

TADEUSZ MAJCHERCZYK\*, ZENON PILECKI\*\*, ZBIGNIEW NIEBALSKI\*\*\*,  
ELŻBIETA PILECKA\*\*, MATEUSZ BLAJER\*\*\*\*, JOANNA PSZONKA\*\*\*\*\*

## **Wpływ warunków geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych na dobór parametrów obudowy wstępnej tunelu drogowego w Lalikach**

### **Wprowadzenie**

Tunel w Lalikach, nazwany przez jego wykonawcę Emilia, znajduje się w ciągu drogi ekspresowej S-69 koło Zwardonia w Karpatach Zachodnich. Składa się z tunelu drogowego i tunelu ewakuacyjnego połączonych czterema przecinkami. Tunel drogowy jest dwukierunkowy i posiada po dwa pasy ruchu w jednym kierunku. Tunele zostały wykonane metodą górniczą z wyjątkiem rejonu portali, gdzie zastosowano metodę odkrywkową. Długość obu tuneli wynosi 678 metrów, w tym 630,5 m wydrążono metodą górniczą (Očkaják i in. 2008). Całkowita powierzchnia przekroju drażenia w tunelu drogowym wynosiła 104,6 m<sup>2</sup>. Był on drażony w trzech częściach: kaloty, sztrosy i części spągowej. Przekrój drażenia tunelu ewakuacyjnego składał się z dwóch części kaloty i części spągowej, przy czym powierzchnia całkowita przekroju drażenia wynosiła 28,5 m<sup>2</sup>. Tunel został oddany do użytkowania w 2010 roku, a jego generalnym wykonawcą była słowacka firma Doprastav a.s.

Tunel w Lalikach drażono zgodnie z zasadami NATM (Nowa Austriacka Metoda Tunelowania) w specjalnie zaprojektowanej obudowie betonowej wstępnej i zasadniczej.

---

\* Prof. dr hab. inż., \*\*\* Dr inż., \*\*\*\* Mgr inż., Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków

\*\* Prof. nadzw., dr hab. inż., \*\*\*\*\* Mgr., Pracownia Geodynamiki i Inżynierii Środowiska, Instytut Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN, Kraków; e-mail: pilecki@min-pan.krakow.pl

Obudowę wstępną wykonano z betonu natryskowego (torkretu) wzmocnionego elementami konstrukcyjnymi, a obudowę zasadniczą z żelbetu o grubości 40 cm.

W trakcie drażenia tunelu prowadzono systematyczną ocenę geologiczno-inżynierską budowy i właściwości górotworu oraz analizę stateczności układu górotworu z obudową wstępną. Wykonywano pomiary konwergencji obudowy wstępnej, pomiary naprężeń na kontakcie skały z obudową wstępną, pomiary ekstensometryczne w ociosach wyrobiska oraz geodezyjne pomiary obniżeń na powierzchni terenu nad tunelem oraz w rejonie portali. Kontrolowane w ten sposób zachowanie układu górotworu z obudową wstępną było podstawą do modyfikacji technologii prac górniczych. Tunel drażono w ośrodku silnie niejednorodnym oraz bardzo słabej i słabej, a sporadycznie dostatecznej jakości górotworu określanej według wskaźnika RMR (Dziewański i in. 2001; Marcak, Pilecki 2003; Marcak 2008; Kudyk, Pilecki 2009).

Praca omawia wpływ warunków geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych na dobór parametrów obudowy wstępnej tunelu drogowego w Lalikach. Przeprowadzono analizę deformacji obudowy wstępnej w zależności od procentowego udziału piaskowców i łupków, punktacji klasyfikacji geomechanicznych RMR i QTS, typów obudowy wstępnej oraz wykorzystania kotew i mikropali. Analiza ta została poprzedzona charakterystyką warunków geologiczno-inżynierskich na trasie tunelu oraz charakterystyką typów zastosowanej obudowy wstępnej. Wnioski wynikające z pracy mają znaczenie dla realizacji innych obiektów podziemnych w warunkach utworów fliszu karpackiego, a zwłaszcza bezpieczeństwa ich drażenia oraz utrzymania długotrwałej stateczności.

### **1. Charakterystyka warunków geologiczno-inżynierskich na trasie tunelu Laliki**

Tunel w Lalikach jest położony w zachodniej części Karpat fliszowych, w północnej części płaszczowiny magurskiej (Dziewański i in. 2001). Jest to obszar kontaktu czoła płaszczowiny magurskiej z wąską strefą łusek należących do płaszczowiny przedmagurskiej (grybowskiej). Obszar ten jest silnie zaburzony tektonicznie. Warstwy skalne są silnie zuskokowane, złuszkowane i charakteryzują się zredukowaną miąższością. Występujące utwory skalne są wieku górnokredowego i paleogeńskiego. Przykrywają je utwory czwartorzędowe, głównie gliny zboczowe.

Tunel w Lalikach został wykonany w warstwach krośnieńskich wieku oligoceńskiego reprezentowanych głównie przez drobnoziarniste i cienkoławicowe piaskowce przeławicane szarymi łupkami wapnistymi, marglami oraz łupkami ciemno-brunatnymi, typu menilitowego (Paul i in. 1996). Warstwy krośnieńskie w kierunku warstw młodszych stają się bardziej łupkowe. Łupki stanowią około 70% utworów skalnych, piaskowce około 20%, a margle około 10%. Miąższość tej części warstw krośnieńskich wynosi około 100 m. Kąty upadów warstw skalnych są zmienne, w granicach od 37° do 86°. Azymut kierunku upadu warstw jest generalnie południowo-wschodni. Kierunek rozciągłości jest nieznacznie odchyłony od osi tunelu.

Na podstawie badań geologiczno-inżynierskich prowadzonych systematycznie w trakcie drążenia tunelu uszczegółowiono budowę i właściwości górotworu. Wykonawca tunelu opisał występujące rodzaje skał jako łupki ilaste laminowane, łupki ilaste i piaskowce (taki podział przyjęto w dalszej części tej pracy). W przeważającej części tunelu są obecne serie łupkowo-piaskowcowe, a lokalnie piaskowcowo-łupkowe (Majcherczyk i in. 2009). Występują stosunkowo długie odcinki tunelu z ponad 50% udziałem łupków ilastych laminowanych. Łupki te tworzyły niekorzystne warunki drążenia ze względu na drobne i bardzo drobnorytmiczne warstwowanie, bardzo małą jednoosiową wytrzymałość na ściskanie  $R_c$  od 1,5 do 5 MPa, często wysoki stopień zwietrzenia i wysoką podatność na zniszczenia tektoniczne. Łupki ilaste charakteryzują się uwarstwieniem od grubego do cienkiego, wyższymi wytrzymałościami na ściskanie od 5 do 40 MPa i zróżnicowanym stopniem zwietrzenia. Udział łupków w serii skalnej szczególnie wzrasta od 540 m tunelu drogowego (licząc od portalu południowo-zachodniego) i osiąga ponad 90% udziału w rejonie portalu północno-wschodniego. W rejonie tego portalu występują pstre łupki charakteryzujące się czerwoną, brązowo-czerwoną oraz zielonkawą barwą. Pstre łupki mają wytrzymałość na ściskanie od 1,5 do 5 MPa. Łupki te są bardzo podatne na wietrzenie, tworząc łożyska i ility czerwone. Piaskowce występują w warstwach o zmiennej grubości od cienkich do kilkumetrowych. Ich wytrzymałość na ściskanie zmienia się w granicach od 40 do 100 MPa. W masywie łupkowym występują też pojedyncze bloki piaskowca o objętości kilku  $m^3$ .

W górotworze dominują trzy systemy spękań z towarzyszącymi spękaniami losowymi. Dominuje podział na bloki w kształcie wielościennym o zróżnicowanej wielkości od bardzo małych (poniżej 20 mm) do dużych (ok. 600 mm) i w przypadku piaskowca do bardzo dużych (powyżej 200 cm). Spękania na ogół mają wypełnienie ilaste i ilasto-piaszczyste. W drążonym tunelu występowały także otwarte spękania, ułatwiające wypadanie fragmentów skał z niezabezpieczonej calizny.

Warunki wodne na poziomie drążenia tunelu drogowego były zmienne i uzależnione od kilku czynników: obecności stref uskokowych, procentowego udziału piaskowców, ułożenia warstw oraz rozwartości szczelin i ich wypełnienia. Wpływy wody w strefach tektonicznych i na kontaktach piaskowca z łupkami ilastymi laminowanymi, przy naruszeniu statycznych nagromadzeń wody, osiągały wartość 10  $dm^3/s$ , maksymalnie 20  $dm^3/s$ .

W tabeli 1 zestawiono podstawowe parametry górotworu określone na poziomie drążenia tunelu drogowego w trakcie jego realizacji w różnych klasach górotworu według RMR.

Na fotografii 1 przedstawiono przykład serii skalnej łupkowo-piaskowcowej w przodku tunelu ewakuacyjnego, natomiast na fotografii 2 – przykład serii skalnej łupkowej zbudowanej z pstrych łupków w rejonie portalu północno-wschodniego.

Reasumując, do najbardziej niekorzystnych czynników geologiczno-inżynierskich górotworu na trasie tunelu w Lalikach należy zaliczyć:

- duży procentowy udział w serii skalnej słabych, silnie zniszczonych tektonicznie łupków ilastych laminowanych,
- dużą gęstość nieciągłości wraz ze strefami uskokowymi oraz ich niekorzystną orientację do kierunku drążenia tuneli,

TABELA 1

Charakterystyka geologiczno-inżynierska górotworu określona na poziomie drążenia tunelu drogowego w Lalikach (na podstawie dokumentacji projektowo-wykonawczej oraz na podstawie normy ISRM 1981 oraz Önorm EN ISO 14689, 2001)

TABLE 1

The geological engineering characteristics of the rock mass determined on the level of excavated road tunnel in Laliki (on the basis design and working documentation, ISRM 1981, Önorm EN ISO 14689, 2001)

Parametr	Klasa górotworu według RMR		
	bardzo słaba (kl. V)	słaba (kl. IV)	średnia (kl. III)
Seria skalna wg Thiela i in. (1995)	łupkowa i łupkowo-piaskowcowa	łupkowo-piaskowcowa i piaskowcowo-łupkowa	piaskowcowo-łupkowa
RQD [%]	5–40	5–60	40–80
Azymut kierunku upadu/kąt upadu	150–170°/55–85°	150–170°/55–85°	150–170°/55–85°
Stopień zwietrzenia	lekkko zwietrzały (W2) – silnie zwietrzały (W4)	świeży (W1) – silnie zwietrzały (W4)	świeży (W1) – silnie zwietrzały (W4)
Stopień zawodnienia	wilgotny (H2) – skoncentrowany wypływ > 0,1 l/s (H5)	wilgotny (H2) – skoncentrowany wypływ > 0,1 l/s (H5)	wilgotny (H2) – skoncentrowany wypływ > 0,1 l/s (H5)
Rozwartość nieciągłości [mm]	2–6	2–6	2–6
Wypełnienie nieciągłości	ilaste, ilasto-piaszczyste, bez wypełnienia	ilaste, ilasto-piaszczyste, bez wypełnienia	ilaste, ilasto-piaszczyste, bez wypełnienia
Typ bloku	wielościennie, płytowe	wielościennie, płytowe	wielościennie, płytowe
Wielkość bloku	bardzo mała B5 (<6 cm) – duża B2 (60–200 cm)	bardzo mała B5 (<6 cm) – duża B2 (60–200 cm)	bardzo mała B5 (<6 cm) – bardzo duża B1 (>200 cm)

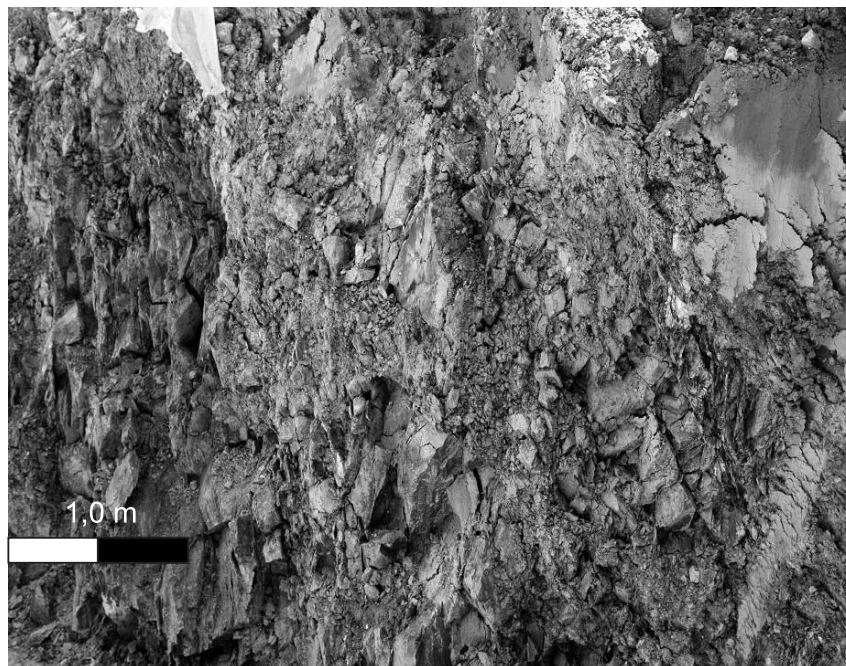
- słabe wypełnienia ilaste i ilasto-piaszczyste lub otwarcie spękań,
- bardzo słabe utwory strefy zwietrzenia na poziomie drążenia tunelu w przypadku nadkładu o grubości mniejszej od około 14 m,
- zawodnienie, a zwłaszcza wypływy wody w rozluźwionych strefach tektonicznych.

Warunki te składały się na bardzo słabą, słabą i sporadycznie dostateczną klasę jakości górotworu według klasyfikacji RMR na poziomie drążenia tunelu.



Fot. 1. Seria skalna łupkowo-piaskowcowa w przodku na trasie tunelu ewakuacyjnego w Lalikach (fot. Z. Niedbalski)

Phot. 1. Layout of shale-sandstone rock mass in the face of the evacuation tunnel in Laliki (phot. Niedbalski Z.)



Fot. 2. Seria skalna łupkowa zbudowana z pstrych łupków ilastych w rejonie portalu północno-wschodniego tunelu drogowego w Lalikach (fot. E. Pilecka)

Phot. 2. Layout of colorful shale rock mass in the region of the north-eastern portal of the road tunnel in Laliki (phot. Pilecka E.)

## 2. Charakterystyka obudowy wstępnej tunelu drogowego

Zgodnie z zasadami NATM, dobór typu obudowy wstępnej do konkretnej klasy jakości górotworu zależy w dużej mierze od bieżącej oceny geologiczno-inżynierskiej górotworu. W przypadku tunelu drogowego w Lalikach, ocena ta uwzględniała również doświadczenia własne wykonawcy pozyskane podczas drażenia tuneli w podobnych warunkach fliszowych na terenie Słowacji. W tabeli 2 zamieszczono zestawienie doboru typu obudowy wstępnej do klas jakości górotworu według klasyfikacji RMR i QTS.

TABELA 2

Dobór typów obudowy wstępnej do klasy jakości górotworu według RMR i QTS  
(dokumentacja projektowo-wykonawcza)

TABLE 2

Adjustment of the types of the primary lining to the quality of rock mass according to RMR and QTS  
(design and working documentation)

Klasa jakości górotworu	Punktacja RMR	Punktacja QTS	Typ obudowy wstępnej
Bardzo słaba	<20	<38	4a, 4M, 5
Słaba	21–40	38–52	4
Dostateczna	41–60	52–68	3M, 3
Dobra	61–80	68–84	2
Bardzo dobra	81–100	>84	1

Wykonywanie obudowy wstępnej przeprowadzane było w kilku etapach. W pierwszym etapie nanoszono warstwę betonu natryskowego o grubości od 30 do 50 mm. Następnie układano pierwszą warstwę siatek oraz dźwigary kratowe i pokrywano je warstwą betonu natryskowego. W kolejnym etapie wykonywano kotwienie, a w przypadku słabej i bardzo słabej jakości górotworu układano również drugą warstwę siatek. Następnie nanoszono kolejną warstwę betonu natryskowego do grubości przewidzianej dla danego typu obudowy. Należy zaznaczyć, że dla typów obudowy z zaprojektowanym parasolem mikropalowym, pierwszą czynnością było wykonanie tego parasola w specjalnie przygotowanym nadwyłomie. Kolejność zabudowywania elementów konstrukcyjnych była zróżnicowana w zależności od drażonej części przekroju tunelu.

W ujęciu bardziej szczegółowym, obudowa wstępna tunelu drogowego składała się z następujących podstawowych elementów konstrukcyjnych:

- kotwy wzmacniające – pręty zbrojeniowe ze stali żebrowanej o średnicy 28 do 32 mm i długości 4 do 6 m. Osadzano je w otworach w zaprawie cementowej. W razie potrzeby stosowano zaprawę szybkowiążącą,
- siatka stalowa – o wymiarach oczek 150 × 150 mm i grubości drutu 6,0–8,0 mm. Łączono je na długości dwóch oczek w kierunku poprzecznym i podłużnym,

- dźwigar kratowy – o przekroju trójkątnym, o długości boku od 114 mm do 180 mm, z drutów o grubości odpowiednio 28 i 20 mm lub 30 i 20 mm. Dźwigary stosowano do zabezpieczenia stropu i ociosów w każdej klasie jakości górotworu,
- beton natryskowy – o grubości od 180 do 300 mm wykonywany na sucho i na mokro,
- kotwy wkręcane HUS – o średnicy od 41 do 45 mm,
- kotwy żelbetowe – stalowe pręty z zaostrzonym końcem o średnicy 25 mm umieszczano w otworach o średnicy od 41 do 45 mm. Instalowano je za pomocą zaczynu cementowego i po około 24 godzinach zadawano wstępny naciąg,
- kotwy samowierzące IBO. Stosowano je w górotworze o bardzo słabych parametrach, w którym zachodziło zaciskanie otworów wiertniczych,
- urabialne kotwy poliestrowe wzmocnione włóknem szklanym. Stosowano je w celu stabilizacji czoła przodka wraz z betonem natryskowym jako zabezpieczenie przed niekontrolowanym obsypywaniem się skał,
- parasol mikropalowy – zabudowywany w stropie tunelu składał się z perforowanych rur o średnicy 89 mm i grubości 5 mm (liczba zależna od warunków) o długościach od 6 do 20 m, umożliwiających iniekcję górotworu zaczynem cementowym.

Charakterystykę poszczególnych typów obudowy wstępnej przedstawiono w tabelach od 3 do 5. Zamieszczono w nich zestawienie elementów konstrukcyjnych stosowanych w danym typie obudowy wstępnej z podziałem na kalotę (tab. 3), sztrose (tab. 4) i część spągową (tab. 5). Niekiedy przy danym typie obudowy dokonywano niewielkich modyfikacji w postaci innej liczby kotew oraz rodzaju zastosowanych siatek (grubość drutu 8 mm) w porównaniu do projektu, stosowano wówczas oznaczenie typu obudowy z literą „M”.

W klasie dostatecznej jakości górotworu, zastosowano obudowę wstępną typu 3 (rys. 1) na odcinkach o łącznej długości 197,95 m. Długość kotew wynosiła 6 m, natomiast grubość wstępnej obudowy betonowej 250 mm. Pierwszą czynnością jaką wykonywano było zabezpieczenie stropu stalowymi kotwami żelbetowymi, ewentualnie kotwami IBO.

W klasie słabej jakości górotworu zastosowano obudowę typu 4. Podobnie jak dla obudowy typu 3, najpierw wykonano wyprzedzające wzmocnienie stropu za pomocą stalowych kotew wklejanych lub samowierzących kotew IBO. Obudowa typu 4 posiadała dodatkową warstwę siatek układanych po wykonaniu kotwienia oraz zwiększoną grubość torkretu do 300 mm.

W klasie bardzo słabej jakości górotworu zastosowano obudowę typu 4a, która – podobnie jak dodatkowo zaprojektowana obudowa typu 5 – przewidywała użycie parasola mikropalowego (rys. 2). Zastosowanie parasola mikropalowego miało na celu wyprzedzające wzmocnienie stropu dla zapobiegania opadania fragmentów skalnych do wyrobiska (Niedbalski, Majcherczyk 2010). Obudowa typu 4a stosowana była w rejonach portali, natomiast obudowa typu 5 na odcinku drążenia tunelu metodą górniczą.

Obudowa typu 1 nie znalazła zastosowania, a obudowę typu 2 zastosowano na krótkim, kilkudziesięciometrowym odcinku z dużym udziałem piaskowca.

TABELA 3

Charakterystyka typów obudowy wstępnej w kalocie tunelu drogowego w Lalikach (dokumentacja projektowo-wykonawcza)

TABLE 3

The characteristics of the types of the primary lining in the top heading (calotte) of the road tunnel in Laliki (design and working documentation)

Elementy obudowy	Charakterystyka typów obudowy wstępnej							
	typ 1	typ 2		typ 3	typ 4	typ 4a	typ 5	
Beton natryskowy [mm]	180	200		250	300	300	300	
Kotwy żelbetowe	dlugość [m]	4	4	6	6	6	6	
	ilość [szt.]	10/11*	10/9*	4*	14/15*	2*	4/2*	
Kotwy HUS	dlugość [m]	4	4		6	6	6	
	ilość [szt.]	10/11*	10/9*		14/15*	2*	4/2*	
Kotwy IBO samowierzące	dlugość [m]	-	6		6	6	6	
	ilość [szt.]	-	4*		14/15*	2*	4/2*	
Kotwy szklano-poliestrowe	dlugość [m]	-	-		-	4	4	
	ilość [szt.]	-	-		-	4	4	
Dźwigar kratowy (dł. boku [mm]/gr. drutu [mm])	114/ 28 i 20	114/ 28 i 20	150/ 28 i 22		180/ 30 i 20	180/ 30 i 20	180/ 30 i 20	
Siatka stalowa (wielkość oczka [mm], grubość stalowego drutu, ilość warstw siatki)	150 × 150, 6 mm, 1 warstwa	150 × 150, 6 mm, 1 warstwa		150 × 150, 6 mm, 1 warstwa	150 × 150, 6 mm, 2 warstwy	150 × 150, 6 mm, 2 warstwy	150 × 150, 8 mm, 2 warstwy	
	dlugość [m]	-	-		-	20	15	
Parasol mikropalowy	średnica [mm]	-	-		-	89/5	89/5	

\* Zamiennie (lub na przemian) z innymi typami kotew tej samej długości



TABELA 4

Charakterystyka typów obudowy wstępnej w sztosie tunelu drogowego w Lalikach (dokumentacja projektowo-wykonawcza)

TABLE 4

The characteristics of the types of the primary lining in the bench of the road tunnel in Laliki (design and working documentation)

Elementy obudowy		Charakterystyka obudowy wstępnej						
		Typ 1	Typ 2	Typ 3	Typ 4	Typ 4a	Typ 5	
Beton natryskowy [mm]		180	200	250	300	300	300	
Kotwy żelbetowe	długość [m]	4	6	-	6	6	-	
	ilość [szt.]	1/2*	4*	-	2/4*	4*	-	
Kotwy HUS	długość [m]	4	-	6	6	6	6	
	ilość [szt.]	1/2*	-	2/4*	2/4*	4*	4/2*	
Kotwy IBO samowierzące	długość [m]	-	6	6	6	6	6	
	ilość [szt.]	-	4*	2/4*	2/4*	4*	4/2*	
Dźwigar kratowy (dł. boku [mm]/gr. drutu [mm])		114/ 28 i 20	114/ 28 i 20	150/ 28 i 22	180/ 30 i 20	180/ 30 i 20	180/ 30 i 20	
Siatka stalowa (wielkość oczka [mm], grubość stalowego drutu, ilość warstw siatki)		150 × 150, 8 mm, 1	150 × 150, 8 mm, 1	150 × 150, 8 mm, 1 warstwa	150 × 150, 8 mm, 2 warstwy	150 × 150, 8 mm, 2 warstwy	150 × 150, 8 mm, 2 warstwy	

\* Zamiennie (lub na przemian) z innymi typami kotew tej samej długości

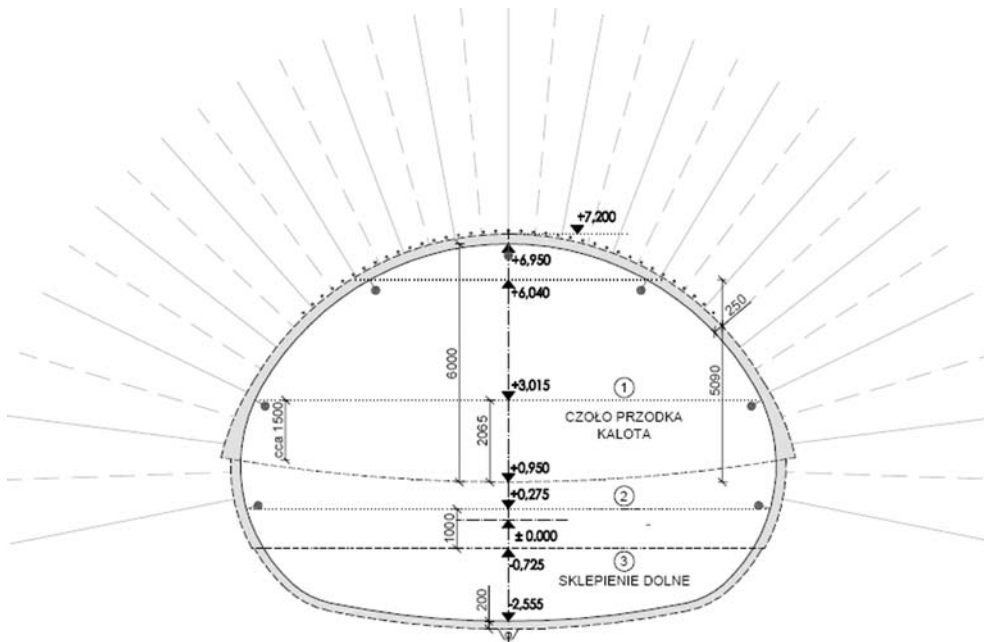
TABELA 5

Charakterystyka typów obudowy wstępnej w części spagowej tunelu drogowego w Lalikach (dokumentacja projektowo-wykonawcza)

TABLE 5

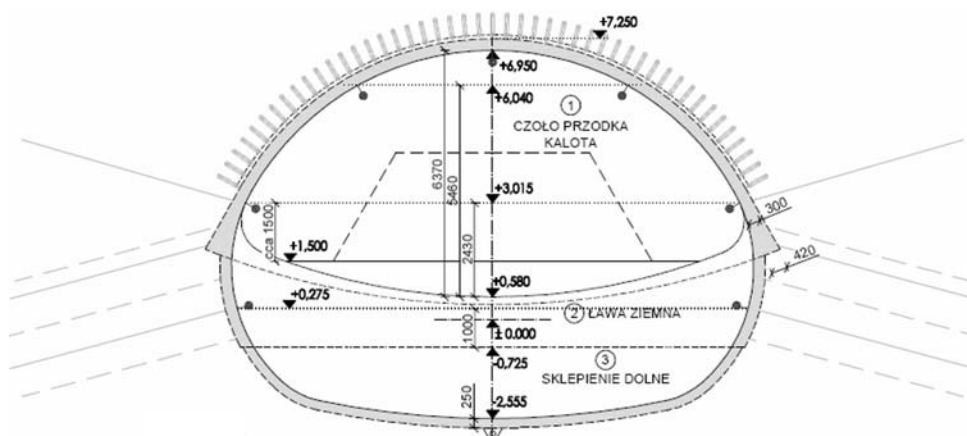
The characteristics of the types of the primary lining in the invert of the road tunnel in Laliki (design and working documentation)

Elementy obudowy	Charakterystyka obudowy wstępnej					
	Typ 1	Typ 2	Typ 3	Typ 4	Typ 4a	Typ 5
Beton natryskowy [mm]	120	150	200	250	250	250
Siatka stalowa (wielkość oczka [mm], grubość stalowego drutu, liczba warstw siatki)	150 × 150, 6 mm, 1 warstwa	150 × 150, 6 mm, 1 warstwa	150 × 150, 6 mm, 1 warstwa	150 × 150, 6 mm, 2 warstwy	150 × 150, 6 mm, 2 warstwy	150 × 150, 8 mm, 2 warstwy



Rys. 1. Schemat obudowy wstępnej typu 3 zastosowanej w klasie słabej jakości górotworu według RMR w tunelu drogowym w Lalikach (dokumentacja projektowo-wykonawcza)

Fig. 1. The scheme of the primary lining, type 3, used in the poor quality of the rock mass according to RMR in the tunnel road in Laliki (design and working documentation)



Rys. 2. Schemat obudowy typu 4a oraz 5 zastosowanej w klasie bardzo słabej jakości górotworu według RMR w tunelu drogowym w Lalikach (dokumentacja projektowo-wykonawcza)

Fig. 2. The scheme of the primary lining, type 4a and 5, used in the very poor quality of the rock mass according to RMR in the tunnel road in Laliki (design and working documentation)

### 3. Ocena zachowania się obudowy wstępnej tunelu drogowego w zróżnicowanych warunkach geologiczno-inżynierskich

#### 3.1. Podstawowe założenia badań geologiczno-inżynierskich i monitoringu geotechnicznego

Podczas drążenia tunelu drogowego prowadzono systematyczne obserwacje warunków geologiczno-inżynierskich. Analizowano każdy krok postępu czoła przodka pod kątem: procentowego udziału piaskowców i łupków, parametrów przestrzennych warstw skalnych, punktacji jakości górotworu RMR, QTS oraz według normy austriackiej Önorm B2203 (1994), charakterystyki nieciągłości, stopnia zwietrzenia, stopnia zawodnienia (Pilecki 2002). Wyznaczane parametry sprężyste i wytrzymałościowe obejmują: moduł deformacji, spójność, kąt tarcia wewnętrznego i wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie oraz gęstość objętościową (Majcherczyk 2000). W trakcie drążenia tunelu drogowego wykonanych było 530 przekrojów geologiczno-inżynierskich kaloty, 145 przekrojów w części spągowej oraz 580 przekrojów prawej i lewej sztrosoy.

Monitoring geotechniczny zachowania się górotworu i obudowy wstępnej polegał na pomiarach konwergencji obudowy wstępnej, przemieszczeń powierzchni terenu (pomiarów niwelacyjne i ekstensometryczne), naprężenia na kontakcie obudowy wstępnej i górotworu, naprężenia w obudowie wstępnej, pomiarach inklinometrycznych w rejonie północno-zachodniego portalu oraz przemieszczenia wybranych punktów reperowych na powierzchni obu portali (Niedbalski 2010). W niniejszej pracy analizowano jedynie wyniki pomiarów konwergencji ze względu na dużą gęstość wykonanych pomiarów i ich bezpośredni związek z zachowaniem się obudowy wstępnej. Pomiarów konwergencji przeprowadzono optycznymi, automatycznymi stacjami TCA 2003 prod. Leica z dokładnością pomiaru rzędu  $10^{-3}$  m. Pomiarów te wykonano na 45 siedmiopunktowych profilach na obudowie wstępnej tunelu drogowego. Trzy punkty pomiarowe wyznaczono w stropie i po dwa w obu ociosach wyrobiska.

#### 3.2. Ocena zachowania się obudowy wstępnej tunelu drogowego

Dla potrzeb oceny zachowania się obudowy wstępnej podzielono odcinek tunelu drogowego drążony metodą górniczą na trzy mniejsze odcinki: 0–210 m, 210–490 m oraz 490–630 m, licząc od portalu południowo-zachodniego. Na wyróżnionych odcinkach tunelu analizowano zmiany procentowego udziału piaskowców i łupków, punktację RMR i QTS, typy zastosowanej obudowy, wykorzystanie kotew i mikropali oraz maksymalne przemieszczenia obudowy wstępnej tj.: maksymalne przemieszczenia w stropie kaloty oraz maksymalne przemieszczenia poprzeczne w ociosach (rys. 3, 4 i 5).

W tabeli 6 przedstawiono dla poszczególnych typów obudowy wstępnej wartości projektowane maksymalne, pomierzone maksymalne przemieszczenia i wartości maksymalne

TABELA 6

Charakterystyczne wielkości techniczne dla obudowy wstępnej tunelu drogowego na odcinku drążenia metodą górniczą (na podstawie dokumentacji projektowo-wykonawczej)

TABLE 6

The characteristic technical parameters for the primary lining of the tunnel road on the section excavated by mining method (design and working documentation)

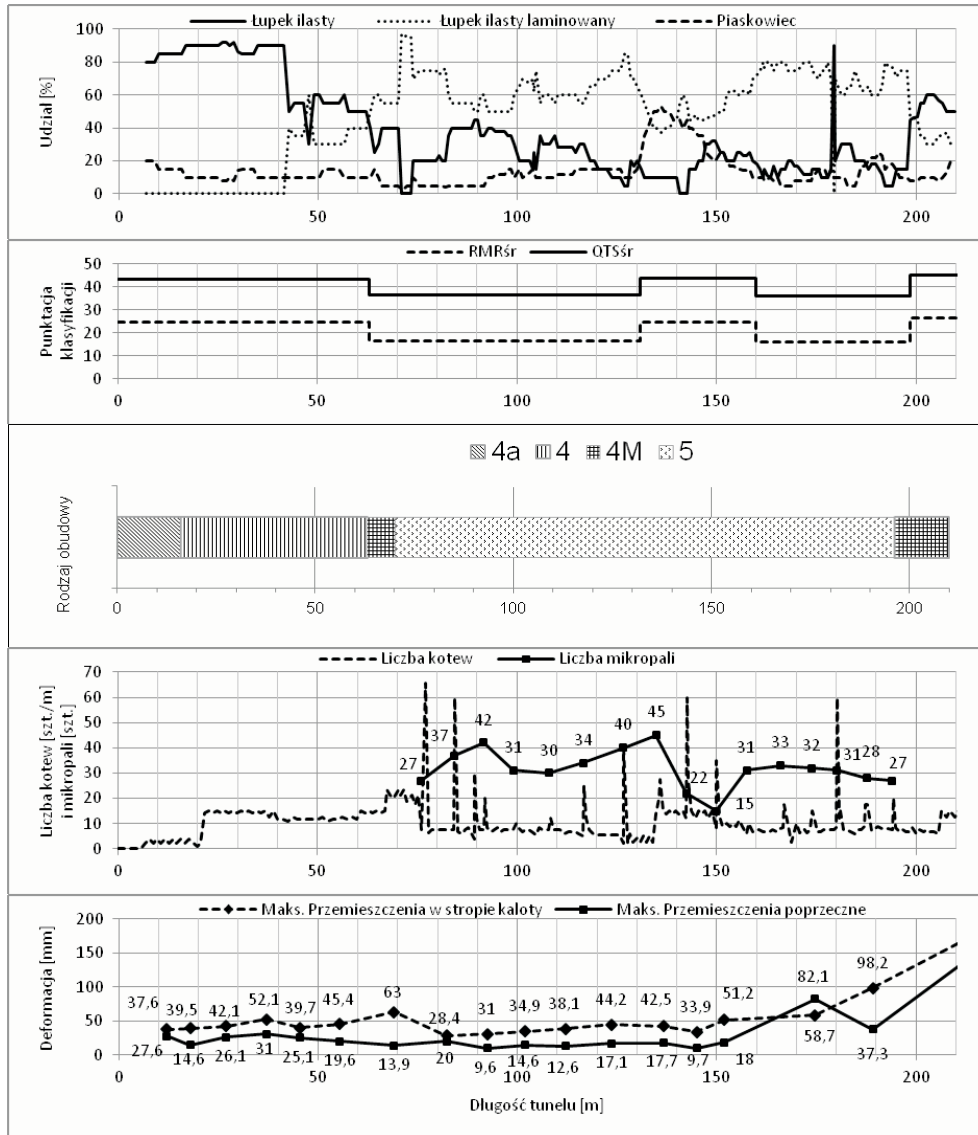
Typ obudowy	Projektowane maksymalne przemieszczenia obudowy wstępnej [mm]	Pomierzone maksymalne przemieszczenia obudowy wstępnej [mm]	Projektowany stan alarmowy (70% maks. przemieszczenia) [mm]	Sumaryczna długość odcinków projektowanej obudowy [m]	Sumaryczna długość odcinków zastosowanej obudowy [m]
1	30	–	21	47,2	–
2	40	56,0	28	98,7	37,5
3	60	60,9	42	138,6	198,0
4	60	168,8	42	345,5	204,9
4a	60	136,1	42		
5	80	205,0	56	–	189,6

przemieszczenia dla stanu alarmowego obudowy wstępnej zaprojektowanych przez wykonawcę na podstawie własnych doświadczeń. Przedstawiono również wyniki pomiarów maksymalnych przemieszczeń oraz porównanie sumarycznych długości odcinków tunelu drogowego dla projektowanych i zastosowanych typów obudowy wstępnej.

Na podstawie prowadzonych obserwacji geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych, zgodnie z zasadami NATM dobierano typ i parametry obudowy wstępnej, a także podejmowano decyzję o terminie instalacji obudowy ostatecznej. W przypadku, gdy wartości maksymalnej deformacji osiągały stan alarmowy dla danego typu obudowy wstępnej i nie wykazywały tendencji do stabilizowania się podejmowano decyzję o wzmocnieniu obudowy dodatkowymi kotwami, siatką oraz torkretem do czasu osiągnięcia stabilizacji deformacji. Jednocześnie zwiększano częstotliwość pomiarów konwergencji do 12 godzin.

### Odcinek I (0–210 m) (rys. 3)

Na odcinku I zastosowano cztery typy obudowy 4, 4a, 4M i 5. Wskaźnik RMR zmieniał się w przedziale od 16,08 do 26,58, co oznaczało klasę słabej i bardzo słabej jakości górotworu. Na tym odcinku udział łupków był dominujący, a udział piaskowca lokalnie przekraczał 20% od 130 do 150 m oraz około 190 m. Generalnie stosowano od kilku do sześćdziesięciu kilku kotew (w przeliczeniu na 1 m długości tunelu) oraz dodatkowo na odcinku 75–200 m od 15 do 42 mikropali. Wyniki pomiarów konwergencji wykazywały, że maksymalne przemieszczenia w stropie kaloty wahały się od 28,4 do 98,2 mm, a maksymalne przemieszczenia poprzeczne w ociosach od 9,6 do 82,1 mm.



Rys. 3. Deformacja obudowy wstępnej tunelu drogowego na odcinku 0–210 m w porównaniu do zmiany procentowego udziału piaskowców i łupków, punktacji RMR i QTS, typów zastosowanej obudowy, wykorzystania kotew i mikropali (na podstawie dokumentacji projektowo-wykonawczej)

Fig. 3. The deformation of the primary lining of the tunnel road on the section 0–210 m in comparison to the change in the percentage of sandstones and shales, the classification of RMR and QTS, the types of the lining used and the use of anchors and micropiles (design and working documentation)

Pierwsze przekroczenie projektowanego maksymalnego przemieszczenia w stropie kaloty wystąpiło w strefie około 70 m do wartości 63 mm, w warunkach zwiększającego się udziału procentowego łupków laminowanych oraz spadku punktacji RMR do średniej wartości 16,6, co oznaczało klasę bardzo słabej jakości górotworu. Z obserwacji geologiczno-inżynierskich wynikało, że górotwór na tym odcinku był silniej tektonicznie spękany, co przejawiało się głównie dużym zagęszczeniem nieciągłości i złuskowaniem. Stwierdzono również większe, stałe wypływy wód podziemnych. W konsekwencji zastosowano nowy typ obudowy 5 z użyciem parasola mikropalowego oraz wprowadzono wzmocnienia obudowy w postaci zwiększonej liczby kotew. W efekcie podjętych zabiegów przemieszczenia w stropie kaloty z reguły nie przekraczały 60 mm.

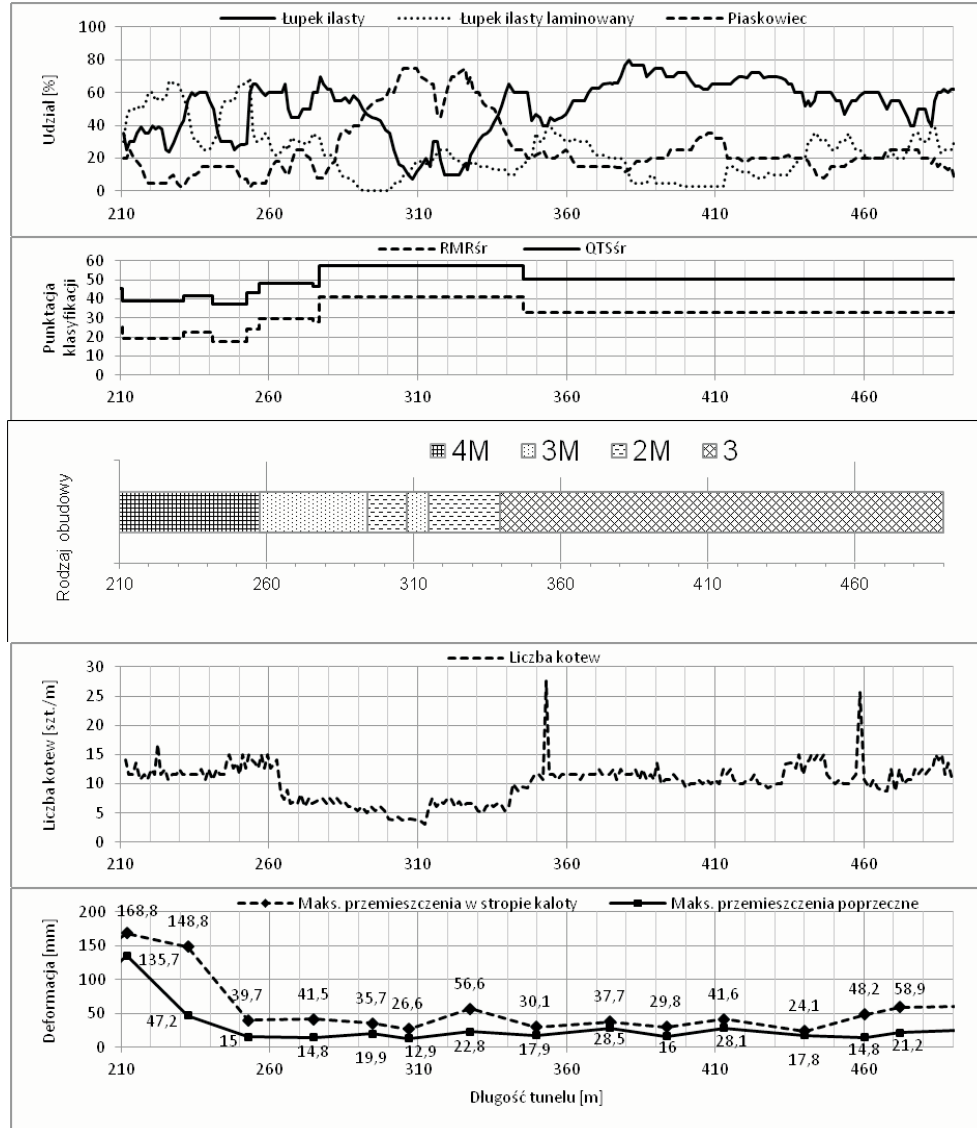
Kolejne przekroczenie projektowanego maksymalnego przemieszczenia wystąpiło na odcinku od około 175 m do około 250 m (rys. 5). Początkowo zostały przekroczone przemieszczenia poprzeczne do wartości 82,1 mm na 175 m oraz do 135,7 mm na około 210 m. Przemieszczenia w stropie kaloty wzrosły z niewielkim opóźnieniem do maksymalnej wartości 168,8 mm w strefie około 210 m. Klasa jakości górotworu na tym odcinku nadal była bardzo słaba i słaba według RMR, z przewagą łupków laminowanych, a lokalnie także łupków ilastych i w przybliżeniu ze stałym udziałem piaskowców. Na tym odcinku zaobserwowano również bardziej intensywne zniszczenie tektoniczne górotworu. W tych warunkach, na odcinku od 196 m (ok. 214,3 m od wlotu tunelu) wprowadzono obudowę typu 4M, czyli zmodyfikowaną obudowę typu 4, zastępując parasol mikropalowy kotwami IBO. W efekcie na około 250 m osiągnięto poziom akceptowalnych wartości deformacji (39,7 mm przemieszczenia w stropie kaloty).

#### **Odcinek II (210–490 m) (rys. 4)**

Na odcinku II zastosowano cztery typy obudowy 4M, 3M, 3 i 2M. Wskaźnik RMR zmieniał się w przedziale od 19 do 41, co oznaczało jakość górotworu w klasie dostatecznej, słabej i bardzo słabej. Na tym odcinku w kolejnych zaborach stwierdzano przeważający udział łupków przy czym lokalnie wzrósł udział piaskowca nawet do 75%. Generalnie stosowano od kilku do kilkunastu kotew, a jedynie lokalnie w dwóch przypadkach przekroczone liczbę 20. Wzmocnienia mikropalowego nie zastosowano. Wyniki pomiarów konwergencji wskazywały, że maksymalne przemieszczenia w stropie kaloty wahały się od 24,1 do 168,8 mm na początku odcinka, a maksymalne przemieszczenia poprzeczne w ociosach od 12,9 do 135,7 mm.

Poza początkowym odcinkiem do 250 m, w dalszej części drążonego tunelu nie zarejestrowano zakładanych w projekcie deformacji obudowy wstępnej.

Na odcinku od około 280 do około 345 m występował górotwór o najkorzystniejszej jakości (RMR osiągał wartość 41), co pozwoliło na zastosowanie obudowy wstępnej o mniejszej nośności typu 2M. Fakt ten ma wyraźny związek z dużym udziałem procentowym piaskowca w przekroju poprzecznym. Również warunki geologiczno-inżynierskie na dalszej długości tunelu, przy niewielkim udziale łupków ilastych laminowanych i około 20% udziale piaskowca, pozwoliły na stosowanie obudowy typu 3. Nie stwierdzono tu wyraźnych



Rys. 4. Deformacja obudowy wstępnej tunelu drogowego na odcinku 210–490 m w porównaniu do zmiany procentowego udziału piaskowców i łupków, punktacji RMR i QTS, typów zastosowanej obudowy, wykorzystania kotew i mikropali (na podstawie dokumentacji projektowo-wykonawczej)

Rys. 4. The deformation of the primary lining of the tunnel road on the section 210–490 m in comparison to the change in the percentage of sandstones and shales, the classification of RMR and QTS, the types of the lining used and the use of anchors and micropiles (design and working documentation)



stref uskokowych, a strefy nieciągłości były stosunkowo wąskie i sporadyczne. Wartość wskaźnika RMR wyniosła średnio 32,7, a wielkość przemieszczeń w stropie kaloty wahała się w granicach 30–60 mm.

Ogólnie przemieszczenia obudowy dla odcinka od 210 do 490 m przekroczyły maksymalne wartości projektowane w dwóch strefach: około 210 m (projektowane maksymalne 60 mm – zmierzone 168,8 mm) oraz 330 m (projektowane maksymalne 40 mm – zmierzone 56,6 mm). Należy podkreślić, że w strefie przekroczenia około 330 m udział piaskowca wyniósł około 60%. Obudowa wstępna nie została jednak zniszczona, co mogło być związane z równomiernym przemieszczeniem się obudowy kaloty w wyniku wybrania części spągowej tunelu.

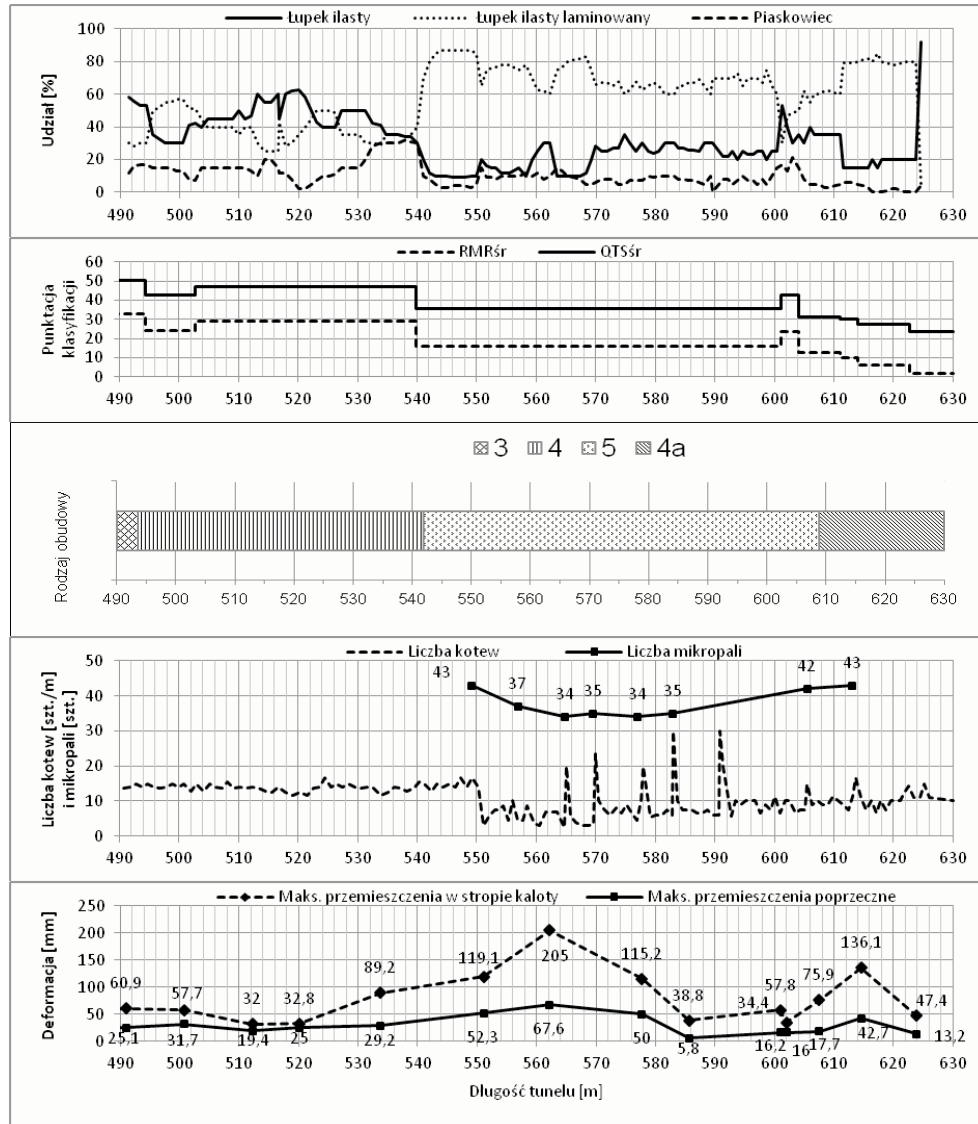
### **Odcinek III (490–630 m) (rys. 5)**

Omawiany odcinek cechował się znaczącym pogorszeniem jakości górotworu wraz ze zbliżaniem się do portalu północno-wschodniego. Od około 540 m tunelu udział łupków ilastych laminowanych wzrósł do około 60–80%. W rejonie portalu północno-wschodniego pojawiły się bardzo słabe pstre łupki o właściwościach pęczniących, łatwo podatnych na wietrzenie.

Stwierdzono strefy uskokowe i zwiększoną gęstość spękań. W strefach tektonicznych występowało większe rozluźnienie górotworu i w efekcie pojawiał się zwiększony dopływ wód podziemnych. Zmniejszała się jednocześnie grubość nadkładu z około 32 m do około 9 m. Przyjęto, że drażnienie tunelu odbywało się w zwietrzałej części górotworu dla grubości nadkładu poniżej 14 m. Pogarszające się warunki geologiczno-inżynierskie skutkowały sukcesywnym obniżaniem się jakości górotworu według wskaźnika RMR od około 33 punktów do kilku punktów na końcu tunelu (rys. 5). Jakość górotworu była przyczyną wykonywania obudowy wstępnej o coraz to większych nośnościach, także z zastosowaniem parasola mikropalowego. Na odcinku III zastosowano cztery typy obudowy 3, 4, 4a i 5. Jedynie lokalnie zwiększono liczbę kotew od 20 do 30 na metr bieżący wyrobiska w pięciu przypadkach, a mikropali od 34 do 43 na odcinku od około 550 m do około 605 m.

Wyniki pomiarów konwergencji wskazywały, że maksymalne przemieszczenia w stropie kaloty wynosiły od 32 do 205 mm, a maksymalne przemieszczenia w ociosach od 5,8 do 67,6 mm.

Wartości projektowanych maksymalnych przemieszczeń dla odcinka III zostały przekroczone w dwóch strefach: od 530 do 585 m (projektowane maksymalne 80 mm – zmierzone 205 mm) oraz od 606 do 620 m (projektowane maksymalne 60 mm – zmierzone 136,1 mm) (rys. 5). Należy zauważyć, że były one przekroczone nawet na odcinku stosowania parasola mikropalowego. Ostatni odcinek III cechował się najgorszymi warunkami geologiczno-inżynierskimi na całej długości tunelu.



Rys. 5. Deformacja obudowy wstępnej tunelu drogowego na odcinku 490–630 m w porównaniu do zmiany procentowego udziału piaskowców i łupków, punktacji RMR i QTS, typów zastosowanej obudowy, wykorzystania kotew i mikropali (na podstawie dokumentacji projektowo-wykonawczej)

Rys. 5. The deformation of the primary lining of the tunnel road on the section 490–630 m in comparison to the change in the percentage of sandstones and shales, the classification of RMR and QTS, the types of the lining used and the use of anchors and micropiles (design and working documentation)

### Podsumowanie i wnioski

Drażenie tunelu drogowego w Lalikach pozwoliło zebrać wiele cennych doświadczeń związanych z zachowaniem się układu górotwór–obudowa wstępna w skomplikowanych i silnie zmiennych warunkach geologiczno-inżynierskich utworów fliszu karpackiego.

Parametry obudowy wstępnej oraz termin wykonania obudowy ostatecznej ustalano, zgodnie z zasadami NATM, na podstawie prowadzonych na bieżąco badań geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych. W przypadku, gdy wartości przemieszczenia osiągały stan alarmowy dla danego typu obudowy i nie wykazywały tendencji do stabilizowania się podejmowano decyzję o wzmocnieniu obudowy wstępnej dodatkowymi kotwami, siatką oraz torkretem do czasu osiągnięcia stabilizacji deformacji. Jednocześnie zwiększano częstotliwość pomiarów konwergencji do 12 godzin. W efekcie podjętych zabiegów przemieszczenia w stropie kaloty malały do akceptowalnego poziomu. Najczęściej problemy z zachowaniem stateczności występowały w strefach tektonicznego osłabienia w górotworze i większego wypływu wód podziemnych.

Przekroczenia projektowanego maksymalnego przemieszczenia obudowy wstępnej kaloty mogły być także efektem technologii drażenia z wyprzedzeniem w kalocie. W wyniku wybierania sztroty i części spągowej występowały przemieszczenia obudowy, stosunkowo równomierne w przekroju wyrobiska. Ponadto nie zaobserwowano uszkodzeń obudowy.

Największe problemy związane były z obudową kotwową. Otwory wiertnicze przygotowywane dla kotew instalowanych na zaczynie cementowym ulegały zaciskaniu, natomiast kotwienie stropu nie zawsze przynosiło oczekiwane rezultaty. Skuteczne natomiast okazały się kotwy samowierzące, ponieważ ich stosowanie eliminowało problem zaciskających się otworów.

Istotnym elementem profilaktycznego ograniczenia zagrożenia utraty stateczności wyrobiska w tych warunkach było zastosowanie mikropali. W rezultacie pod osłoną parasola mikropalowego wydrążono koło 37% trasy tunelu. Podczas stosowania tej obudowy, konieczne było zwiększanie obrysu wyrobiska. Nadwyłom, który w ten sposób powstawał należało zapęłnić betonem natryskowym. Stosowanie tej obudowy wiązało się więc z większą czasochłonnością oraz zwiększonym zużyciem betonu natryskowego.

W warunkach realizacji tunelu w Lalikach ocena zachowania samonośności górotworu była zadaniem bardzo trudnym do wykonania. Pomierzone przemieszczenia górotworu wskazywały, że strefa odprężenia wokół wyrobiska była stosunkowo duża, sięgając nawet powierzchni terenu. W warunkach płytkiego drażenia, obudowy tuneli powinny charakteryzować się stosunkowo dużą nośnością, aby nie dopuścić do dużych uszkodzeń obudowy (Butovič i in. 2010). Dla bardzo słabej jakości górotworu badania właściwości masywu można przeprowadzać zgodnie z propozycją (Borio, Peila 2011).

Doświadczenia jakie udało się zebrać wskazują, że realizacja obudowy wstępnej drażonego tunelu wymaga dostosowania jej parametrów do wyników badań geotechnicznych i geologiczno-inżynierskich.

Reasumując, na podstawie przeprowadzonej analizy wpływu warunków geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych na dobór parametrów obudowy wstępnej tunelu drogowego w Lalikach można sformułować następujące wnioski:

1. Do czynników geologiczno-inżynierskich wpływających niekorzystnie na współpracę górotworu z obudową wstępną należy zaliczyć:
  - duży udział procentowy w serii skalnej bardzo słabych, silnie zniszczonych tektonicznie łupków ilastych laminowanych,
  - dużą gęstość nieciągłości wraz ze strefami uskokowymi oraz niekorzystną orientację warstwowania i głównych spękań do kierunku drażenia tuneli,
  - słabe wypełnienia spękań – ilaste i ilasto piaszczyste lub otwarcie spękań,
  - bardzo słabe utwory strefy zwietrzenia na poziomie drażenia tunelu dla nadkładu mniejszego od 14 m,
  - zmienne zawodnienie, a zwłaszcza wypływy wody w rozluzowanych strefach tektonicznych.
2. W warunkach geologiczno-inżynierskich fliszu karpackiego, wykonanie obudowy wstępnej wymaga dokładnej i bieżącej weryfikacji założeń projektowych wraz z postępem dobowym, a ewentualne wzmocnienia obudowy wstępnej należy stosować na podstawie wyników właściwie prowadzonych z dużą częstotliwością badań geotechnicznych.
3. Obudowy wstępne stosowane w warunkach płytkiego drażenia tuneli w utworach fliszowych powinny charakteryzować się stosunkowo dużą nośnością przy wykorzystaniu np.: parasola mikropalowego o właściwie dobranych parametrach.

#### LITERATURA

- Bieniawski Z.T., 1989 – Engineering Rock Mass Classifications: a Complete Manual. John Wiley and Sons, New York.
- Borio L., Peila D., 2011 – Laboratory test for EPB tunnelling assessment: results of test campaign on two different granular soils. *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, Rok 27, Zeszyt 1. s. 85–100.
- Butovič i in. 2010 – Butovič A., Kvas J., Padevet M., 2010 – The Kralovska Obrora Tunnel – reasons of emergency occurrence and their liquidation methods. *Transport and city tunnels. 11<sup>th</sup> International Conference Underground Construction*. Prague 2010, 52–61.
- Dziewański i in. 2001 – Dziewański J., Pilecki Z., Sroczyński W., 2001 – Zagadnienia badań geologiczno-inżynierskich w projektowaniu tuneli komunikacyjnych w utworach fliszu karpackiego na przykładzie tunelu w Lalikach. *Studia, Rozprawy, Monografie 96*, Wyd. IGSMiE PAN, Kraków, 64.
- Kudyk M., Pilecki Z., 2009 – Moduł deformacji utworów fliszu karpackiego na trasie tunelu Emilia w Beskidzie Żywieckim. *Zeszyty Naukowe IGSMiE PAN 76*, 45–63.
- Majcherczyk i in. 2009 – Majcherczyk T., Niedbalski Z., Małkowski P., 2009 – Analiza warunków geotechnicznych w otoczeniu tunelu drogowego w Lalikach. *Górnictwo i Geoinżynieria z. 3/1*, s. 239–255.
- Majcherczyk T., 2000 – *Zarys fizyki skał i gruntów budowlanych*. Wydaw. Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN, Kraków 2000, s. 203.
- Marcak H., Pilecki Z., (red.), 2003 – Wyznaczanie właściwości utworów fliszu karpackiego metodą sejsmiczną dla potrzeb budownictwa tunelowego. Wyd. IGSMiE PAN, Kraków.

- Marcak H., 2008 – Fizyczne podstawy użycia metod geofizycznych w badaniach naprężeń w skałach. *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, z. 2/3, s. 85–100.
- Niedbalski Z., Majcherczyk T., 2010 – Estimating Broadway tunnel stability in polish carpathian flysch. *Proceedings Conference Underground Construction Transport and City Tunnels Prague 2010*. Published Czech Tunneling Association ITA-AITES, s. 654–659.
- Niedbalski Z., 2010 – Analiza stateczności tunelu drogowego w Lalikach w okresie drażenia. *Budownictwo Górnicze i Tunelowe* 1/2010, s. 29–38.
- Očkaják F., Ševčík M., Bartoš J., 2008 – Budowa najdłuższego tunelu w Polsce metodą górniczą i odkrywkową – Górotwór elementem konstrukcji nośnej tunelu. *Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*. lipiec–sierpień 2008, nr 4 (19), s. 10–13.
- Önorm B2203, 1994 – Untertagebauarbeiten, Werkvertragnorm, Entwurf. 1 März, 1994.
- ISRM, 1981 – Basic geotechnical description of rock masses. *J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 18, 85–110
- Önorm EN ISO 14689, 2001 – Geotechnical engineering – Identification and description of rock.
- Paul Z., Ryłko W., Tomasz A., 1996 – Zarys budowy geologicznej zachodniej części Karpat polskich (bez utworów czwartorzędowych). *Przegląd Geologiczny* vol. 44, nr 5, 469–476.
- Pilecki Z., 2002 – Wyznaczanie parametrów górotworu na podstawie klasyfikacji geotechnicznych. *Wyd. Drukrol, Kraków*.
- Tesař O., 1979 – Klasifikace skalních hornin a její využití při ražení podzemních staveb v Praze. *Zdroj Inženýrské stavby*. – Roč. 27, č. 8 (1979), s. 345–349.
- Thiel K., (red.), 1995 – Właściwości fizyko-mechaniczne i modele masywów skalnych polskich Karpat fliszowych. *IBW PAN Gdańsk, Biblioteka Naukowa Hydrotechnika nr 19*.

**WPLYW WARUNKÓW GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKICH I GEOTECHNICZNYCH  
NA DOBÓR PARAMETRÓW OBUDOWY WSTĘPNEJ TUNELU DROGOWEGO W LALIKACH**

**Słowa kluczowe**

Tunel w Lalikach, utwory fliszowe, warunki geologiczno-inżynierskie, badania geotechniczne, obudowa wstępna, współpraca górotworu z obudową wstępną

**Streszczenie**

Tunel drogowy w Lalikach został wykonany w silnie niejednorodnych, w dużym stopniu zniszczonych tektonicznie i w przeważającej części bardzo słabych utworach fliszowych Karpat Zachodnich. W przeważającej części tunel był drażony w warunkach dużego udziału procentowego bardzo słabych łupków ilastych laminowanych i utworów strefy zwietrzelinowej, niekorzystnego, bardzo stromego nachylenia warstw skalnych i zmiennego zawadnienia z wypływami wody w rozłuzowanych strefach tektonicznych. Górotwór ten charakteryzuje się dużą niepewnością rozpoznania jego właściwości i struktury.

Praca omawia wpływ warunków geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych na dobór parametrów obudowy wstępnej tunelu drogowego. Przeprowadzono analizę deformacji obudowy wstępnej w zależności od procentowego udziału piaskowców i łupków, punktacji klasyfikacji geomechanicznych RMR (Bieniawski 1989) i QTS Tesařa (1979), typów obudowy wstępnej oraz wykorzystania kotew i mikropali. Analiza ta została poprzedzona charakterystyką warunków geologiczno-inżynierskich na trasie tunelu oraz charakterystyką typów zastosowanej obudowy wstępnej.

W trakcie drażenia tunelu z wyprzedzeniem w kalocie, kilkakrotnie występowały przemieszczenia obudowy wstępnej kaloty większe od projektowanych maksymalnych. W przypadku, gdy wartości deformacji osiągały stan alarmowy dla danego typu obudowy i nie wykazywały tendencji do stabilizowania się, podejmowano decyzję o jej wzmocnieniu dodatkowymi kotwami, siatką oraz torkretem do czasu osiągnięcia stabilizacji deformacji. W najtrudniejszych warunkach obudowa wstępna była wzmocniana parasolem mikropalowym. Parametry obu-

dowy dobierano, zgodnie z zasadami NATM, na podstawie prowadzonych na bieżąco obserwacji geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych.

Tunel w Lalikach jest przykładem bardzo słabej samonośności górotworu. Obserwowane przemieszczenia w górotworze wskazywały, że strefa spękań wokół wyrobiska była stosunkowo silnie rozwinięta. Obudowy wstępne stosowane w tego rodzaju warunkach, na niewielkich głębokościach, powinny charakteryzować się stosunkowo dużą nośnością.

Doświadczenia, jakie uzyskano wskazują, że realizacja obudowy wstępnej w silnie zmiennych warunkach fliszu karpackiego wymaga prowadzenia szczegółowych badań geologiczno-inżynierskich w trakcie drażenia tunelu, które należy wykonywać na bieżąco wraz z postępem dobowym dla weryfikacji założeń projektowych. W przypadku potrzeby należy zastosować wzmocnienia obudowy wstępnej na podstawie wyników właściwie prowadzonych pomiarów geotechnicznych zachowania się układu obudowa-górotwór.

#### THE INFLUENCE OF GEOLOGICAL ENGINEERING AND GEOTECHNICAL CONDITIONS ON PARAMETER SELECTION OF THE PRIMARY LINING OF A ROAD TUNNEL IN LALIKI

##### Key words

Tunnel in Laliki, flysch formation, geological engineering conditions, geotechnical measurements, primary lining, rock mass and primary lining interaction

##### Abstract

The road tunnel in Laliki was excavated in highly heterogeneous, severely tectonically damaged and mainly very weak rocks of the Western Carpathians flysch. In particular, the conditions were characterized by a high percentage of very weak laminated shale and weathered rock mass, an unfavorable and very steep slope of the rock layers and unstable hydrological conditions with outflows of water in loosened tectonic zones. That structure and properties of the rock mass highly uncertain.

This paper describes the influence of geological engineering and geotechnical conditions on the primary lining of a main road tunnel. The deformation of the primary lining was analyzed in terms of the percentage share of sandstones and shale, geomechanical classifications RMR (Bieniawski 1989) and QTS (Tesar 1979), types of the primary lining and the use of rock bolts and micropiles. The analysis was preceded by characterization of geological engineering conditions and technological characterization of applied primary linings.

Displacements of the primary lining, greater than acceptable, occurred several times in a top heading during tunneling. The primary lining was reinforced by additional rock bolts and wire mesh, a thicker layer of shotcrete and micropiles if deformation reached the emergency state for some types of linings and they didn't indicate any tendency for stabilization. The reinforcement was used until the deformation stabilization was achieved. In the most difficult conditions, the lining was reinforced by a longer micropile umbrella. Parameters for the primary lining were selected on the basis of ongoing geological engineering and geotechnical measurements, in accordance with NATM's principles.

The rock mass around the tunnel in Laliki is an example of weak carrying capacity. The observed displacements in the rock mass indicate that the disturbed zone around the tunnel was heavily developed. The primary lining used in such conditions must bear a relatively high load capacity from overlying loosened material and therefore the lack of interaction with the surrounding rock mass should be assumed.

The data obtained indicate that the use of the primary lining in the highly variable conditions in the Carpathian flysch requires accurate geological engineering and geotechnical analysis during the day-to-day process of tunneling in order to verify the projected assumptions. The primary linings should be reinforced as needed based on the results of geotechnical measurements, monitoring the interaction between the rock mass and the system of lining.