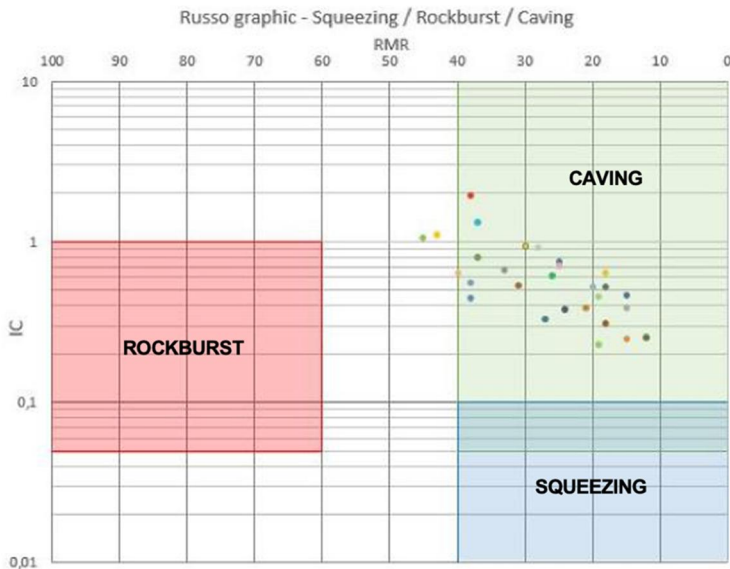
Maszyny typu TBM EPB podpierają przodek tunelu za pomocą ciśnienia wywieranego przez wydrążony i poddany obróbce urobek w komorze urabiania. Grunt bezpośrednio przed głowicą skrawającą oraz w komorze urabiania tworzą korek plastyczny, który zapobiega niekontrolowanemu napływowi wód gruntowych i zapewnia właściwe podparcie przodka. Efekt ten jest uzyskiwany za pomocą dodatków do gruntu przed głowicą skrawającą za pomocą piany i/lub polimerów [1]. Korzyści z poprawy warunków urabiania za pomocą dodatków to m.in. redukcja zużycia narzędzi skrawających (abrazja), redukcja przyczepności (lepkości) oraz redukcja przepuszczalności gruntu.

Na podstawie warunków geotechnicznych fliszu karpackiego wykonano ocenę ryzyka w celu potwierdzenia poprawnego wyboru metody drążenia tunelu. Zachowanie się tunelu w masywie skalnym podczas drążenia było analizowane pod kątem deformacji górotworu, zasięgu strefy uplastycznienia, stateczności przodka oraz możliwości wystąpienia lokalnych obwałowań na konturze wyrobiska podczas drążenia (bez instalowania dodatkowego podparcia). Na zachowanie się tunelu mają łączny wpływ charakterystyki wytrzymałościowe oraz odkształceniowe masywu skalnego, struktura masywu oraz występujące w nim naprężenia pierwotne. Na rys. 8 przedstawiono możliwe charakterystyki wyrobiska tunelu wg wyżej wymienionych kryteriów [2], służące do wstępnej oceny zachowania się wyrobiska podczas

drażenia. Tablice na rys. 8 wykorzystano do analizy ryzyka wystąpienia zjawisk zniszczenia masywu skalnego (górotworu) podczas drażenia (rys. 9).



Rys. 1 Tablice do wstępnej oceny zachowania wyrobiska [2],



Rys. 9. Analiza ryzyka wystąpienia zjawisk zniszczenia skał: zależność wskaźnika IC wg [2] od klasy RMR masywu określonych dla tunelu T-1.

W przeprowadzonej analizie, mającej na celu określenie ryzyka wystąpienia zniszczenia masywu dookoła wyrobiska, nie zidentyfikowano ryzyka wystąpienia śpięcia skalnego ani zaciskania wyrobiska na trasie tunelu TBM w danych warunkach geologiczno-inżynierskich (rys. 9). Głównym rozpoznany ryzykiem wystąpienia zniszczenia jest zjawisko zawалу. Ryzyko to może wystąpić na odcinkach tunelu, gdzie warunki geologiczne sklasyfikowane za pomocą skali RMR zostały ocenione jako klasa IV (górotwór słaby). Niska zdolność do regulacji przepływu wydrążonego materiału podczas drążenia tunelu za pomocą maszyn do drążenia w twardych skałach sprawia, że tunel staje się podatny na generowanie niestateczności związanych z odprężeniem na czole przodka.

Zastosowanie maszyny TBM EPB *dual mode*, pracującej w trybie otwartym lub zamkniętym (z podparciem przodka) w zależności od napotkanych warunków gruntowych, przy zastosowaniu przenośnika ślimakowego do odprowadzania urobku, pozwala na większą regulację jego przepływu i ułatwia zarządzanie zróżnicowanym przepływem, związanym z niestatecznością podczas drążenia. Na odcinkach tunelu, gdzie przewiduje się drążenie w miękkich gruntach, najlepszą metodą jest drążenie w trybie zamkniętym.

Na długości drążenia tunelu T-1 przeanalizowano warunki pracy maszyny TBM EPB pod kątem drążenia w zależności od rozpoznanych gruntów i skał. Na odcinkach tunelu w warunkach gruntów/skał statecznych zakłada się pracę maszyny w trybie otwartym, natomiast woda gruntowa z przodka dopływająca do komory urabiania zostanie odprowadzona poprzez tunel. Oszacowano również przewidywane objętości dopływu wody na długości tunelu. Na odcinkach tunelu, na których przewiduje się niestateczność gruntów, maszyna pracować będzie w trybie zamkniętym. Wyznaczone zostało ciśnienie operacyjne na przodku tunelu dla każdego rozpoznanego przypadku niestateczności. Na odcinkach, na których przewiduje się wysokie ciśnienie wód gruntowych, zostanie zastosowane odwodnienie zewnętrzne w celu redukcji parcia wody. Jako rozwiązanie alternatywne przewiduje się zastosowanie środków wzmacniających grunt na wybranych odcinkach.

5. Wybrane aspekty projektowe

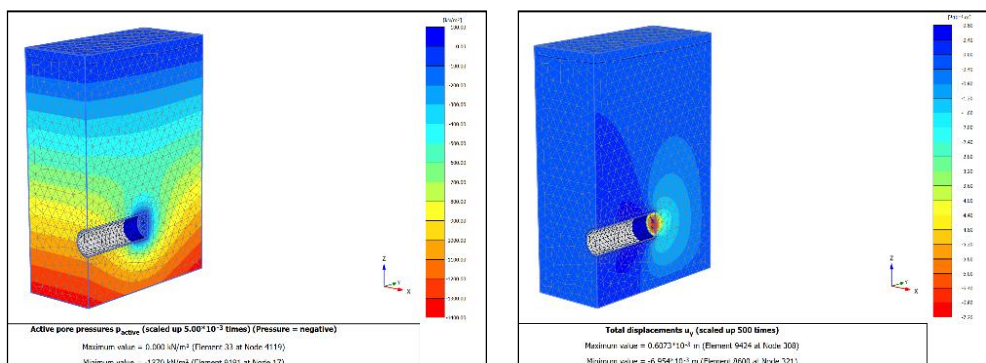
Ze względu na charakter przyjętej przez wykonawcę technologii drążenia TBM na etapie projektowania była konieczna ścisła współpraca między wyspecjalizowanymi zespołami projektowymi, m.in. geotechnicznym, konstrukcyjnym, mechanicznym, instalacyjnym, środowiskowym, BHP. W dalszej części zostały opisane wybrane aspekty geotechniczne i konstrukcyjne etapu projektowego.

W ramach oceny ryzyka opisanej w poprzednim rozdziale, w części geotechnicznej projektu zostały wykonane:

- ocena warunków geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych na trasie tunelu,
- weryfikacja parametrów wybranej maszyny TBM EPB pod kątem zdolności operacyjnej w najgorszych rozpoznanych warunkach geologicznych,
- ocena stateczności przodka drążenia oraz klasyfikacja odcinków drążenia w trybie otwartym i zamkniętym,
- określenie wymaganego ciśnienia podparcia przodka na odcinkach drążenia w trybie zamkniętym,
- oszacowanie przewidywanych dopływów wody do komory urabiania w trybie otwartym,
- określenie wymaganego posuwu maszyny TBM EPB na długości drążenia tunelu ze względu na konieczność zapewnienia odpowiedniego postępu maszyny.

Parametry gruntowe wykorzystane w obliczeniach zostały przyjęte na podstawie opracowanej na etapie koncepcyjnym dokumentacji geologiczno-inżynierskiej górotworu. Stateczność górotworu na różnych odcinkach została przeanalizowana za pomocą metody

analitycznej Anagnostou & Kovari [3]. W warunkach pracy maszyny w trybie otwartym w obliczeniach dodatkowo należało uwzględnić siły przesączania. Wyniki ujemne wartości ciśnienia podpierającego przodek oznaczały właściwą stateczność przekroju. Obliczenia analityczne zostały zweryfikowane za pomocą symulacji numerycznych MES przy użyciu programu PLAXIS 3D (rys. 10). Wyznaczone zostały współczynniki bezpieczeństwa dla stateczności przodka. Na obszarach, gdzie wyniki wskazały niestateczność przodka tunelu, aby zapewnić stateczność górotworu, jest wymagane drażnienie w trybie zamkniętym.



Rys. 10. Analiza stateczności tunelu za pomocą modelu MES: ciśnienie porowe (po lewej) oraz przemieszczenia całkowite (po prawej).

W celu oszacowania wymaganego ciśnienia podparcia wykorzystano metodę analityczną, rekomendowaną przez DAUB [4]. Zgodnie z tą metodą wyznaczono dwie wartości graniczne ciśnienia podparcia przodka: dolną i górną. Dolna wartość graniczna ciśnienia odpowiada minimalnej sile podparcia (S_{ci}), składającej się z dwóch składowych oraz odpowiadających im współczynników bezpieczeństwa. Pierwsza składowa siły podparcia (E_{max}) równoważy parcie gruntu i jest obliczana na podstawie aktywnego kinematycznego mechanizmu zniszczenia przodka tunelu. Druga składowa siły podparcia (W_{ci}) równoważy parcie wody gruntowej i jest określana na podstawie rzędnej poziomu wody gruntowej powyżej korony tunelu. Minimalna siła podparcia jest wyznaczana ze wzoru (1):

$$S_{ci} = \eta_E \cdot E_{max,ci} + \eta_W \cdot W_{ci} \quad (1)$$

gdzie:

S_{ci} – wymagana siła podparcia przodka [kN];

$E_{max,ci}$ – składowa siły podparcia ze względu na parcie gruntu [kN];

W_{ci} – składowa siły podparcia ze względu na parcie wody gruntowej [kN];

η_E – współczynnik bezpieczeństwa dla składowej siły od parcia gruntu (1.5);

η_W – współczynnik bezpieczeństwa dla składowej siły od parcia wody gruntowej (1.05).

Górną granicę ciśnienia podparcia określa parcie graniczne ze względu na zniszczenie nadkładu lub wystąpienia zjawiska „blow-out” podpierającego ośrodka. W związku z tym, maksymalna wartość ciśnienia musi być mniejsza niż 90% wartości całkowitego naprężenia pionowego w koronie tunelu, jak we wzorze (2):

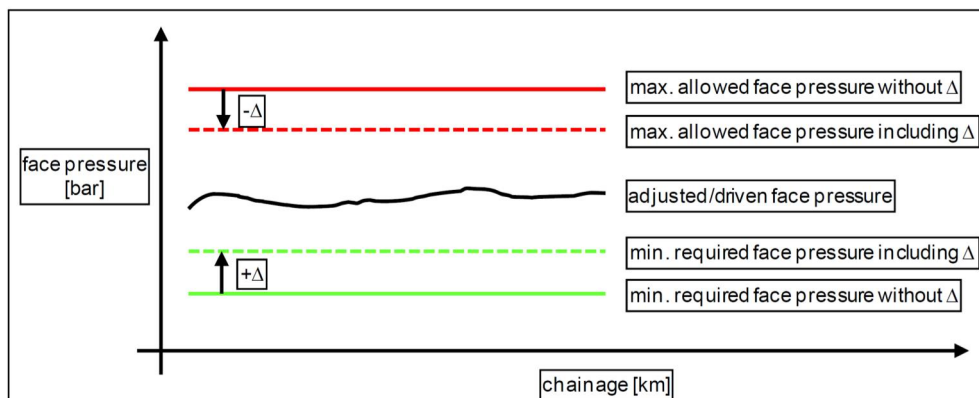
$$1 \leq 0.9 \cdot \sigma_{v,crown,min} / S_{crown,max} \quad (2)$$

gdzie:

$\sigma_{v,crown,min}$ – całkowite naprężenie pionowe w koronie tunelu przy uwzględnieniu minimalnej wartości ciężaru własnego gruntu [kPa],

$s_{crown,max}$ – maksymalne dopuszczalne ciśnienie w koronie tunelu w związku z ryzykiem zniszczenia nadkładu/blow-out [kPa].

Zakres operacyjny ciśnienia podpierającego przodek, wyznaczony przez ww. dwie wartości graniczne, został przedstawiony na rys. 11.



Rys. 11. Wykres ciśnienia operacyjnego maszyny TBM w zależności od odcinka drążonego tunelu.

W warunkach geotechnicznych odpowiadających uskokom tektonicznym, które są zlokalizowane pomiędzy obszarami drążenia w trybie otwartym, w związku z ich ograniczoną rozległością (w większości poniżej 10 m) oraz zmiennością położenia, zmiana trybu drążenia na zamknięty jest niepraktyczna. Dla tych obszarów przewidziano wykonanie wzmocnienia gruntów.

W projekcie konstrukcyjnym obudowy tunelu, oprócz warunków pracy docelowej obudowy, równie istotne było uwzględnienie obciążeń występujących na etapie drążenia tunelu i sprawdzenie konstrukcji obudowy również w tej fazie. Uwzględnione w obliczeniach przypadki obciążenia obudowy zestawiono w tabeli 1. Obciążenia podzielono na trzy główne kategorie: tymczasowe obciążenia konstrukcyjne, obciążenia podczas drążenia oraz obciążenia w stanie docelowym.

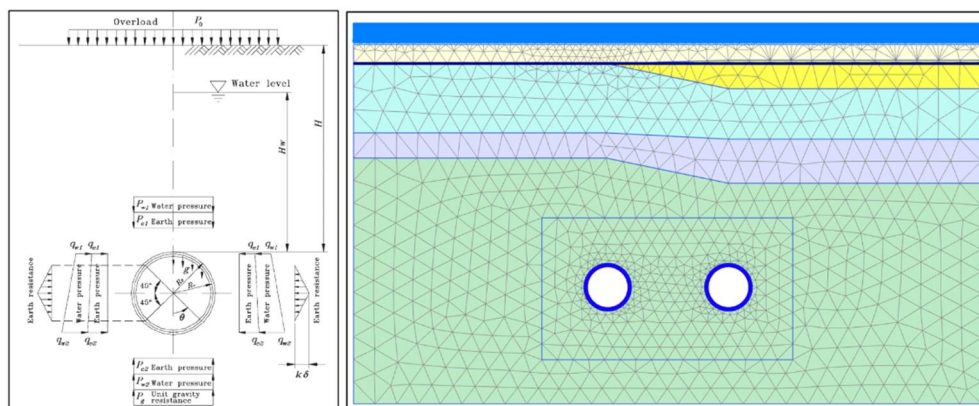
Tabela 1. Obciążenia segmentów w poszczególnych fazach pracy obudowy

Tymczasowe obciążenia konstrukcyjne	Obciążenia podczas drążenia	Obciążenia w stanie docelowym
– obciążenia podczas rozformowywania; – obciążenia podczas składowania; – obciążenia transportowe; – obciążenia przy podnoszeniu segmentów;	– siły posuwu TBM; – iniekcja pierwotna;	– ciężar własny segmentów; – parcie gruntu; – parcie wody gruntowej; – obciążenia reologiczne (skurcz i pęcznienie);

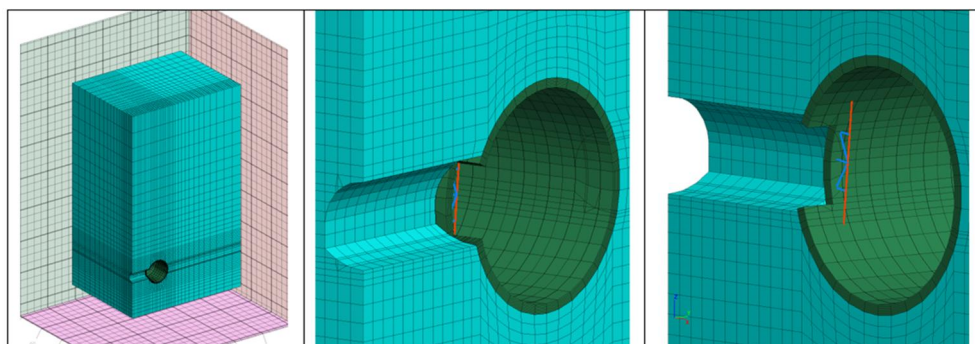
W projekcie konstrukcyjnym zostały przeanalizowane dwa modele obliczeniowe obudowy segmentowej: geotechniczny oraz konstrukcyjny.

Model geotechniczny posłużył do analizy współpracy konstrukcji obudowy tunelu z otaczającym ją ośrodkiem gruntowym. W tym celu wykorzystano metodę analityczną oraz metodę elementów skończonych (MES). Metoda analityczna jest oparta na metodzie równań sprężystych, zaproponowanej w standardzie japońskim [5, 6] oraz w instrukcji grupy roboczej ITA [7]. W zależności od analizowanego elementu tunelu, zastosowano metodę MES 2D lub

3D. Podejście dwuwymiarowe jest na ogół wystarczające w przypadku ciągłych konstrukcji liniowych, które nie zawierają nagłych zmian geometrii przekroju lub koncentracji naprężeń i można przyjąć założenie płaskiego stanu odkształcenia (rys. 12). Analiza trójwymiarowa na ogół jest stosowana w przypadku, gdy konstrukcja ma bardziej złożoną geometrię oraz w przypadku konieczności otwarcia obudowy tunelu głównego w celu wykonania przejść poprzecznych (rys. 13). Model numeryczny 3D posłużył także do analizy zachowania się obudowy segmentowej pod wpływem szeregu różnych zjawisk, które mogą w niej wystąpić, takich jak: pękanie w kierunku promieniowym i obwodowym, odpryskiwanie betonu pomiędzy płytami oporowymi siłowników, odlupywanie narożników segmentów itp.



Rys. 12. Schemat obciążeń i model numeryczny 2D dla obliczeń obudowy tunelu T-1.



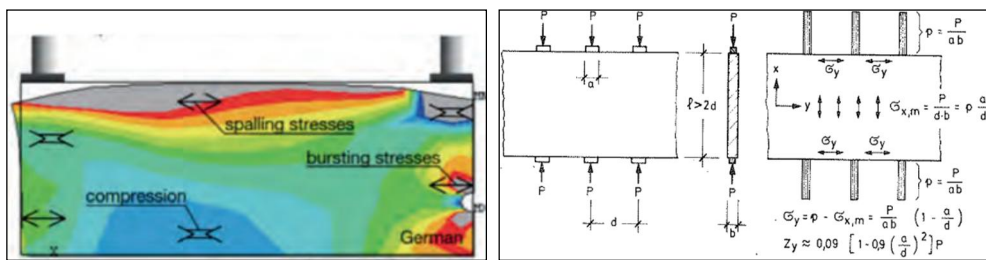
Rys. 13. Model numeryczny 3D dla obliczeń obudowy tunelu T-1 w obszarze otworów.

Wykorzystując wyniki analiz statycznych, otrzymanych za pomocą modeli numerycznych konstrukcji tunelu, wykonano sprawdzenie stanów granicznych nośności (ULS) i stanów granicznych użyteczności (SLS) segmentów, w celu odpowiedniego zwymiarowania zbrojenia obudowy. Siły i naprężenia w betonie i stali zbrojeniowej obliczono za pomocą modeli analitycznych i numerycznych. Wykonane sprawdzenia w stanach granicznych zestawiono w tabeli 2.

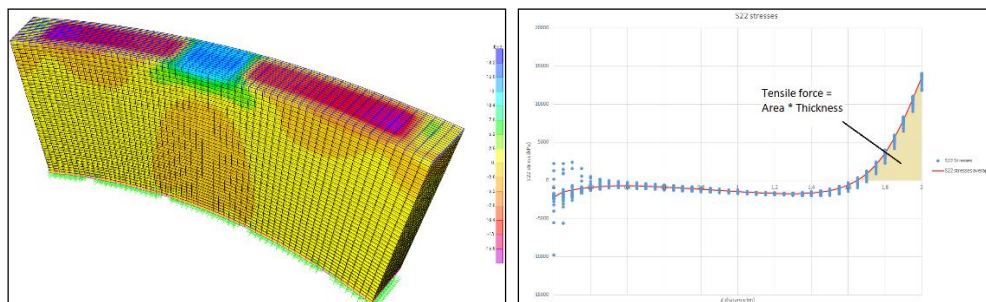
Tabela 2. Sprawdzane stany graniczne segmentów obudowy

Stany graniczne nośności (ULS)	Stany graniczne użyteczności (SLS)
– pękanie betonu w kierunku promieniowym; – pękanie betonu w kierunku obwodowym; – odpryskiwanie betonu pomiędzy płytami oporowymi siłowników; – odłupywanie betonu narożników; – nośność segmentów obciążonych częściowo;	– ograniczenie naprężeń w betonie i stali; – przemieszczenia obudowy segmentowej;

Istotnym stanem granicznym podczas sprawdzania segmentów obudowy, wynikającym z zastosowanej technologii drążenia, była analiza efektu odpryskiwania betonu pomiędzy płytami oporowymi siłowników odpychających. W wyniku działania sił wywołujących posuw tarczy TBM, generowanych przez siłowniki hydrauliczne i przenoszonych na płyty oporowe umocowane na segmentach obudowy, w betonie segmentów występują naprężenia rozciągające. Na rys. 14 przedstawiono efekt odpryskiwania betonu w obudowie segmentowej [7]. Efekt odpryskiwania w betonie został sprawdzony za pomocą modelu MES, wykonanego w programie SAP2000 (rys. 15).



Rys. 14. Efekt odpryskiwania betonu w obudowie segmentowej (po lewej) oraz schemat sprawdzania ULS (po prawej) [7].



Rys. 15. Naprężenia obwodowe wyznaczone na modelu MES SAP2000 dla przypadków: operacyjna siła posuwu TBM z mimośrodem w kierunku zewnętrznym (po lewej) oraz maksymalna siła posuwu TBM z mimośrodem w kierunku zewnętrznym (po prawej).

Naprężenia rozciągające w segmencie zostały scałkowane w celu otrzymania siły rozciągającej, która musi zostać przeniesiona przez zbrojenie na połączeniu czołowym w kierunku obwodowym. Najbardziej niekorzystnym przypadkiem obciążenia jest przypadek siły posuwu TBM z mimośrodem w kierunku zewnętrznym (rys. 15a). Całkowanie naprężeń na połączeniu obwodowym w płaszczyźnie radialnej pomiędzy płytami oporowymi przedstawiono na rys. 15b.

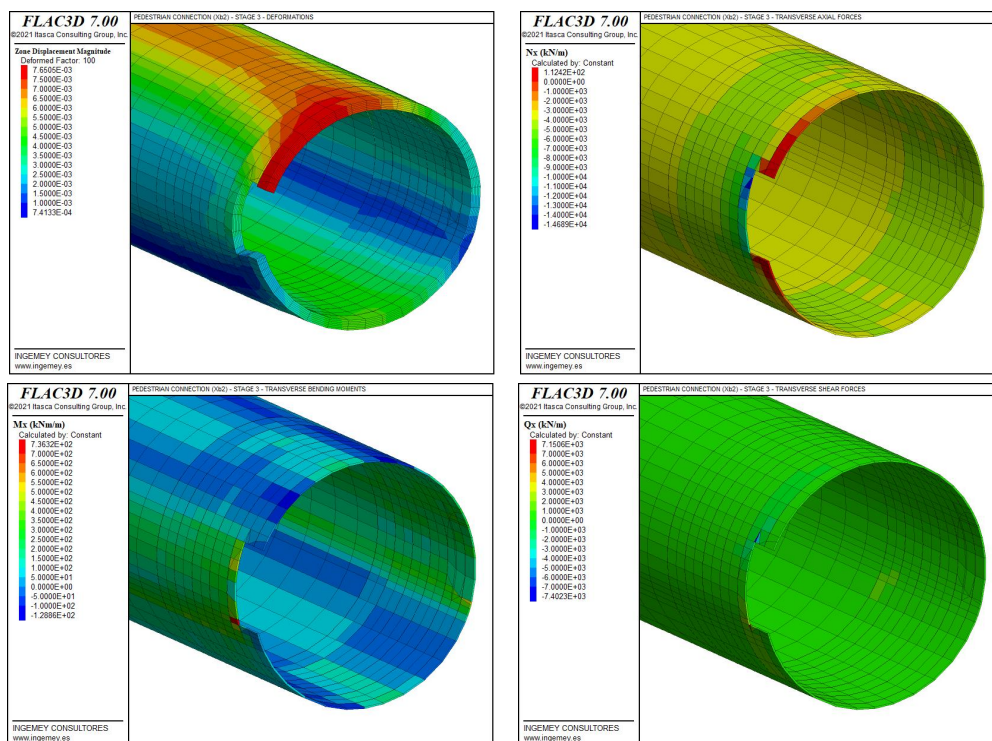
W projekcie tunelu T-1 jednym z większych wyzwań projektowych była analiza pierścieni tunelu, w których po wybudowaniu tunelu głównego będą wykonywane wycięcia umożliwia-

jące drażnienie przejść poprzecznych (analiza konstrukcji obudowy w trwałej sytuacji obliczeniowej). Technologia wykonania przejść poprzecznych jest kluczowym problemem w kompleksowym podejściu do projektu obudowy segmentowej tunelu głównego. W szczególności, w warunkach pracy obudowy jako zamkniętego pierścienia, wycięcie w obudowie wprowadza zróżnicowanie obciążeń działających na pierścień. Z tego względu, podejście projektowe do analizy wycięcia zostało oparte na następujących założeniach:

- otwór został wyśrodkowany względem połączenia pierścieni: nienaruszone części pierścieni, w których jest planowane wykonanie otworu, muszą mieć taką samą szerokość po obu stronach,
- każdy pierścień, w którym jest planowane wykonanie otworu, wymaga odrębnej analizy w zakresie warunków brzegowych (warunków geotechnicznych oraz nadkładu).

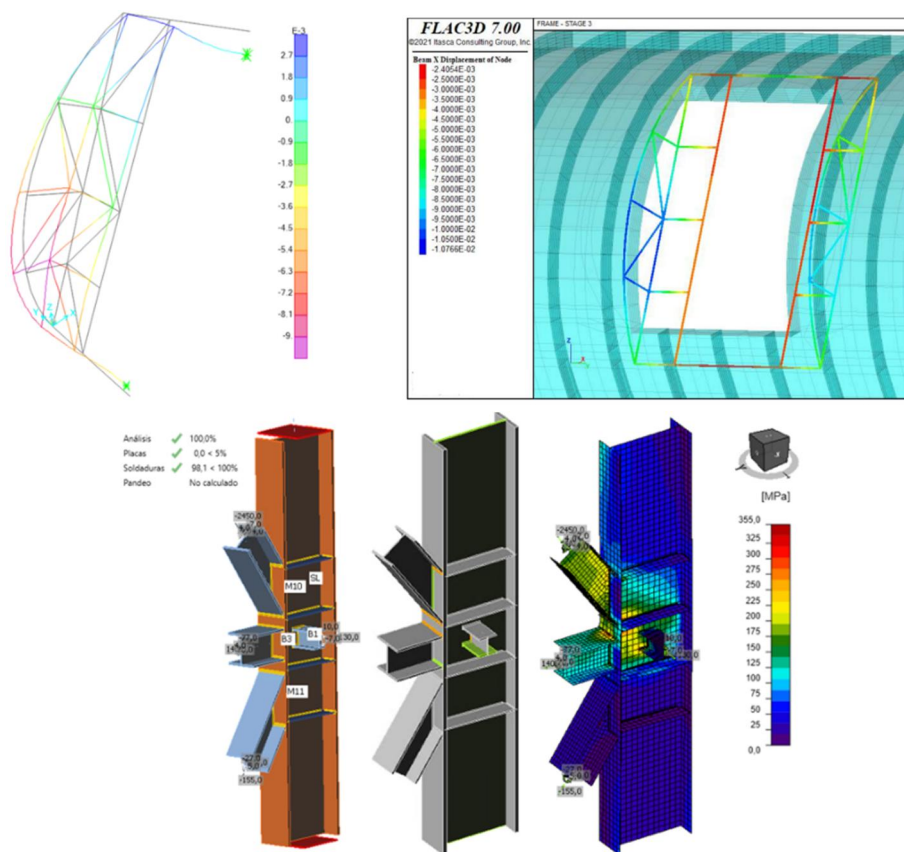
Wycięcia w obudowie tunelu głównego oraz przejścia poprzeczne zostały zamodelowane w programie FLAC 3D (rys. 16). Symulacja numeryczna przejść poprzecznych składała się z następujących etapów:

- etap 1 – wykonanie obudowy segmentowej tunelu głównego;
- etap 2 – wykonanie mikropali oraz wycięcia w obudowie segmentowej;
- etap 3 – drażnienie przejścia poprzecznego.

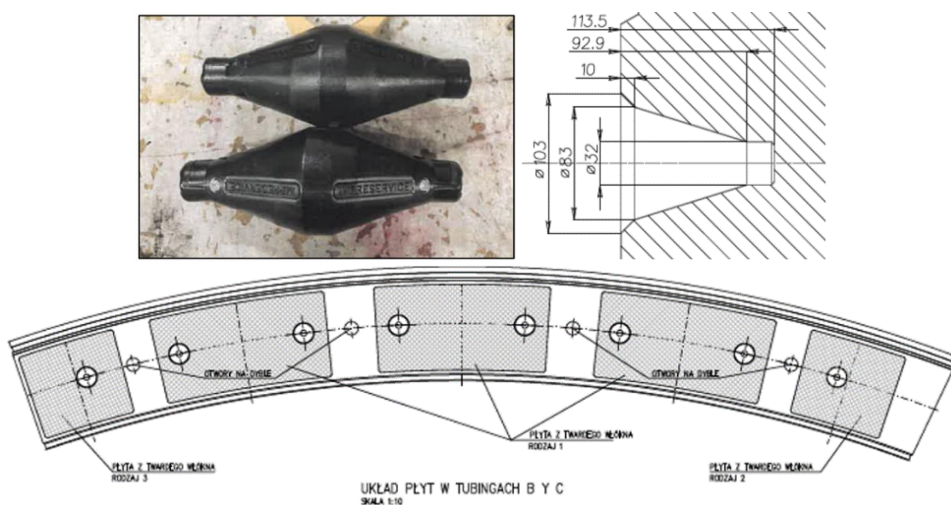


Rys. 16. Model MES FLAC 3D obudowy tunelu z otworami dla przejść poprzecznych.

W wyniku przeprowadzonej analizy zaprojektowano dwa rodzaje wzmocnienia obudowy tunelu głównego w obszarach otworów, w zależności od geotechnicznych warunków brzegowych. Pierwsze rozwiązanie zakłada zastosowanie tymczasowych ram stalowych zabezpieczających wycięcie w segmentach obudowy. Model numeryczny i przykładowy wynik analizy MES tego wzmocnienia pokazano na rys. 17.



Rys. 17. Model MES tymczasowej ramy stalowej oraz sprawdzenie elementów stalowych ramy.



Rys. 18. Łączniki stalowe (bikony) oraz schemat ich umieszczenia w betonowych segmentach obudowy (u góry) oraz widok na płaszczyznę czołową segmentu – rozmieszczenie płyt oporowych i łączników segmentów (u dołu).

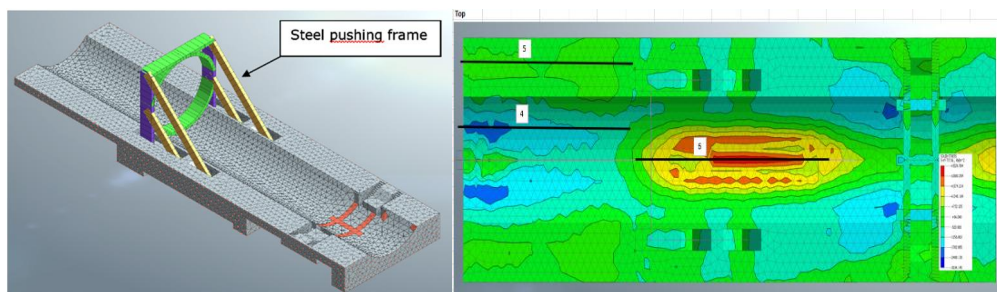
Drugie rozwiązanie polega na zastosowaniu elementów łączących pierścienie obudowy z wycięciem z pierścieniami sąsiadującymi z otworem (tzw. bikonów). Bikony są to stalowe elementy pokryte powłoką z tworzywa sztucznego i rozmieszczone na połączeniach obwodowych. Geometrię tych elementów oraz ich rozmieszczenie w betonowych segmentach obudowy pokazano na rys. 18.

Po wykonaniu wycięcia w obudowie tunelu głównego można rozpocząć drażenie przejść poprzecznych. W tunelu T-1 drażenie przejść ewakuacyjnych oraz przejazdu awaryjnego będzie wykonywane metodą tradycyjną (górnictwem).

Ze względu na wybór technologii drażenia mechanicznego tunelu z użyciem wielkośrednicowej maszyny TBM, do samej obsługi tej maszyny, jej pozycjonowania i spełnienia innych wymagań technologicznych, niezbędne było zaprojektowanie dodatkowych konstrukcji tymczasowych w rejonach portali tunelu. Konstrukcje przewidziane do montażu i obsługi tarczy TBM oraz jej elementów, ze względu na wielkość maszyny, mają istotny wpływ na zajętość terenu. Tymczasowymi elementami konstrukcyjnymi do obsługi maszyny TBM, które charakteryzują się znacznymi rozmiarami, są m.in.:

- kołyski startowe dla tarczy TBM oraz jej ogona, umożliwiające pozycjonowanie maszyny i jej start; wymiary w planie 21,5 × 75,0 m, grubość 4,8 m,
- tymczasowe konstrukcje oporowe w obszarze portali o wysokości ok. 27 m,
- fundament przenośnika taśmowego o wymiarach w planie 5 × 83 m i grubości 0,4 m,
- konstrukcje wymagane ze względu na produkcję oraz składowanie na placu budowy, takie jak: magazyn segmentów obudowy, wanna na urobek, zakład produkcji zaczynu iniekcyjnego itp.

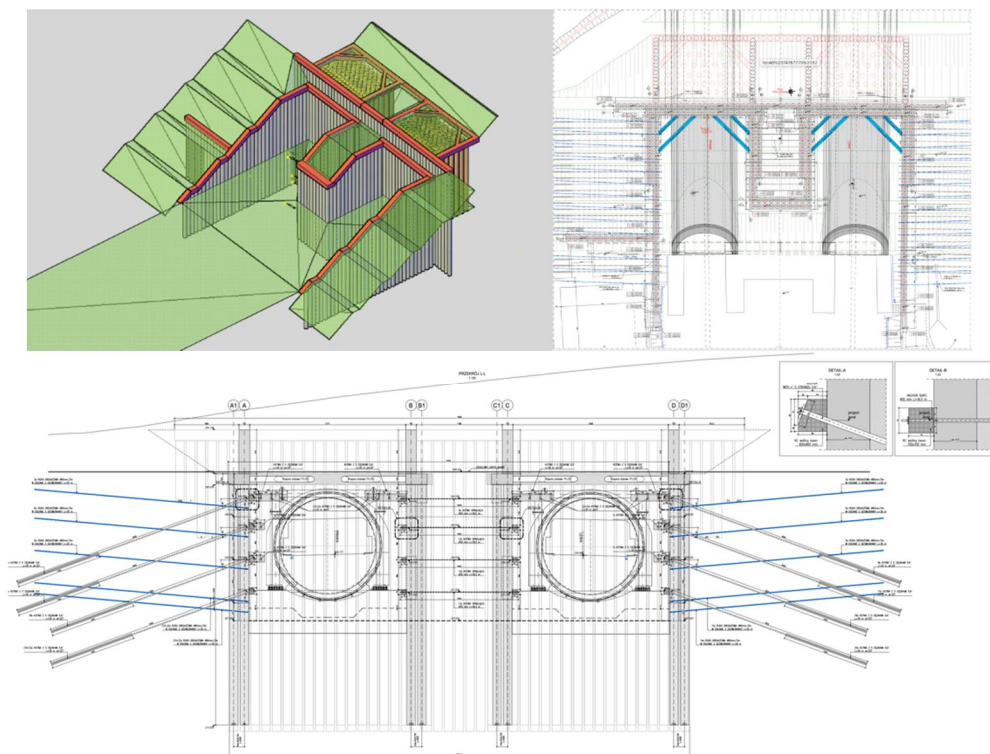
Stalowa rama startowa TBM (tzw. kołyska), od której odpychać się będzie maszyna przy rozpoczęciu drażenia, ma średnicę 15,2 m i musi wytrzymać odpór od siły posuwu maszyny równy 70 000 kN. Kołyski startowe dla tarczy TBM oraz jej ogona były obiektem szczegółowych prac projektowych, uwzględniających różne wymagania funkcjonalne na etapie montażu maszyny. Model konstrukcji kołyski startowej TBM z ramą stalową do startu maszyny oraz przykładowy rozkład naprężeń głównych wzdłuż osi podłużnej na powierzchni konstrukcji kołyski pokazano na rys. 19.



Rys. 19. Model MES kołyski startowej TBM z ramą stalową (u góry) oraz rozkład naprężeń głównych [kPa] wzdłuż osi kołyski na powierzchni konstrukcji (widok z góry, kombinacja obciążeń ULS) (u dołu).

Krytycznym etapem wykonawczym jest przebiecie się maszyny przez konstrukcję oporową na portalu, gdy maszyna TBM zaczyna drażyć tunel w górotworze. Etap ten wymaga wielu symulacji obliczeniowych, które muszą być przeprowadzone przed rozpoczęciem drażenia. W przypadku tunelu T-1 zdecydowano się na wykonanie wzmocnienia górotworu w obrębie portalu i zabezpieczenie przed napływem wód gruntowych za pomocą następujących technologii i konstrukcji (rys. 20):

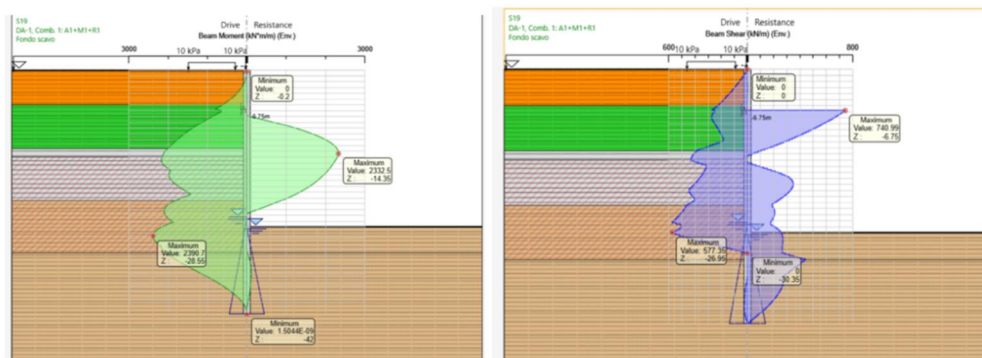
- wykonanie palisady oporowej,
- wykonanie palisady siecznej, stanowiącej barierę wodną wokół obszaru portalowego,
- objętościowe wzmocnienie gruntu przy użyciu pali miękkich (niezbrojonych).



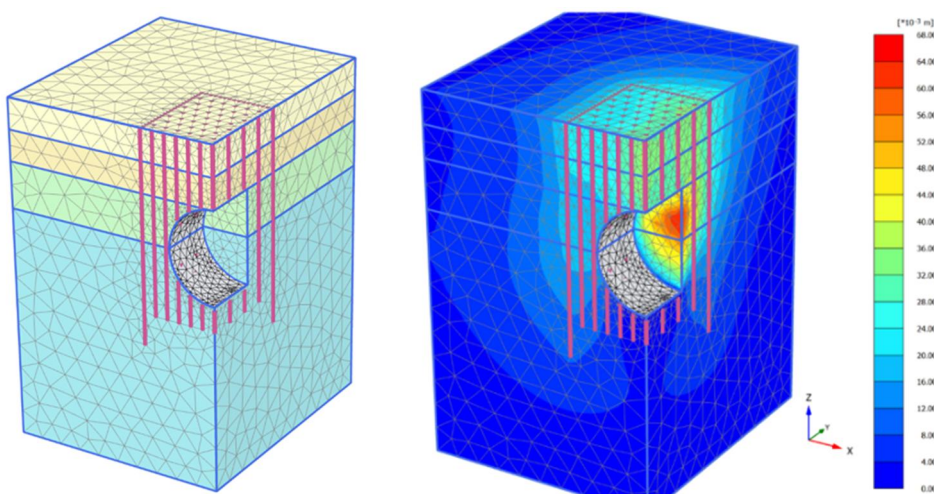
Rys. 20. Model 3D (u góry po lewej) oraz widok z góry (u góry po prawej) na system palisad oraz wzmocnienia podłoża w strefie portalowej oraz widok z przodu na palisadę (u dołu) w fazie tymczasowej pod przebiecie maszyną TBM.

Palisada oporowa na portalu o wysokości ponad 27 m została zaprojektowana z uwzględnieniem każdego etapu wykonania wykopu i budowy tunelu. Założono zbrojenie elementów betonowych za pomocą prętów kompozytowych GFRP. Jest to konieczne z uwagi na ochronę tarczy podczas przebijania się przez konstrukcję oporową portalu. Na początkowym etapie projektowania obliczenia zostały przeprowadzone przy użyciu modelu palisady MES 2D (rys. 21). Siła przebiecia dla tarczy została wyznaczona z uwzględnieniem przemieszczenia palisady.

W celu weryfikacji stateczności układu konstrukcyjnego na portalu w czasie przebiecia przez tarczę TBM została przeprowadzona także analiza MES 3D z uwzględnieniem wzmocnienia gruntu w postaci pali miękkich (rys. 22). Przy pomocy modelu została przeanalizowana stateczność przodka za pomocą metody redukcji wytrzymałości oraz wyznaczenia wartości współczynników bezpieczeństwa. Pale miękkie zostały zamodelowane w postaci pionowych elementów o minimalnej jednoosiowej wytrzymałości na ściskanie równej 3 MPa.



Rys. 21. Wykres momentów zginających oraz sił tnących działających na palisadę na portalu.



Rys. 22 Analiza MES 3D stateczności przodka za pomocą metody redukcji wytrzymałości.

6. Podsumowanie

Realizacja tuneli w warunkach fliszu karpackiego związana jest z wieloma trudnościami i zagrożeniami. Nieliczne jeszcze obiekty tunelowe wykonywane w tym rejonie kraju potwierdzają, że górotwór jest bardzo zróżnicowany. Podczas realizacji inwestycji we fliszu karpacim stwierdzono, że górotwór składa się z naprzemianległych warstw piaskowców oraz łupków ilastych. Procentowy udział poszczególnych warstw litologicznych jest jednak zmienny, przy czym z reguły wartości parametrów wytrzymałościowych piaskowców są znacznie wyższe niż łupków ilastych. Przeciwnie jest natomiast z intensywnością spękań, gdyż to łupki ilaste są znacznie spękane. Te trudne warunki geologiczne są dla projektantów tunelu sporym wyzwaniem. Ich złożoność wpływa na sposób pracy projektanta i ma niebagatelne znaczenie na etapie wykonywania tunelu. Szczegółowa analiza warunków lokalnych musi dotyczyć nie tylko metod stosowanych do rozpoznania warunków geologiczno-inżynierskich, ale także metod projektowania tunelu, oceny współpracy masywu skalnego z obudową czy monitoringu podczas drążenia tunelu.

Obecnie najpopularniejszą technologią umożliwiającą drążenie tuneli komunikacyjnych w sposób bezpieczny jest zastosowanie tarczy TBM. Wykonywanie tuneli z użyciem TBM jest bezpieczniejsze niż drążenie metodami górniczymi, a czasami, jak w przypadku tuneli wielkośrednicowych, szczególnie pod ciekami wodnymi lub w nawodnionych gruntach, jest jedyną możliwą metodą do bezpiecznego zastosowania. Dlatego właśnie ta metoda została wybrana w przypadku tunelu T-1. Bezpieczeństwo zapewnia budowa tunelu na bieżąco wraz z przesuwaniem się maszyny, w formie betonowych elementów konstrukcyjnych tworzących szczelną konstrukcję. Dodatkowo wybrano maszynę TBM EPB, równoważącą ciśnienie gruntu, która służy do pracy w miękkim gruncie, niestabilnym, z wysokim poziomem wód gruntowych. Największym zagrożeniem – nie tylko zresztą przy tej metodzie – jest napotkanie przeszkód na drodze maszyny: głazów, kawern lub gruntu o parametrach znacząco odmiennych od tych wynikających z przeprowadzonych badań.

Jednakże pomimo wskazanych zalet metody TBM, przy drążeniu tunelu T-1 w ciągu drogi ekspresowej S-19 ta metoda zostanie po raz pierwszy w Polsce zastosowana w trudnych warunkach geotechnicznych fliszu karpackiego. Dlatego wszystkie doświadczenia projektowe i wykonawcze, zebrane przy tej realizacji, warte są upowszechniania w celu skutecznego i bezpiecznego stosowania tarcz TBM także na południu Polski, gdzie potrzeby budowy tuneli będą stale rosnąć.

Literatura

1. Peila D., Picchio A., Siemińska-Lewandowska A.: Badania plastyfikatorów stosowanych w drążeniu tuneli tarczami typu EPB. *Materiały Budowlane*, nr 2/2015.
2. Russo G.: An Update of the "Multiple Graph" Approach for the Preliminary Assessment of the Excavation Behaviour in Rock Tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, nr 41/2014.
3. Anagnostou G., Kovari K.: Face stability conditions with earth-pressure balanced shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*, nr 2/1996.
4. Empfehlungen zur Auswahl von Tunnelvortriebsmaschinen. Stand 10/2010. Deutscher Ausschuss für Unterirdisches Bauen e. V. (DAUB). German Tunnelling Committee (ITA-AITES), 2010.
5. Standard specifications for tunneling: shield tunnels. Japan Society of Civil Engineers. Tunnel Engineering Committee, 2007.
6. Koyama Y. Present status and technology of shield tunnelling method in Japan. *Tunnelling and Underground Space Technology*, nr 04-06/2003.
7. Guidelines for the Design of Segmental Tunnel Linings. International Tunnelling and Underground Space Association (ITA), ITA Report, nr 22/2019.

Selected problems of designing a road tunnel using TBM technology in geotechnical conditions of the Carpathian flysch

Key words: Via Carpatia, Carpathian flysch, road tunnel, mechanical shield, TBM, design, rock mass stability, tunnel lining, temporary structures