



## Dobór obudowy tunelu drogowego w Lalikach

### Selection of the road tunnel housing in Laliki

Mgr inż. Urszula Kurlito \*)

**Treść:** W artykule przedstawiono sposób doboru obudowy tunelu drogowego na przykładzie istniejącego tunelu drogowego w Lalikach. Przedstawiono dokładny tok postępowania podczas doboru obudowy wzmacniającej, obudowy wstępnej oraz obudowy ostatecznej tunelu. Obliczono zasięg strefy zniszczenia masywu skalnego wokół tunelu. Efekty wykonanych obliczeń porównano z faktycznie zastosowaną przez wykonawcę tunelu obudową. Scharakteryzowano masyw skalny jakim jest flisz karpacki, w którym drążony był tunel oraz opisano metodę NATM (*New Austrian Tunneling Method*) zastosowaną przy budowie tunelu. Opisano również zastosowanie metody NATM w przypadku drążenia tunelu drogowego w Lalikach.

**Abstract:** The article presents the method of selecting the road tunnel housing on the example of an existing road tunnel in Laliki. The exact course of conduct during the selection of the reinforcing lining, the pre-housing and the supporting of the final tunnel is presented. The extent of the destruction zone of the rock mass around the tunnel was calculated. The effects of the performed calculations were compared with the casing used by the tunnel contractor. The rock massif which is the Carpathian flysch in which the tunnel was drilled and the NATM (*New Austrian Tunneling Method*) method used in tunnel construction was characterized. The application of the NATM method in the case of tunneling the road in Laliki was also described.

#### Słowa kluczowe:

metoda drążenia tuneli, NATM, flisz karpacki

#### Keywords:

tunnel excavation method, NATM, Carpathian flysch

## 1. Wprowadzenie

W Polsce, doświadczenia związane z projektowaniem i budową tuneli jak dotąd są niewielkie, o czym świadczy mała ilość wybudowanych budowli tunelowych. Jednak rozwój sieci komunikacyjnej wywołuje konieczność budowy tuneli drogowych i kolejowych, co przekłada się na rozwój budownictwa tunelowego w rejonie Karpat.

Projektowanie i budowa tuneli w górotworze, jakim jest flisz karpacki stwarza istotne problemy w trakcie nie tylko samego drążenia wyrobiska, ale także przy badaniu zachowania się konstrukcji i otaczającego ją górotworu oraz przy analizach stateczności obiektów. Nieliczne obiekty wykonywane w rejonie fliszu karpackiego, takie jak tunel drogowy w Lalikach, potwierdzają jego zróżnicowanie. W trakcie realizacji inwestycji stwierdzono, że flisz karpacki jest górotworem o bardzo zróżnicowanej budowie geologicznej, cechującym się spękaniami, niejednorodnością, zmienną litologią oraz anizotropowym zachowaniem względem niektórych właściwości.

Prezentowany artykuł zawiera koncepcję doboru obudowy tunelu drogowego w Lalikach przy zastosowaniu wytycznych metody NATM (*New Austrian Tunneling Method*), a także porównanie wyników ze stanem faktycznym, jaki zrealizowała firma Doprastav. Do oceny górotworu posłużyły dane z czternastu różnych przekrojów tunelu. Na ich podstawie dobrano zabezpieczenia tunelu zgodne z wytycznymi metody

NATM. Oparto się na podstawowych założeniach użytkowych tunelu, przyjętych wymiarach budowli podziemnej i badaniach warunków gruntowo-wodnych.

Tunel drogowy w Lalikach jest częścią planu inwestycyjnego drogi ekspresowej S69 Bielsko-Biała – Żywiec – Zwardoń na odcinku km 40+475,00 – km 43+155,74. Całkowita długość tunelu wynosi 678,00 m. Głębokość wykonywania tunelu wynosiła maksymalnie 30 m. W odległości 30,7 m od osi tunelu drogowego znajduje się oś zaprojektowanego tunelu ewakuacyjnego.

Według projektu wykonanego przez firmę Doprastav podstawowe dane tunelu drogowego są następujące:

- zewnętrzne gabaryty tunelu drogowego: szerokość 13,48 m, wysokość 9,50 m,
- klasa drogi: droga ekspresowa S.

Zarówno tunel drogowy jak i ewakuacyjny wykonywane były metodą podziemną oraz odkrywkową w rejonie portali. Drążenie tunelu drogowego odbywało się dwuetapowo – w pierwszej kolejności wykonywana była kalota, czyli górna część tunelu, a następnie, z pewnym opóźnieniem zależnym od warunków, sztrośa – dolna część tunelu ([Majcherczyk i in. 2009](#)).

## 2. Charakterystyka fliszu karpackiego

Górotwór, w którym wykonywany jest tunel, należy do formacji skalnej zwanej fliszem karpackim, cechującej się skomplikowaną tektoniką i dużą zmiennością strukturalną ([Budowa ... 2008](#)). Litologię masywu stanowią naprzemian-

\*) Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie

**Tabela 1. Parametry wytrzymałościowe i cechy utworów budujących masyw skalny (Bestyński i in. 1989)**  
**Table 1. Strength parameters and features of the rock massive (Bestyński i in. 1989)**

Litologia	Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie [MPa]	Kąt tarcia wewnętrzny [°]	Inne cechy
Łupki ilaste laminowane	1,5 - 5	20	bardzo drobne warstwowanie, wysoki stopień zwietrzenia
Łupki ilaste	5 - 40	25	warstwowanie od cienkiego do grubego, bardzo podatne na wietrzenie
Piaskowce	40 - 100	32	warstwy od cienkich do kilkumetrowych

ległe pakiety twardych piaskowców (osady gruboziarniste) i miękkich łupków (osady drobnoziarniste).

W przeważającej części tunelu obecne są serie łupkowo-piaskowcowe, a lokalnie piaskowcowo-łupkowe, przy czym wartości parametrów wytrzymałościowych piaskowców są znacznie wyższe niż łupków ilastych (tabela 1).

Kompleks fliszowy jest mocno sfałdowany i pocięty szeregiem uskoków (Dziewiański i in. 2001). W górotworze dominują trzy systemy spękań z towarzyszącymi spękaniami losowymi, dzielące masyw na bloki przeważnie w kształcie wielościennym i płytowym. Wielkości bloków jest zróżnicowana - od bardzo małych (poniżej 20 mm) do dużych (ok. 600 mm), a w przypadku piaskowca do bardzo dużych (powyżej 200 cm). Spękania wypełnione są na ogół materiałem ilastym i ilasto-piaszczystym (Majcherczyk i in. 2012). Względnie stały kąt upadu warstw skalnych, przy rozciągłości od 50 do 90°, wynosi 75-85°. Warunki wodne na poziomie drążenia tunelu były zmienne i uzależnione od takich czynników jak: obecność stref uskokowych, procentowy udział piaskowców, ułożenie warstw oraz rozwarłość szczelin i ich wypełnienie.

Analiza górotworu podczas kolejnych zabiorów postępu wyrobiska wykazała niezwykle wysoką zmienność warunków geologicznych (Majcherczyk i in. 2009), co uwidacznia wykres zmian procentowej zawartości poszczególnych warstw litologicznych na trasie tunelu (rys. 1).

Podsumowując, wspomniany charakter górotworu tworzy niekorzystne i trudne do przewidzenia na etapie projektowania, warunki wykonywania budowy podziemnej.

### 3. Drążenie tuneli metodą NATM

Nowa Austriacka Metoda Budowy Tuneli (NATM) jest wynikiem kilkudziesięciu lat doświadczeń i została praktycznie sprawdzona przy budowie wielu tuneli w różnych warunkach górniczo-geologicznych i technicznych (Tajduś

i in. 2012). Metoda ta pozwala prowadzić roboty praktycznie całym przekrojem poprzecznym, z ewentualnym jego etapowaniem na kalotę i sztroś oraz niewielkim zróżnicowaniem ich zaawansowania w przekroju podłużnym. Umożliwia ona bieżącą obserwację zachowania się górotworu i przeprowadzenie stosownych pomiarów, a także podejmowanie na bieżąco decyzji o środkach zabezpieczenia wyrobiska i sposobie zapoczątkowania właściwego kierunku redystrybucji sił i odprężenia górotworu (Furtak, Kędracki 2005).

Podstawową zasadą tej metody jest dążenie do wykorzystania, możliwie w jak największym stopniu efektu samonośności masywu skalnego, w którym prowadzone jest wyrobisko. Masyw skalny, w najbliższym sąsiedztwie drążonego tunelu, uczestniczy w przenoszeniu obciążeń łącznie z obudową.

Obowiązują dwie ogólne reguły (Tajduś i in. 2012):

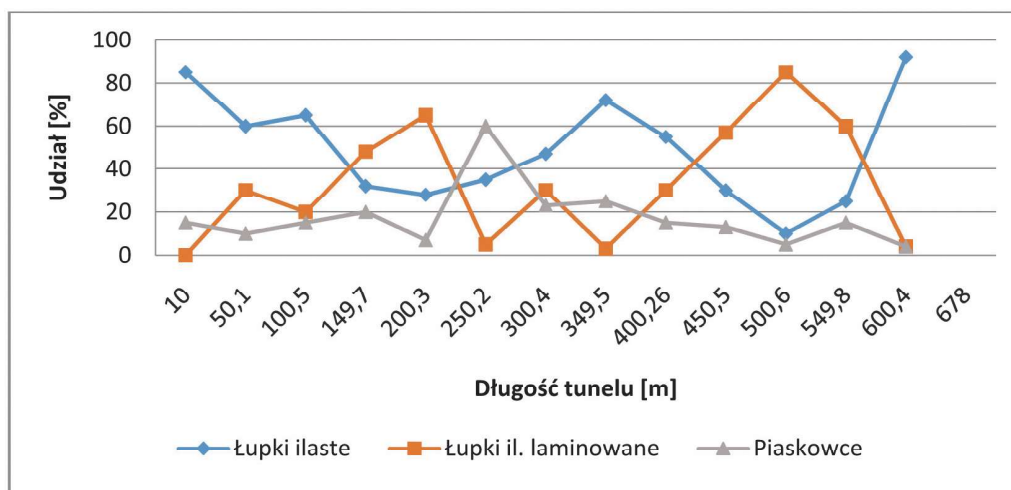
Pierwsza – przy wykonywaniu wyłomu w masywie skalnym należy ograniczyć strefę spękań w otoczeniu tunelu do minimum,

Druga – określić właściwy odstęp czasu, po którym należy złożyć obudowę ostateczną, tak aby zarówno obudowa wstępna, jak i ostateczna nie uległy uszkodzeniu wskutek odkształcenia masywu skalnego.

NATM najkorzystniej jest stosować w gruntach słabych lub średnich, które najlepiej urabiać ręcznie lub przy pomocy maszyn. Ważne jest stworzenie nośnego pierścienia skalnego w otoczeniu tunelu (Tajduś i in. 2012).

### 4. Zastosowanie NATM podczas drążenia tunelu w Lalikach

Tunel w Lalikach drążono zgodnie z zasadami NATM w specjalnie zaprojektowanej obudowie betonowej wstępnej i ostatecznej. Obudowę wstępną wykonano z betonu natryskowego wzmocnionego elementami konstrukcyjnymi,



Rys. 1. Zmienność litologii na trasie tunelu Laliki (opracowanie własne)

Fig. 1. Variation of lithology along the Laliki tunnel route (own elaboration)

a obudowę ostateczną z żelbetu o grubości 40 cm. 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 także własne doświadczenia wykonawcy zdobyte w trakcie wykonywania tuneli w podobnych warunkach fliszowych na terenie Słowacji.

Obudowa tunelu w Lalikach wykonana przez firmę Doprastav zaprojektowana została w czterech wariantach w zależności od lokalnych własności górotworu (Majcherczyk i in. 2009). W trakcie drążenia tunelu wykonano 530 przekrojów geologiczno-inżynierskich kaloty, 145 przekrojów w części spągowej oraz 580 przekrojów prawej i lewej sztrośy. W tunelu prowadzone były systematyczne obserwacje takie jak:

- wykonywanie przekrojów geologicznych czoła przodka,
- pomiar ciśnienia na kontakcie obudowa – górotwór,
- pomiar naprężeń w betonie,
- pomiar konwergencji obudowy wstępnej,
- geodezyjne pomiary obniżen na powierzchni terenu nad tunelem oraz w rejonie portali (Blajer i in. 2012).

W ramach obserwacji geologicznych, co każdy zabiór postępu tunelu tj. 0,6-1,5 m, określano przekrój poprzeczny, na którym oprócz litologii, oznaczano przebieg i charakter nieciągłości, zawodnienie, wskaźnik RQD. Potwierdziły się przypuszczenia uzyskane z odwiertów badawczych wykonanych dla celów projektowych, o znacznym nachyleniu warstw skalnych w przekroju drążonego tunelu, przy czym przewidywane nachylenie zmieniać się miało w granicach 45°-90°, a stan faktyczny wykazał stałe nachylenie warstw w przedziale 75°-85°. Ponadto analiza poszczególnych przekrojów pozwoliła stwierdzić, że zmienność warunków geologicznych jest niezwykle wysoka. Dotyczy to przede wszystkim rozkładu stref nieciągłości i uskoków oraz w mniejszym stopniu litologii i nachylenia warstw skalnych. Dlatego możliwość przewidywania i ocena warunków z wyprzedzeniem nawet dziesięciometrowym niestety nie była w pełni skuteczna.

Dzięki tym obserwacjom uszczegółowiono właściwości i budowę górotworu oraz dobrano typy obudowy wstępnej przedstawione w tabeli 2, gdzie typ 1 stosowany był w najbardziej korzystnych warunkach, a typ 4 w najgorszych warunkach geotechnicznych (Majcherczyk i in. 2009).

Pomimo tego, że w projekcie założono bardzo niekorzystne warunki drążenia oraz zastosowano obudowę wzmacniającą masyw skalny w postaci wyprzedzającego kotwienia w stropie tunelu następowało osypywanie się warstw skalnych, co spowodowało konieczność zaprojektowania dodatkowego typu obudowy określonego jako typ 4s, w skład którego wchodził dodatkowo parasol mikropalowy składający się z perforowanych rur wypełnionych zaczynem cementowym o długości 20 m oraz o liczbie zależnej od warunków geologicznych i hydrogeologicznych (Majcherczyk i in. 2009).

## 5. Ocena jakości górotworu

Masyw skalny na długości tunelu poddano analizie w czternastu przekrojach, dla których podczas drążenia, co około 50 m, sporządzona została geotechniczna oraz inżyniersko-geologiczna dokumentacja wyrobiska.

Przy ocenie górotworu w każdym z przekrojów przodek traktowano jako całość. W związku z tym, przyjęte wartości parametrów poszczególnych klasyfikacji przedstawiają średnią jakość masywu skalnego, a nie wartości w jego najsłabszych punktach. Zabieg ten zastosowano biorąc pod uwagę to, że przy budowie obiektów tunelowych poza bezpieczeństwem konstrukcji, podstawowym aspektem są względy ekonomiczne.

### Klasyfikacja RMR

W klasyfikacji masywu skalnego RMR wykorzystuje się następujących sześć parametrów (Bieniawski 1989):

- jednoosiowa wytrzymałość na ścislenie  $R_c$  (lub wytrzymałość punktowa  $I_s$ ),
- wskaźnik RQD – podzielności rdzenia wiertniczego,
- rozstaw nieciągłości,
- charakterystyka nieciągłości,
- warunki dopływu wody,
- orientacja nieciągłości w stosunku do kierunku drążenia tunelu.

Oceny tych parametrów dokonuje się w oparciu o tabelę 4 zawartą w (Bieniawski 1989), przydzielając poszczególnym parametrom odpowiednią liczbę punktów, a także wykresy korelacji między wartością oceny danego parametru a tym parametrem (jednoosiową wytrzymałością na ścislenie, RQD, rozstawem nieciągłości). W przypadku braku rozpoznawanych wartości RQD albo rozstawu nieciągłości można zastosować wykres korelacji pomiędzy tymi wartościami.

Po uzyskaniu końcowej wartości RMR (od 0 do 100), masyw skalny klasyfikuje się w zależności od uzyskanej wartości RMR do jednej z pięciu klas. Każda z klas ma przedział 20 punktów.

Tabela 3 przedstawia sposób oceny jakości górotworu dla przykładowego przekroju.

Ogólne zestawienie wyników oceny górotworu według klasyfikacji RMR przedstawia tabela 4.

Ze względu na dużą zmienność i nieprzewidywalność zmian budowy fliszu karpackiego, w którym został wykonany tunel, należy podzielić go na odcinki o podobnych właściwościach mechanicznych górotworu. Według klasyfikacji RMR tylko jeden przekrój zalicza się do klasy średniej jakości górotworu, a dwa do kategorii bardzo słabej. Pozostałe jedenaście rozpatrywanych rejonów klasyfikuje się jako słabe. Powyższe wyniki analizy są porównywalne z oceną górotworu wokół tunelu według (Niedbalski i in. 2018). W przywołanym arty-

**Tabela 2. Zestawienie zastosowanych typów obudowy wstępnej (Majcherczyk i in. 2009)**

**Table 2. List of pre-casing types used (Majcherczyk i in. 2009)**

Rodzaj zabezpieczenia	Typ obudowy			
	1	2	3	4
Beton natryskowy	180 mm	200 mm	250 mm	300 mm
Dźwigar kratowy	70/20/30	70/20/30	95/20/30	95/20/30
Siatki stalowe	1 x 6/150/150	1 x 6/150/150	2 x 6/150/150	2 x 6/150/150
Kotwy wklejane	4 m	4 m	4 m	4 m
Kotwy samowierzące	-	6 m	6 m	6 m

**Tabela 3. Ocena jakości górotworu - kilometrą przodka –10 m (opracowanie własne)**  
**Table 3. Assessment of rock mass quality - ancestor's kilometer -10 m (own elaboration)**

Parametr	Wartość	Punktacja		
Jednoosiowa wytrzymałość na ściskanie	28 MPa	4	Na podstawie średniej wagowej według zawartości skał: 85% - łupek ilasty o $R_c=20$ MPa 15% - piaskowiec o $R_c=75$ MPa	
<b>RQD</b>	5%	1		
<b>Odległość nieciągłości</b>	200 mm	8	Wartość przyjęta na podstawie przekroju w skali. Jako nieciągłości przyjęto granice między warstwami.	
Stan płaszczyzn nieciągłości	<b>Długość nieciągłości</b>	3-1 0m	2	Granice warstw jako nieciągłości na przekroju. Przechodzą przez cały przekrój wyrobiska i wychodzą poza jego granice.
	<b>Rozwarcie</b>	>5 mm	0	Na podstawie dołączonego zdjęcia.
	<b>Szorstkość</b>	Wyrównane	2	Przewaga łupków świadczy o gładkości powierzchni.
	<b>Wypełnienie</b>	Miękkie, drobne wypełnienie ilaste < 5 mm lub brak wypełnienia	3	Widoczna na zdjęciu nieciągłość nie ma wypełnienia, ale można zauważyć, że inne szczeliny są wypełnione. Dlatego przyjęto wartość pośrednią punktacji.
	<b>Zwietrzenie</b>	Umiarkowane zwietrzenie	3	Nie można wyodrębnić w danym przekroju rozdrobnionego materiału. Podane wielkości bloków nie wskazują na silne zwietrzenie.
<b>Ogólne warunki wodne</b>	Wilgotno	10		
<b>Rozciągłość i orientacja upadu</b>	Bardzo korzystne	0	Na podstawie kąta upadu i zdjęcia.	
	RMR	33	Masyw słaby	

**Tabela 4. Zestawienie uzyskanych wartości i podział tunelu na odcinki do doboru obudowy (opracowanie własne)**

**Table 4. List of obtained values and division of the tunnel into sections for the selection of the housing (own elaboration)**

Nr przekroju	Przekrój w stosunku do metrow tunelu [m]	Przekrój w stosunku do kilometra drogi ekspresowej [km]	Zawartość procentowa			Wskaźnik RMR	Nr zastosowanej obudowy
			Łupek ilasty laminowany	Łupek ilasty	Piaskowiec		
1	10,0	42 352,0	-	85%	15%	33	Typ 2
2	50,1	42311,7	30%	60%	10%	28,5	
3	100,5	42 268,5	65%	20%	15%	23	
4	149,7	42 212,3	48%	32%	20%	23	Typ 3
5	200,3	42 161,7	45%	47%	8%	20,5	
6	250,2	42 111,7	65%	28%	7%	15	
7	300,4	42 061,6	5%	35%	60%	40,5	Typ 1
8	349,5	42 012,5	30%	47%	23%	29	
9	400,3	41 961,7	3%	72%	25%	34,5	
10	450,5	41 911,5	30%	55%	15%	26	Typ 3
11	500,6	41 861,4	57%	30%	13%	22,5	
12	549,8	41 812,2	85%	10%	5%	16,5	
13	600,4	41 761,6	60%	25%	15%	26,5	
14	624,7	41 737,6	4%	92%	4%	26,5	

kule ocena jakości masywu skalnego została wykonana przy zastosowaniu klasyfikacji RMR, Q, GSI oraz KF. Klasyfikacja RMR wykazała jednak zawyżoną ocenę jakości górotworu w porównaniu do 3 pozostałych, oceniając masyw skalny na całej długości tunelu jako słaby. Pozostałe klasyfikacje wykazały przewagę odcinków ocenionych jako bardzo słabe, jednak żadna z nich nie oceniła jakości masywu jako dobry (Niedbalski i in. 2018).

Na wydzielonych, w wyniku dokonanej klasyfikacji, odcinkach zastosowano 3 różne typy obudowy wyrobiska w zależności od wcześniej określonych właściwości masywu skalnego. Typ 1 jest obudową najsłabszą stosowaną do rejonów górotworu o najwyższych parametrach wytrzymałościowych. Z kolei typ 3 to obudowa najmocniejsza, która może być zastosowana w skrajnie słabym masywie. Przydzielenie typów obudowy do poszczególnych odcinków określono w tabeli 4.

## 6. Ocena zasięgu strefy zniszczenia masywu skalnego wokół tunelu w Lalikach

Drażenie tunelu było przyczyną powstania w masywie skalnym strefy zniszczenia, która udrożniła nowe drogi przepływu wody. W rejonie tunelu występowała woda przy powierzchniowa na granicy utworów czwartorzędowych i zwietrzałego podłoża utworów fliszu karpackiego. Przerwanie ciągłości tej granicy – przy intensywnym spękaniu skał i dużym upadzie warstw – spowodowało przepływ wody w głąb masywu skalnego do wyrobiska. Masyw skalny uległ zniszczeniu nie tylko przez procesy tektoniczne, ale także poprzez prace górnicze (Dziewiański i in. 2001).

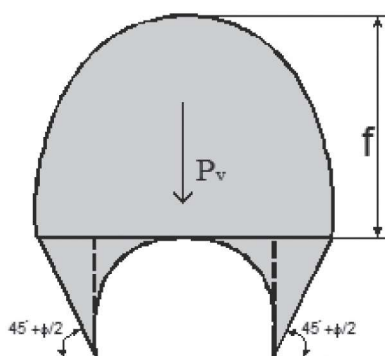
W celu określenia obciążenia statycznego działającego na obudowę tunelu, stosuje się proste teorie z mechaniki, które weryfikuje się na podstawie obserwacji i badań w terenie. Podstawowym założeniem, na którym opierają się te teorie jest powstanie strefy odprężonej skał spękanych, wywierającej ciśnienie na obudowę. W górotworze, w którym drażony jest tunel istnieją naprężenia pierwotne. W momencie wykonania wyrobiska naprężenia radialne wokół tunelu przybierają wartość równą 0, co jest związane ze zniszczeniem skał. Dla długiego wyrobiska chodnikowego stan trójosiowy przechodzi w dwuosiowy. Skały ulegają dalszemu spękaniu, co powoduje zmniejszenie naprężeń obwodowych. Wraz z oddalaniem się od konturu wyrobiska wartość obwodowych i radialnych naprężeń ściskających rośnie aż do momentu powstania strefy koncentracji naprężeń ściskających, w której wartości są znacznie wyższe od wartości naprężeń pierwotnych. W miarę dalszego oddalania się wartość naprężeń spada, aż do momentu, gdy osiągnie wartość naprężeń pierwotnych (Tajduś i in. 2012).

W badanym masywie skalnym powstanie strefy spękania może przyczynić się do wzmożonego przepływu wody – na skutek powstania nowych dróg filtracji wody. Wielkość strefy spękań i jej kształt zależy przede wszystkim od własności górotworu i kształtu przekroju poprzecznego tunelu (Dziewiański i in. 2001).

W obliczeniach strefy spękań oparto się na teorii Cymbariewicza, ponieważ słaba struktura masywu sprawia, że strefa ta obejmuje nie tylko przestrzeń bezpośrednio nad stropem wyrobiska, ale również poszerza się w ociosach. Z kolei nie zauważono wypiętrzania się masywu w spągu, co mogłoby wpłynąć na zastosowanie odmiennej teorii, np. teorii Sałustowicza. Teoria Cymbariewicza oparta jest na warunku granicznej równowagi górotworu.

### Teoria Cymbariewicza

W ociosie wyrobiska ze względu na ścinanie tworzy się strefa spękań. W jego stropie strefa ta ma kształt paraboli (rys. 2) (Tajduś i in. 2012).



Rys. 2. Zasięg strefy zniszczenia wokół wyrobiska według teorii Cymbariewicza (Tajduś i in. 2012)

Fig. 2. The range of the destruction zone around the excavation according to Cymbariewicz's theory (Tajduś i in. 2012)

Podstawa paraboli  $l_1$  obliczana jest zgodnie ze wzorem (1):

$$l_1 = l + 2a = \left[ l + 2wctg \left( 45^\circ + \frac{\phi_{oc}}{2} \right) \right] \quad (1)$$

Wysokość paraboli  $f$  obliczana zgodnie ze wzorem (2):

$$f = \frac{l_1}{2\mu_{st}} \quad (2)$$

gdzie:

$l$  – szerokość wyrobiska [m],

$w$  – wysokość wyrobiska [m],

$\phi_{oc}$  – kąt tarcia wewnętrznych warstw znajdujących się w ociosie [ $^\circ$ ],

$l_1$  – szerokość strefy spękanej [m],

$f$  – wysokość strefy spękanej [m],

$\mu_{st}$  – współczynnik zwięzłości Protodiakonowa w stropie przyjmowany wg tabeli 15.1 w (Tajduś i in. 2012).

Pionowa siła pochodząca od ciężaru skał w strefie spękanej działająca na obudowę wyrobiska (Tajduś i in. 2012):

$$P_v = \gamma fl \quad (3)$$

gdzie:

$\gamma$  – ciężar objętościowy skał [kN/m<sup>3</sup>],

$P_v$  – pionowa siła działająca na obudowę [kN/m]

Wartości kąta tarcia wewnętrznych i ciężaru objętościowego zostały uśrednione wagowo dla każdego przekroju ze względu na zawartość procentową poszczególnych skał. Metodę tą zastosowano ze względu na naprzemianległość warstw łupka i piaskowca oraz dużą wartość kąta upadu, co skutkuje tym, że zarówno w ociosie, jak i stropie zalegają zarówno łupki jak i piaskowce.

Współczynnik zwięzłości Protodiakonowa również został uśredniony wagowo ze względu na zawartość procentową poszczególnych skał w przekroju.

Według (Dziewiański i in. 2001) przyjęto następujące wartości kąta tarcia wewnętrznych:

- piaskowiec - 32 $^\circ$ ,
- łupek ilasty - 25 $^\circ$ ,
- łupek ilasty laminowany - 20 $^\circ$ .

Według (Dziewiański i in. 2001) i (Tajduś i in. 2012) przyjęto następujące wartości ciężaru objętościowego:

- piaskowiec – 26,1 [kN/m<sup>3</sup>],
- łupek ilasty – 27,7 [kN/m<sup>3</sup>],
- łupek ilasty laminowany – 25,2 [kN/m<sup>3</sup>].

Wartości współczynnika zwięzłości Protodiakonowa przyjęto według wzoru (4):

$$\mu_{st} = 0,1 R_c \quad \text{dla} \quad R_c \text{ w MPa} \quad (4)$$

Przy czym wartości  $R_c$  dla poszczególnych skał wynoszą:

- piaskowiec – 75 MPa,
- łupek ilasty – 20 MPa,
- łupek ilasty laminowany – 5 MPa.

Ponieważ teoria Cymbariewicza stworzona jest dla ośrodka jednorodnego, a rozpatrywany jest górotwór silnie uwarstwiony i spękany, zastosowano obliczeniowy współczynnik bezpieczeństwa 1,4 według tabeli 1 normy (PN-EN ISO 2003):

Obliczeniowa wysokość strefy spękanej według wzoru (5):

$$f_d = 1,4 f \quad (5)$$

Obliczeniowa szerokość strefy spękanej według wzoru (6):

$$l_{1,d} = 1,4 l \quad (6)$$

**Tabela 5. Zasięg strefy spękań oraz wartości sił działających na obudowę (opracowanie własne)**  
**Table 5. Range of cracks zone and values of forces acting on the casing (own elaboration)**

Przekrój	Wysokość wyrobiska w [m]	Szerokość wyrobiska l [m]	Kąt tarcia wewnętrzny w odcioście $\phi$ [°]	Współczynnik zwężkości Protodiakonowa just [-]	Ciężar objętościowy $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Szerokość strefy spękań l [m]	Obliczeniowa szerokość strefy spękań l <sub>d</sub> [m]	Wysokość strefy spękań f [m]	Obliczeniowa wysokość strefy spękań f <sub>d</sub> [m]	Pionowa siła działająca na obudowę P <sub>v</sub> [kN/m]
1	9,5	13,48	26	2,825	27,46	25,82	36,15	4,57	6,40	2310,35
2			24	2,250	26,79	26,06	36,48	5,79	8,11	2836,71
3			23	2,175	25,84	26,06	36,48	5,99	8,39	2920,96
4			24	2,620	26,18	24,67	34,54	4,71	6,59	2365,36
5			23	1,990	26,45	25,35	35,49	6,37	8,92	3301,08
6			22	1,735	25,18	25,58	35,82	7,37	10,32	3832,01
7			29	5,250	26,62	25,12	35,17	2,39	3,35	1229,56
8			25	2,965	26,58	26,06	36,48	4,39	6,15	2161,77
9			27	3,345	27,23	26,54	37,15	3,97	5,55	1909,00
10			25	2,525	26,71	25,58	35,82	5,07	7,09	2541,30
11			23	2,145	26,07	26,06	36,48	6,07	8,50	3031,73
12			21	1,825	25,50	25,82	36,15	7,07	9,90	3494,86
13			23	2,225	25,96	25,58	35,82	5,75	8,05	2898,05
14			25	2,180	27,54	26,30	36,81	6,03	8,44	2865,97

Zakres pionowych sił działających na obudowę zawiera się w przedziale od 1229,56 kN/m do 3832,01 kN/m. Z wartościami sił pionowych związany jest zasięg strefy spękań – im większa wartość siły, tym większy zasięg strefy spękania. Wartości sił (zasięg strefy spękań) pokazują, w których odcinkach występuje większa ilość piaskowca, a tym samym, które odcinki posiadają większą samonośność i nie będą wymagały stosowania wzmocnienia obudowy wstępnej.

## 7. Dobór obudowy tunelu w Lalikach

Projektowanie obudowy wymaga uwzględnienia wielu czynników, takich jak: stateczność budowli podziemnej, bezpieczeństwo wykonania tunelu oraz eksploatację z uwzględnieniem czasu funkcjonalności. Na obudowę analizowanego tunelu składa się obudowa wstępna oraz ostateczna, które razem zapewniają długotrwałą stateczność tunelu. Przez wzgląd na bardzo słabe warunki wykonywania prac zaprojektowano także obudowę wzmacniającą. Obudowę zaprojektowano jako typową obudowę powłokową według normy (PN-G 1998).

### Obudowa wzmacniająca masyw skalny

Analiza fliszu karpackiego wykazała, że masyw skalny, w którym wykonany był tunel w Lalikach charakteryzuje się słabymi warunkami geologicznymi. Ze względu na osypujące się odłamki skalne ze stropu, drażnienie przodka tunelu okazało się trudne w wykonaniu. Aby zapobiec temu procesowi, a także usprawnić drażnienie wykonano obudowę wzmacniającą masyw skalny, którą stosuje się przed czołem wykonywanego tunelu (Tajduś i in. 2012). W trakcie drażnienia tunelu zastosowano zastrzyki iniekcyjne wprowadzane za pomocą rur perforowanych. Proces iniekcji polegał na wtłaczaniu zaczynu przez wcześniej umieszczone w masywie przewody. Materiałem wiążącym górotwór był cement portlandzki CEM I 32,5R.

### Obudowa wstępna

Celem wykonywania obudowy wstępnej jest zapewnienie stateczności tunelu podczas jego drażnienia na odcinku od czoła przodka do miejsca założenia obudowy ostatecznej. Jest ona

integralną częścią obudowy ostatecznej. Bezpośrednio działają na nią obciążenia pochodzące od górotworu. Zwiększają się one wraz z postępem przodka, dlatego obudowę ostateczną należy zakładać w takiej odległości, aby nie została przekroczona nośność obudowy wstępnej.

W projektowanym tunelu obudowa wstępna musi mieć wysoką nośność. Jest to spowodowane faktem, że masyw skalny jest skrajnie słaby i praktycznie nie jest możliwe utrzymanie stateczności wyrobiska bez zabezpieczenia, dlatego obudowę wstępną zaprojektowano jako wielowarstwową.

Wykonywanie obudowy wstępnej składa się z kilku etapów. W pierwszym etapie nanoszona jest warstwa torkretu o grubości 5 cm, zabezpieczająca przed osypywaniem się materiału skalnego. Następnie układa się warstwę siatek lub dźwigary kratowe. W kolejnym etapie nanosi się warstwę betonu natryskowego o grubości wynikającej z wyników obliczeń umieszczonych w tabeli 9. Kolejno wykonuje się kotwienie oraz zakłada stalowe łuki o przekroju typu V (Blajer i in. 2012). Beton natryskowy wraz z obudową kotwioną zabezpiecza kontur drażonego tunelu, przylega do masywu skalnego i pozwala ograniczyć deformacje oraz zapobiega rozluźnieniu masywu skalnego. Gdy odkształcenia osiągną pewną wartość zaczyna pękać obudowa z betonu natryskowego, dlatego należy nakładać go kilkoma warstwami, aż do osiągnięcia żądanej grubości (Tajduś i in. 2012).

Dobór obudowy został dokonany na podstawie obliczeń, wymogów klasyfikacji oraz wytycznych normy (PN-G 1998).

**Wstępny dobór ostatecznej grubości betonu** ze względu na pionowe obciążenie od strefy spękań według wzoru (7):

$$g \geq \frac{P_v \cdot d - 0,6 \cdot f_d \cdot A}{4 \cdot R_{bbz} \cdot d} \quad (7)$$

gdzie:

- $P_v$  – pionowa siła działająca na obudowę [kN/m],
- $R_{bbz}$  – wytrzymałość betonu na rozciąganie [MPa],
- $d$  – rozstaw wkładek stalowych sztywnych [m],
- $f_d$  – obliczeniowa wytrzymałość stali na rozciąganie [MPa],
- $A$  – powierzchnia przekroju wkładki stalowej sztywnej [m<sup>2</sup>].

**Tabela 6. Obliczenie grubości betonu natryskowego dla danego typu obudowy (opracowanie własne)**  
**Table 6. Calculation of the spraying concrete thickness for a given type of housing (own elaboration)**

Pionowa siła działająca na obudowę [kN/m]	Wartości sił od najmniejszych do największych z podziałem na odcinki [kN/m]	Średnie wartości sił [kN/m]	Wytrzymałość betonu na rozciąganie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wyliczona grubość powłoki z betonu natryskowego [m]	Dobrana grubość powłoki z betonu natryskowego [m]	Typ obudowy
2310,35	1229,56	1995,21	3200,00	0,16	0,20	Typ 1
2836,71	1909,00					
2920,96	2161,77					
2365,36	2310,35					
3301,08	2365,36					
3832,01	2541,30	2782,76	3200,00	0,21	0,25	Typ 2
1229,56	2836,71					
2161,77	2854,97					
1909,00	2898,05					
2541,30	2920,96					
3031,73	3031,73	3316,13	3200,00	0,26	0,30	Typ 3
3494,86	3301,08					
2898,05	3494,86					
2865,97	3832,01					

**Tabela 7. Wytyczne dla sposobu drążenia i doboru obudowy wstępnej w zależności od wartości RMR (Tajduś i in. 2012)**  
**Table 7. Guidelines for the method of drilling and selection of the pre-housing, depending on the RMR value (Tajduś i in. 2012)**

Klasa masywu skalnego	Obudowa		
	Kotwie (mm, wklejane na całej długości)	Beton natryskowy	Obudowa stalowa
Słaby RMR = 21 – 40	Pełna zabudowa kotwiami o dł. 4-5 m, w rozstawie 1,0-1,5 m, ze stalową siatką w stropie i spągu	100-150 mm w stropie i 100 mm w ociosie	Jeżeli potrzeba, lekka lub średnia, łuki w odległości 1,5 m
Bardzo słaby RMR <20	Pełna zabudowa kotwiami o dł. 5-6 m, w rozstawie 1,0-1,5 m ze stalową siatką w stropie i ociosach. Należy kotwić spąg.	150-200 mm w stropie, 150 mm w ociosach, 50 mm na czole przodka	Średnia lub ciężka, łuki w odległości 0,75 m ze stalową opinką, jeżeli potrzeba. Obudowa od spągu

Ze względu na podział obudowy na trzy typy, uporządkowano wartości sił od najmniejszych do największych, podzielono na trzy części, dla każdej z nich obliczono wartość średnią siły, na podstawie której dobrano ostateczną grubość warstwy betonu natryskowego.

Grubość wstępnej warstwy betonu natryskowego dobrana jest w zależności od tego, jak wielkie obciążenia ma przenieść cała obudowa. Typ 1 ma najmniejszą grubość betonu natryskowego obudowy wstępnej. Poza tym przy doborze tej grubości kierowano się zaleceniami klasyfikacji RMR.

Dla klasyfikacji RMR:

- masyw słaby – grubość 150 mm,
- masyw bardzo słaby – grubość 200 mm (tab. 7).

Według normy (PN-G 1998) grubość powłoki betonowej nie powinna przekraczać 4% szerokości wyrobiska, czyli w rozpatrywanym przypadku:

$$4\% \cdot 13,48 \text{ m} = 0,53 \text{ m}$$

Dobrana grubość obudowy przedstawiona jest w tabeli 8.

#### – Dobór długości i rozstawu kotew

Długość kotwi została dobrana w taki sposób, by wykraczała poza strefę spękań. Mimo, że dobrana długość kotwi wykracza poza wartość średnią zasięgu strefy spękań, wartości lokalne dla każdego przekroju nie zawsze spełniają ten warunek. Jednak jest dopuszczalna ze względu na punkt 2.3.9 w normie (PN-G 1998), który mówi, że minimalna ilość kotwi, która musi wykraczać poza strefę spękań to ¼ ogólnej liczby kotwi.

Rozstaw kotwi został dobrany według zaleceń klasyfikacji RMR oraz normy (PN-G 1998). Według klasyfikacji RMR (odczytane z tabeli 7):

- masyw słaby – rozstaw 1,5 m,
- masyw bardzo słaby – rozstaw 1,0 m.

Jednak w zaleceniach normy (PN-G 1998) maksymalny rozstaw kotwi wynosi 1,3 m. Między badanymi przekrojami warunki mogą być całkowicie odmienne niż te zbadane ze względu na charakter fliszu karpackiego, dlatego ze względów bezpieczeństwa maksymalny rozstaw kotwi postanowiono przyjąć równy 1,0 m dla typów 1 i 2 oraz 0,7 m dla typu 3 obudowy.

#### – Dobór zbrojenia betonu natryskowego

Zastosowano dwa typy zbrojenia:

- dla obudowy typu 1 przy najmocniejszym górotworze - siatka zbrojeniowa,
- dla obudowy typu 2 i 3 przy słabszym górotworze - dźwigary kratowe.

Odległości prętów (względnie drutów) zbrojeniowych przyjęto według zaleceń normy (Małolepszy 2004), która mówi, że oczka w siatkach (dźwigarach) powinny wynosić minimalnie 0,1 m, a maksymalnie 0,3 m. Dobre wartości uzależniono od średnicy prętów zbrojeniowych oraz od obciążenia, na jakie są projektowane. Większa średnica i mniejszy rozstaw stosowany jest do mocniejszej obudowy.

Siatka zbrojeniowa to układ drutów o średnicy 6 mm, ułożonych prostopadle do siebie. Z kolei dźwigar to układ prętów o średnicy 12 mm usytuowanych względem siebie w ten sam sposób. Pręty są mocowane do siebie za pomocą spawania.

### – Dobór stalowych łuków

Rozstaw łuków na długości tunelu został dobrany ze względu na zalecenia klasyfikacji RMR:

- dla masywu słabego – łuki lekkie (profil typu V21) w rozstawie 1,0 m,
- dla masywu bardzo słabego – łuki ciężkie (profil typu V36) w rozstawie 1,0 m.

W dzisiejszych czasach najczęściej stosuje się profile typu V, ponieważ mają najwyższą  $W_z$  ze wszystkich profili (Tajduś i in. 2012). Liczba w nazwie profilu oznacza jego masę.

Dobór parametrów poszczególnych elementów obudowy wstępnej dla stropu i spągu przedstawiono w tabeli 8.

Obudowa wstępna dla spągu została dobrana podobnie jak dla stropu i ociosów. Pierwszą warstwę zabezpieczającą stanowi 5 cm torkretu, na którym układana jest siatka zbrojeniowa, zalewana warstwą betonu natryskowego.

### – Dobór grubości betonu natryskowego

Grubość betonu natryskowego dla spągu jest równa grubości betonu dla stropu i ociosów dla poszczególnych typów obudowy.

### – Zbrojenie betonu natryskowego

Przyjęto siatkę zbrojeniową z drutu o średnicy 6 mm i rozstawie oczek 150x150 mm. Spąg nie wypiętrza się wraz z postępowaniem przodka, więc nie wymaga mocniejszych zabezpieczeń.

Przyjęte rozwiązania zamieszczono w tabeli 9.

### Obudowa ostateczna

Obudowa ostateczna ma zapewnić stateczność tunelu przez cały przewidziany czas jego istnienia i pozwolić na pełnienie zasadniczych funkcji, dla których tunel ten został wykonany (Tajduś i in. 2012).

Obudowę ostateczną w niniejszym projekcie stanowi warstwa betonu natryskowego, której grubość zależy od pionowych obciążeń od strefy spękań i w danym przekroju równa jest wartości wyznaczonej w tabeli 6 pomniejszonej o grubość warstwy betonu natryskowego zastosowanego do obudowy wstępnej. Zestawienie grubości obudowy ostatecznej z betonu natryskowego w stropie i ociosach przedstawia tabela 10.

**Tabela 8. Obudowa wstępna – strop i ociosy (opracowanie własne)**

**Table 8. Prefabrication - ceiling and ribs (own elaboration)**

Typ obudowy	Torkret – grubość warstwy	Zbrojenie betonu natryskowego		Beton natryskowy C35/45		Kotwy iniekcyjne samowierzące – $\Phi 32$		Łuki (profil typu V)	
		Typ zbrojenia	Siatka	Grubość warstwy	50 mm	Długość	10 m	Rozstaw łuków	1 m
Typ 1	5 cm	Wielkość oczka	150x150 mm			Grubość warstwy	50 mm		
		Średnica prętów	6 mm	Rozstaw między rzędami	1 m				
		Typ zbrojenia	Dźwigar kratowy	Długość	10 m				
Typ 2	5 cm	Wielkość oczka	200x200 mm	Grubość warstwy	100 mm	Rozstaw po obwodzie	1 m	Rozstaw łuków	1 m
		Średnica prętów	12 mm			Rozstaw między rzędami	1 m		
		Typ zbrojenia	Dźwigar kratowy			Długość	10 m		
Typ 3	5 cm	Wielkość oczka	150x150 mm	Grubość warstwy	150 mm	Rozstaw po obwodzie	0,7 m	Rozstaw łuków	1 m
		Średnica prętów	12 mm			Rozstaw między rzędami	1 m		
		Typ zbrojenia	Dźwigar kratowy			Długość	10 m		

**Tabela 9. Obudowa wstępna – spąg (opracowanie własne)**

**Table 9. Pre-casing – floor (own elaboration)**

Typ obudowy	Torkret – grubość warstwy	Beton natryskowy C35/45		Zbrojenie betonu natryskowego	
		Grubość warstwy	50 mm	Typ zbrojenia	siatka
Typ 1	5 cm	Grubość warstwy	50 mm	Wielkość oczka	150x150 mm
				Średnica prętów	6 mm
				Typ zbrojenia	siatka
Typ 2	5 cm	Grubość warstwy	100 mm	Wielkość oczka	150x150 mm
				Średnica prętów	6 mm
				Typ zbrojenia	siatka
Typ 3	5 cm	Grubość warstwy	150 mm	Wielkość oczka	150x150 mm
				Średnica prętów	6 mm
				Typ zbrojenia	siatka



**Tabela 10. Obudowa ostateczna – strop i ociosy (opracowanie własne)**  
**Table 10. Final housing - ceiling and ribs (own elaboration)**

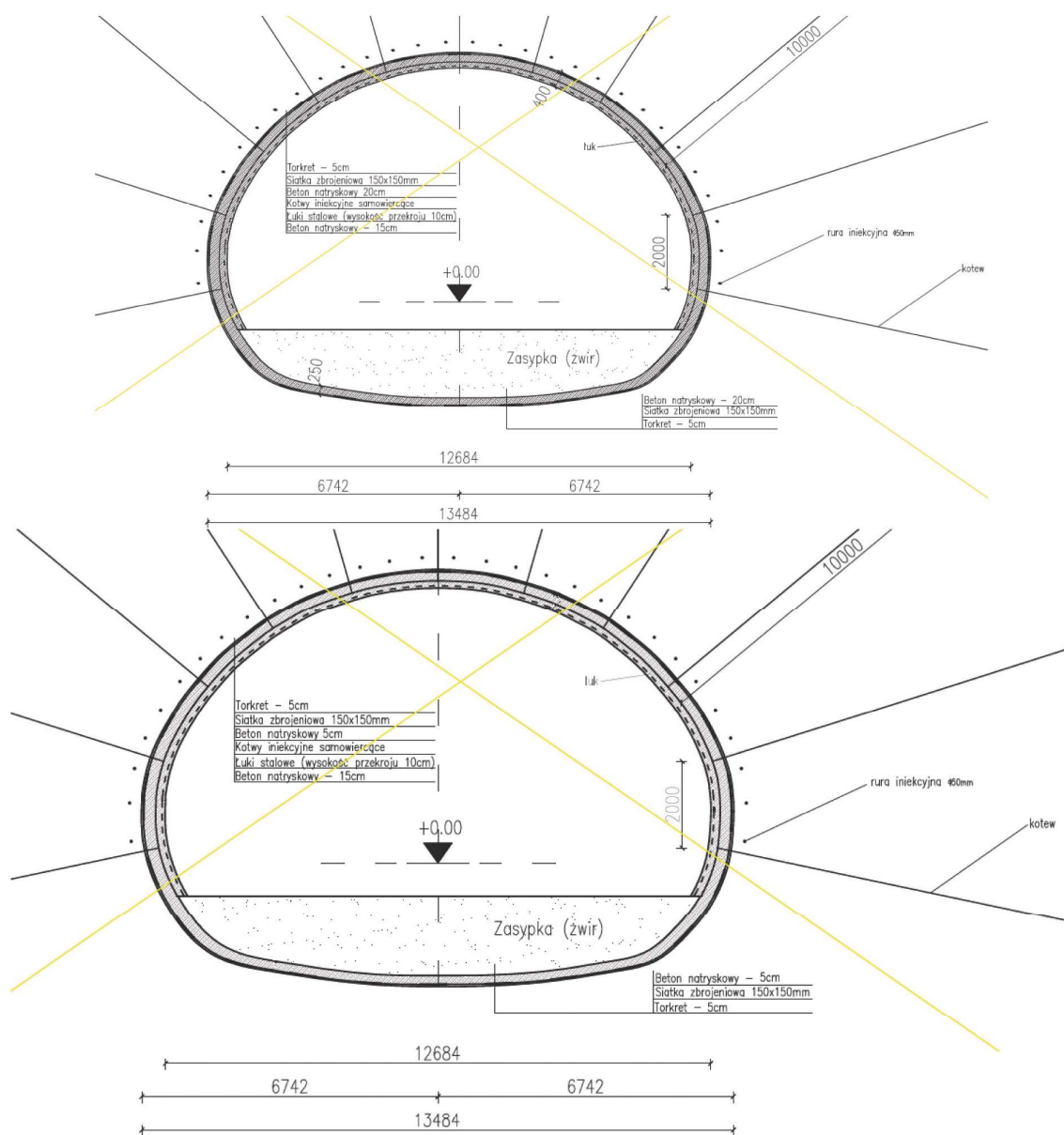
Typ obudowy	Grubość warstw z betonu natryskowego [mm]		
	całkowita	obudowa wstępna	obudowa ostateczna
Typ 1	200	50	150
Typ 2	250	100	150
Typ 3	300	150	150

Jak wynika z powyższej tabeli, we wszystkich przekrojach na trasie tunelu, obudowa ostateczna w formie warstwy betonu natryskowego ma grubość 150 mm. Wyjątek stanowią miejsca, w których zamontowane są łuki stalowe (co 1 m), będące częścią obudowy wstępnej. Ze względu na to, że wysokość profilu łuku V wynosi 100 mm, pokrycie betonem

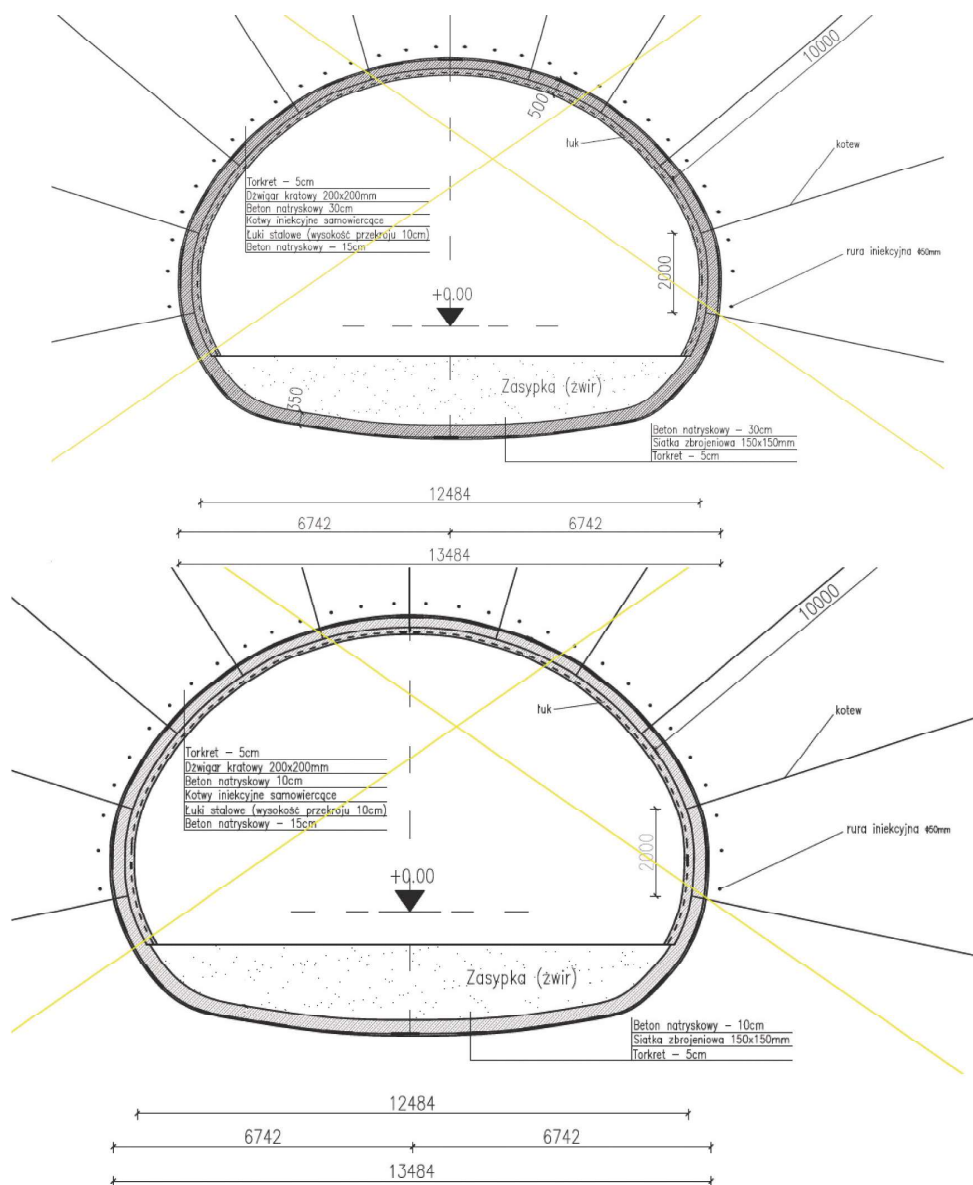
natryskowym odrzwi obudowy wynosi 50 mm, stanowiąc zarazem dobrą ochronę powierzchni stalowych przed korozją.

Ze względu na to, że na pewnych odcinkach wyrobiska miał miejsce wypływ wody o natężeniu sięgającym maksymalnie 20 dm<sup>3</sup>/s, możliwe jest zastosowanie folii uszczelniającej na kontakcie obudowa wstępna – obudowa ostateczna.

### Schematy obudowy



**Rys. 3. Schemat obudowy tunelu, przekrój poprzeczny – Typ I (opracowanie własne)**  
**Fig. 3. Housing of the tunnel, cross-section - Type I (own elaboration)**



Rys. 4. Schemat obudowy tunelu, przekrój poprzeczny – Typ II (opracowanie własne)

Fig. 4. Housing of the tunnel, cross-section - Type II (own elaboration)

Rys. 5. Schemat obudowy tunelu, przekrój poprzeczny – Typ III (opracowanie własne)

Fig. 5. Housing of the tunnel, cross-section - Type III (own elaboration)

**Tabela 11. Zestawienie zastosowanych typów obudowy (opracowanie własne )**  
**Table 11. List of used types of housing (own elaboration )**

DOPRASTAV				
Rodzaj zabezpieczenia	Typ obudowy			
	1	2	3	4
Beton natryskowy	180 mm	200 mm	250 mm	300 mm
Dźwigar kratowy	70/20/30	70/20/30	95/20/30	95/20/30
Siatki stalowe	1 x 6/150/150	1 x 6/150/150	2 x 6/150/150	2 x 6/150/150
Kotwy wklejane	4 m	4 m	4 m	4 m
Kotwy samowierzące	-	6 m	6 m	6 m
AUTORKA ARTYKUŁU				
Rodzaj zabezpieczenia	Typ obudowy			
	1	2	3	
Torkret	50 mm	50 mm	50 mm	
Beton natryskowy	200 mm	250 mm	300 mm	
Zbrojenie betonu natryskowego	Siatka zbrojeniowa: 6/150/150	Dźwigar kratowy: 12/200/200	Dźwigar kratowy: 12/150/150	
Kotwy iniekcyjne samowierzące	10 m	10 m	10 m	
Łuki stalowe	1 m - rozstaw	1 m - rozstaw	1 m - rozstaw	

## Porównanie dobranej obudowy z obudową firmy Doprastav

Różnice pomiędzy obudową dobraną przez firmę Doprastav a obudową opisaną w niniejszym artykule zostały przedstawione w tabeli 11. Różnica dotyczy przede wszystkim długości kotew samowierzących. W projekcie obudowy przedstawionym w artykule zaprojektowano również dodatkowe zabezpieczenie w postaci warstwy torkretu o grubości 5 cm nanoszonej na czoło przodka w przypadku skrajnie słabego masywu skalnego uniemożliwiającego utrzymanie czoła przodka podczas drążenia. Ponadto w skład obudowy wstępnej wchodziły stalowe łuki ograniczające deformacje.

W związku z powyższym stwierdzić można, że dobrana w artykule obudowa być może mogłaby stanowić bezpieczniejsze rozwiązanie konstrukcyjne, bez konieczności zmiany koncepcji w trakcie wykonywania obudowy. Artykuł nie zawiera jednak opracowania analizy kosztów wykonania obudowy, a zadaniem firmy Doprastav było wykonanie zarówno bezpiecznej, jak i ekonomicznej obudowy tunelu.

## 8. Wnioski

Z przeprowadzonej powyżej analizy wynikają następujące wnioski:

1. Drążenie tuneli we fliszu karpackim odbywa się w bardzo zmiennych warunkach geotechnicznych i geologicznych. Możliwość przewidywania i oceny warunków podczas drążenia jest utrudniona, a momentami wręcz niemożliwa. Z uwagi na to, że masyw fliszowy znajduje się w postaci rozkruszonej i zniszczonej, niezwykle trudno jest określić własności skał.
2. Problematiczną kwestią stanowiła obudowa wstępna, której wykonanie wymagało bieżącej i dokładnej weryfikacji założeń projektowych wraz z postępem dobowym. Skomplikowany charakter fliszu karpackiego niekorzystnie wpływał na współpracę masywu skalnego z obudową wstępną. Charakterystyczna budowa fliszu karpackiego piaszczowców przewarstwionych cienkimi warstwami słabego łupku ilastego jest niekorzystna, ponieważ powoduje poślizg warstw i ukierunkowanie przemieszczeń. Dlatego przy projektowaniu obudowy tunelu należy uwzględnić

niejednorodność masywu skalnego oraz stopień nachylenia warstw w stosunku do osi projektowanego tunelu, gdyż ma to istotny wpływ na wielkość oraz charakter przemieszczeń konturu wyrobiska.

3. Doświadczenia, jakie uzyskano w trakcie drążenia tunelu w Lalikach wskazują, że realizacja budowli podziemnej w warunkach fliszu karpackiego wymaga szczegółowych badań właściwości geologiczno-inżynierskich oraz mechanicznych w trakcie drążenia. Badania te należy wykonywać na bieżąco wraz z postępem dobowym celem weryfikacji założeń.

## Literatura

- BLAJER M., MAJCHERCZYK T., NIEDBALSKI Z., PILECKI Z., PILECKA E., PSZONKA J. 2012 - Wpływ warunków geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych na dobór parametrów obudowy wstępnej tunelu drogowego w Lalikach, „Gospodarka Surowcami Mineralnymi”, t. 28, z. 1, s. 103-124.
- DZIEWAŃSKI J., PILECKI Z., SROCYŃSKI W. 2001 - Zagadnienia badań geologiczno-inżynierskich w projektowaniu tuneli komunikacyjnych w utworach fliszu karpackiego – na przykładzie tunelu w Lalikach, Polska Akademia Nauk, Wyd. Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN, Kraków.
- FURTAK K., KĘDRACKI M. 2005 - Podstawy budowy tuneli, Podręcznik dla studentów wyższych szkół technicznych, Wyd. Politechnika Krakowska, Kraków.
- MAJCHERCZYK T., MAŁKOWSKI P., NIEDBALSKI Z. 2009 - Analiza warunków geotechnicznych w otoczeniu tunelu drogowego w Lalikach, „Górnictwo i Geoinżynieria”, z. 3/1, s. 235-255.
- MAŁOLEPSZY J. 2004 - Materiały Budowlane. Podstawy technologii i metody badań, wyd. AGH, Kraków.
- BIENIAWSKI Z. T. 1989 - Engineering Rock Mass Classification, John Wiley & Sons, Canada, 1989.
- PN-EN ISO 14689-1 -:2003. Badania geotechniczne: Oznaczanie i klasyfikowanie skał. Cz. 1.
- PN-G-05600 - 1998. Podziemne wyrobiska korytarzowe i komorowe. Obudowa powłokowa. Zasady projektowania i obliczeń statycznych.
- TAJDUŚ A., CAŁA M., TAJDUŚ K. 2012 - Geomechanika w budownictwie podziemnym. Projektowanie i budowa tuneli. Kraków, Wyd. AG2.
- Budowa najdłuższego tunelu w Polsce metodą górnictwem odkrywkową - górotwór elementem konstrukcji nośnej tunelu, Nowoczesne Budownictwo Inżynierskie, nr 4, 2008, s. 10-13.**

- MAJCHERCZYK T., PILECKI Z., NIEBALSKI Z., PILECKA E., BLAJER M., PSZONKA J. 2012 - Wpływ warunków geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych na dobór parametrów obudowy wstępnej tunelu drogowego w Lalikach, *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, t. 28, z. 1, s. 103-124.
- BESTYŃSKI Z., THIEL K., ZABUSKI L. 1989 - Geotechniczne klasyfikacje masywów fliszowych. *Rozprawy Hydrotechniczne*, 52, Gdańsk, IBW PAN 1989, s. 143-163.
- NIEBALSKI, Z., MAŁKOWSKI, P., MAJCHERCZYK, T. 2018 - Application of the NATM method in the road tunneling works in difficult geological conditions – The Carpathian flysch. *Tunnelling and Underground Space Technology*, no 1.

Artykuł wpłynął do redakcji – marzec 2019

Artykuł akceptowano do druku – czerwiec 2019