

# TUNEL ČEBRAŤ – TECHNICKÉ RIEŠENIE A SKÚSENOSTI Z RAZENIA TUNELA

## ČEBRAŤ TUNNEL – TECHNICAL SOLUTION AND EXPERIENCE FROM TUNNEL EXCAVATION

PETER ČULÍK, ZDENĚK MLÝNEK

### ABSTRAKT

Príspevok popisuje technické riešenie tunela Čebrať, skúsenosti s razením tunela s relatívne vysokým nadloží a riešením sanácie núdzového zálivu. V závere je uvedené zhodnotenie zmeny trasy diaľnice po vyrazení tunela. Problematika potreby zmeny trasy diaľnice vplynula z extrémne náročných geologických a hydrogeologických pomerov v pôvodnej trase diaľnice.

### ABSTRACT

The paper describes the technical solution for the Čebrať tunnel, the experience of driving a tunnel under a relatively high overburden and the solution for the rehabilitation of the emergency lay-by. The evaluation of the change of the motorway alignment after the construction of the tunnel is presented in the conclusion. The issue of the need to change the motorway alignment resulted from the extremely demanding geological and hydrogeological conditions on the original motorway alignment.

### 1. ZÁKLADNÉ INFORMÁCIE

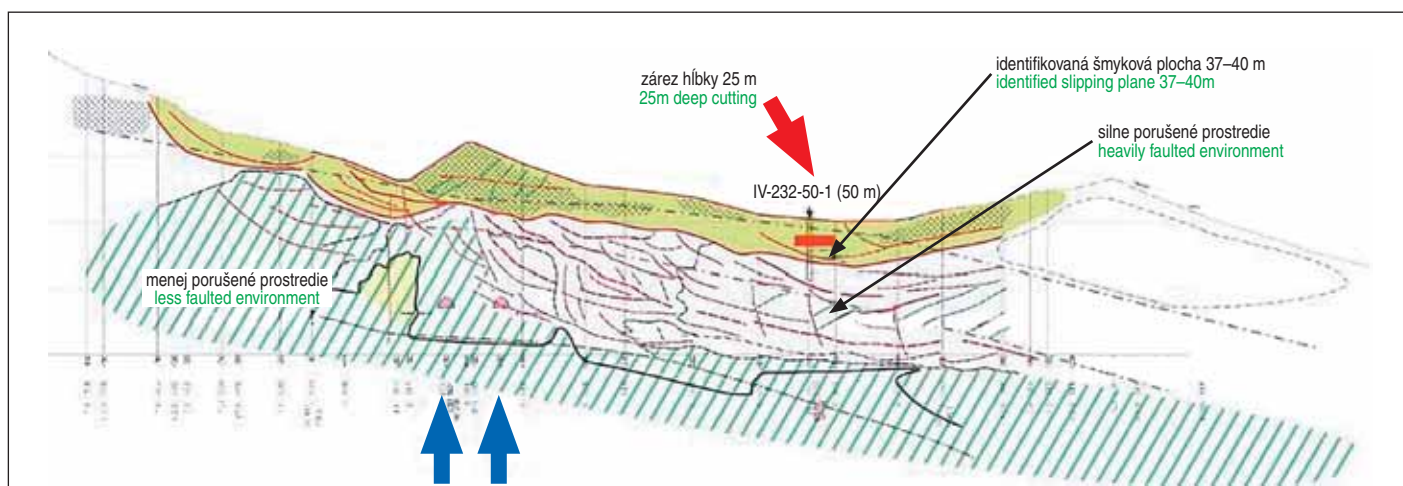
Nový diaľničný tunel Čebrať je súčasťou úseku diaľnice D1 Hubová – Ivachnová, ktorý nadväzuje na pripravovaný úsek D1 Turany – Hubová na západnej strane a pripája sa na prevádzkovaný úsek D1 pri odpočívadle Ivachnová na východnej strane. V súčasnosti je celá doprava vedená po ceste I/18, ktorá svojou kapacitou, technickými parametrami a stavom v niektorých úsekoch súčasnému dopravnému zaťaženiu cesty nevyhovuje, navyše prechádza intravilánom mesta Ružomberok. Tunel Čebrať je navrhnutý ako diaľničný dvojúrovňový tunel kategórie 2T-7,5/100 dĺžky 3,6 km.

Realizáciu predmetného úseku zabezpečuje združenie Čebrať, vedúcim združenia je spoločnosť OHLA ŽS, a.s. a druhým členom je spoločnosť VÁHOSTAV – SK, a. s. Objednávateľom diela je Národná diaľničná spoločnosť, a. s. Projektovanie celého diaľničného úseku rieši projektové združenie DOPRAVOPROJEKT a. s. a GEOCONSULT, spol. s r. o. Projektantom stavebného objektu razeného tunela je Basler & Hofmann Slovakia s. r. o.

### 1. BASIC INFORMATION

The new Čebrať motorway tunnel is part of the D1 Hubová – Ivachnová motorway section, which connects to the planned D1 Turany – Hubová section on the west side and connects to the operating D1 section at the Ivachnová rest area on the east side. Currently, all traffic runs along the I/18 road, which due to its capacity, technical parameters and condition in some sections does not meet the requirements of the current traffic load on the road, moreover, it passes through the Ružomberok inner city. The Čebrať tunnel is designed as a category 2T-7.5/100 double-tube structure with a length of 3.6 km.

The construction of the section in question is ensured by the Čebrať consortium; the company of OHLA ŽS, a.s. is the consortium leader and the second member is the company of VÁHOSTAV – SK, a. s. The work client is Národná diaľničná spoločnosť, a. s. (National Highway Company). The design of the entire motorway section is provided by the DOPRAVOPROJEKT a. s. and the design consortium of GEOCONSULT, spol.s r.o. Basler&Hofmann Slovakia s.r.o. is the designer of the mined tunnel construction.



Obr. 1 Tunely v úseku novej trasy s vyznačeným zosuvným územím interpretovaným z geofyzikálneho merania  
Fig. 1 Tunnels on the new alignment with landslide area, interpreted from geophysical measurements

## 2. ZMENA TRASY DIALNICE

Problematika potreby zmeny trasy diaľnice, ktorá vyplynula z extrémne náročných geologických a hydrogeologických pomerov v pôvodnej trase diaľnice, bola publikovaná v časopise Tunel 04/2019 [1], kde na základe doplňujúceho inžinierskogeologického a hydrogeologického prieskumu (IGHP) bolo potrebné pôvodnú trasu z úseku rozsiahleho zosuvného územia odkloniť do svahu pohoria, resp. do stabilného horninového prostredia (obr. 1), čím sa pôvodný tunel predĺžil na dĺžku 3,6 km [2]. Pre posúdenie horninového prostredia z hľadiska vhodnosti vedenia novej trasy, boli vypracované doplňujúce štúdie na základe geofyzikálnych meraní.

## 3. PROJEKTOVÁ PRÍPRAVA POČAS VÝSTAVBY

Rozsah prijatých zmien z dôvodu zmeny trasy si vyžiadalo nové hodnotenie vplyvu stavby na životné prostredie (EIA), ktoré bolo ukončené vydaním záverečného stanoviska. Následne prebiehal proces územného a stavebného konania. Realizácia stavby bola v tomto úseku na určitú dobu pozastavená.

Na základe vydaného územného rozhodnutia a vyhodnotenia doplňujúceho IGHP bolo rozhodnuté realizovať raziť tunela ako geologickú úlohu (v stupni dokumentácia pre realizáciu stavby) [3] od východného portálu so začiatkom raziť v júli 2018. Stavebné povolenie bolo vydané v apríli 2021, následne bolo možné pristúpiť k realizácii západného portálu pre raziť a s možnosťou raziť tunela od západu. Projektová dokumentácia v stupni pre realizáciu stavby (DRS) [4] bola vypracovaná a schválená v roku 2021.

## 4. OKRAJOVÉ PODMIENKY PRE RAZENIE

Raziť mohlo prebiehať len z jednej strany a to zo strany východného portálu, dovrchne cca 500 m a ďalej viac ako 3 000 m tunela úpadne. Krátky úsek od západného portálu sarazil dovrchne.

Na základe požiadaviek správy o hodnotení vplyvov na životné prostredie bolo potrebné počas raziť monitorovať vodné zdroje, ktoré sú v relatívnej blízkosti trasy, a prijímať opatrenia na zníženie prítokov horninovej vody do tunela tak, aby nebola významne znížená výdatnosť vodných zdrojov.

## 5. PREDPOKLADANÉ INŽINIERSKOGEOLOGICKÉ POMERY V TRASE TUNELA NA ZÁKLADE PRIESKUMU

Charakteristickými horninami predmetného horninového masívu sú slienité vápence, slieňovce, bridlice, siltovce a ílovce s veľkým počtom poruchových zlomov. Najvýraznejšie tektonické deformácie sa predpokladali najmä pozdĺž hlavných tektonických línii vo forme silnej brekciácie a prevrášnenia vrstevnatosti (obr. 2).

## 2. MOTORWAY ALIGNMENT CHANGE

The issue of the need to change the motorway alignment, which resulted from extremely demanding geological and hydrogeological conditions on the original alignment of the motorway, was published in the Tunel journal 04/2019 [1], where, based on a supplementary engineering geological and hydrogeological survey (EGHS), it was necessary to divert the original alignment from a section of an extensive landslide area into the mountain range slope, i.e. into a stable rock environment (Fig. 1). As a result, the original tunnel length increased by 3.6km [2]. In order to assess the rock environment from the point of view of the suitability of the new alignment, additional studies based on geophysical measurements were developed.

## 3. DESIGN PREPARATION DURING CONSTRUCTION

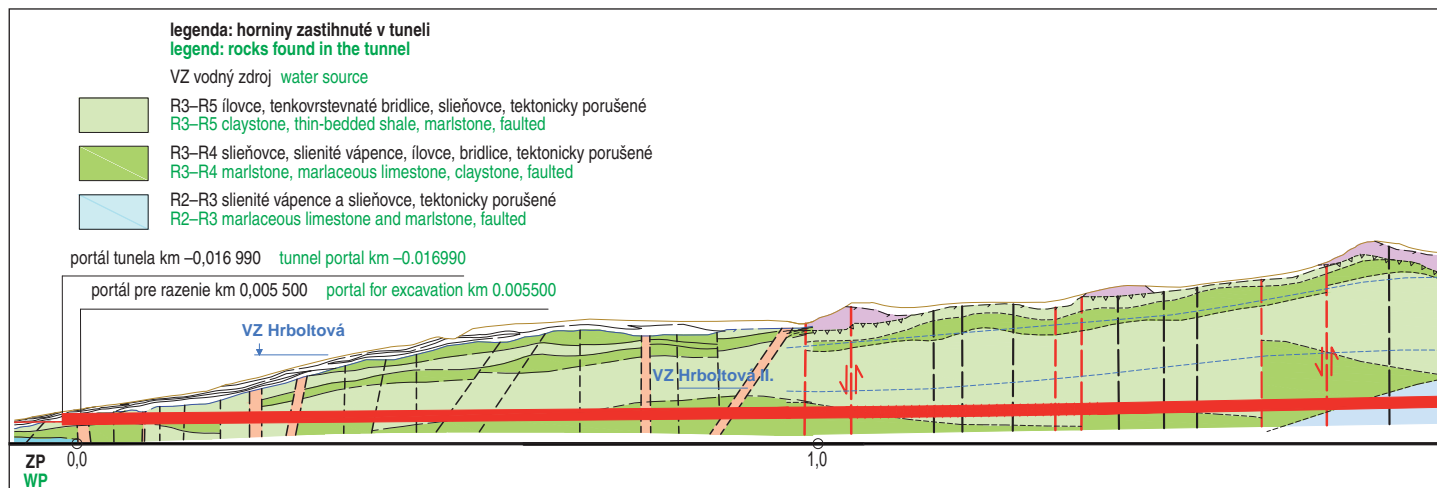
The extent of the adopted changes due to the alignment change required a new Environmental Impact Assessment (EIA), which was concluded with the issuance of a final opinion. Subsequently, the zoning and construction process took place. Construction was temporarily suspended for a certain time in this section.

On the basis of the issued zoning and planning permission and the evaluation of the supplementary EGHS, it was decided to carry out the tunnel excavation as a geological task (at the stage of documentation for construction work – the final design) [3] from the eastern portal with the start of excavation in July 2018. The building permit was issued in April 2021, subsequently it was possible to proceed with the work on the western portal for excavation purposes and with the possibility of excavating the tunnel from the west. The design documentation at the construction stage (final design) [4] was developed and approved in 2021.

## 4. BOUNDARY CONDITIONS FOR TUNNEL EXCAVATION

Excavation could only proceed from one side, namely from the eastern portal, uphill ca 500m and further downhill for more than 3.000m.

Based on the administration's requirements to carry out the environmental impact assessment, it was necessary to monitor water sources that are relatively close to the route during the excavation, and to take measures to reduce the flow of groundwater into the tunnel so that the yield of water sources was not significantly reduced.



Obr. 2 Pozdĺžny inžinierskogeologický profil tunela

Fig. 2 Longitudinal engineering geological tunnel profile

Hydrogeologické pomery v trase tunela závisia od cirkulácie vôd, kde dôležitú úlohu zohráva tektonika a hustá sieť puklín viazaná na zóny tektonického porušenia. Podľa klasifikácie priepustnosti hornín ide o porušené až zdravé horninové prostredie slieňitých vápencov, ílovcov s polohami pieskocov ako slabo priepustné až veľmi slabo priepustné prostredie s triedou priepustnosti VI až VII. Porušené až silno tektonicky porušené súvrstvie ílovcov, brekcií, vápencov a slieňitých vápencov tvorí mierne priepustné prostredie s triedou priepustnosti IV až VI. Prítoky vody sa predpokladali hlavne v miestach tektonických porúch a v úseku od západného portálu tunela.

## 6. TECHNICKÉ RIEŠENIE TUNELA

Tunel Čebrať je navrhnutý ako diaľničný dvojrúrový tunel kategórie 2T-7,5/100 s jednosmernou prevádzkou s návrhovou rýchlosťou 100 km/h. Tunelové rúry dĺžky 3687 m pravá tunelová rúra (PTR) a 3663 m ľavá tunelová rúra (LTR) sú vedené v pozdĺžnom sklone +0,88 %, +2,00 %, -1,10 %.

Východný portál tunela, ktorého stavebná jama bola vybudovaná v rámci pôvodného projektu a boli z nej vyrazené úvodné metre tunela v pôvodnej trase, zostal nezmenený. Smerom na západný portál proti smeru staničenia sa trasa tunela odklonila severne, aby sa vyhla zosuvnému územiu. Súčasne sa priaznivo zmenila aj niveleta nového úseku trasy a tunela, čím sa znížilo celkové prevýšenie trasy.

V každej tunelovej rúre sú navrhnuté maximálne po 750 m štyri jednostranné núdzové zálivy dĺžky 50 m vybavené vodiacim tlmičom nárazu. Tunelové rúry sú prepojené z jednostranných zálivov prejazdými priečnymi prepojeniami pre obslužné a záchranné vozidlá a v úseku normálneho profilu tunela medzi zálivmi sú tunelové rúry prepojené priechodnými priečnymi prepojeniami po max. 250 m pre možnosť úniku osôb do druhej tunelovej rúry. V priechodných prepojeniach budú zároveň vybudované technologické priestory. V obidvoch tunelových rúrach sú navrhnuté štyri typy výklenkov, čistiaci výklenok rubovej drenáže, združený výklenok (SOS kabína a šachta čistenia drenáže), združený výklenok (hydrant požiarneho vodovodu + šachta čistenia drenáže) a požiarne výklenky (výklenok pre hydrant, výklenok vzdušníka, požiarne vodovod (PV), výklenok sekčného uzáveru PV a výklenok redukčného ventilu PV.

Konštrukcia razených častí tunela (obr. 3) je tvorená dvojvrstvom ostením, dĺžka razeného tunela je 3 612,5 m (LTR) a 3 634,4 m (PTR). Vetrание tunela je navrhnuté pozdĺžne s ventilátormi zavesenými vo dvojiciach pod klenbou.

Primárne ostenie je tvorené kombináciou striekaného betónu, výstužných sietí, priehradových oceľových nosníkov, kotiev a predháňanej výstroje – ihly, kotvy čelby, mikropilotové (MP) dáždniky. Vystrojenie primárneho ostenia závisí od vystrojovacej triedy, ktorá

## 5. ENGINEERING GEOLOGICAL CONDITIONS IN THE TUNNEL ROUTE ANTICIPATED ON THE BASIS OF SURVEY

The characteristic rock types of the rock massif in question are marlaceous limestone, marlstone, shale, siltstone and claystone with a large number of faults. The most significant fault deformations were assumed especially along the main fault lines in the form of strong brecciation and refolding of the bedding (Fig. 2).

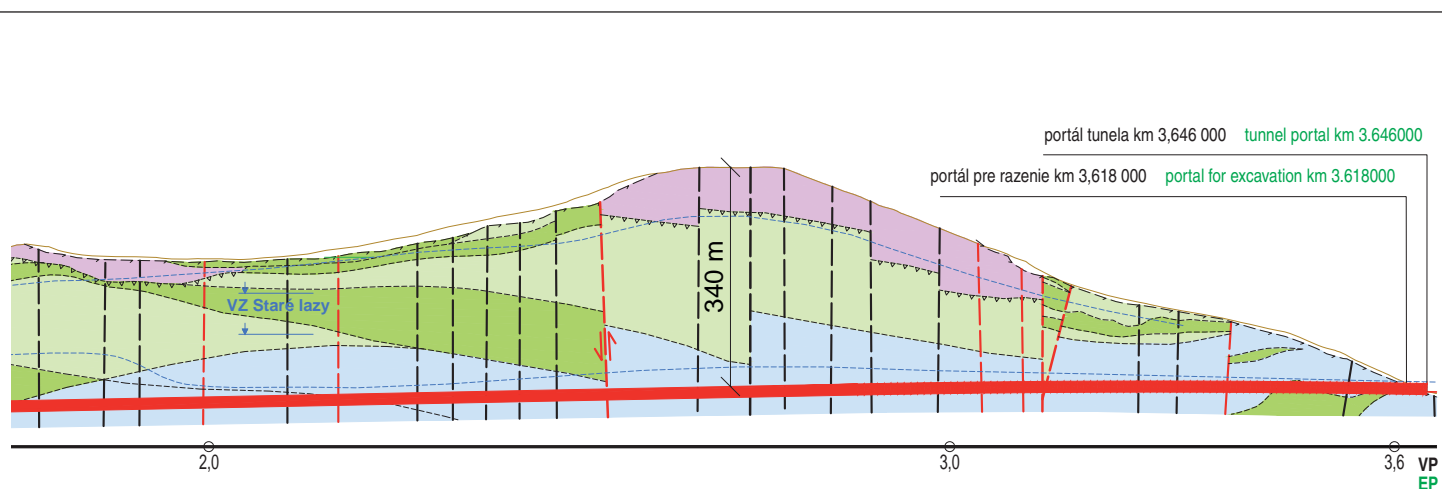
Hydrogeological conditions on the tunnel alignment depend on water circulation, where faulting and a dense network of fissures bound to faulting zones play an important role. According to the rock permeability classification, it is a faulted to fresh rock environment of marlaceous limestones, claystones with sandstone layers, weakly permeable to very weakly permeable environment with permeability class VI to VII. Faulted to heavily faulted formation of claystones, breccias, limestones and marlaceous limestones form a moderately permeable environment with permeability class IV to VI. Water inflows were assumed mainly in places of faults and in the section from the western portal of the tunnel on.

## 6. TECHNICAL SOLUTION FOR THE TUNNEL

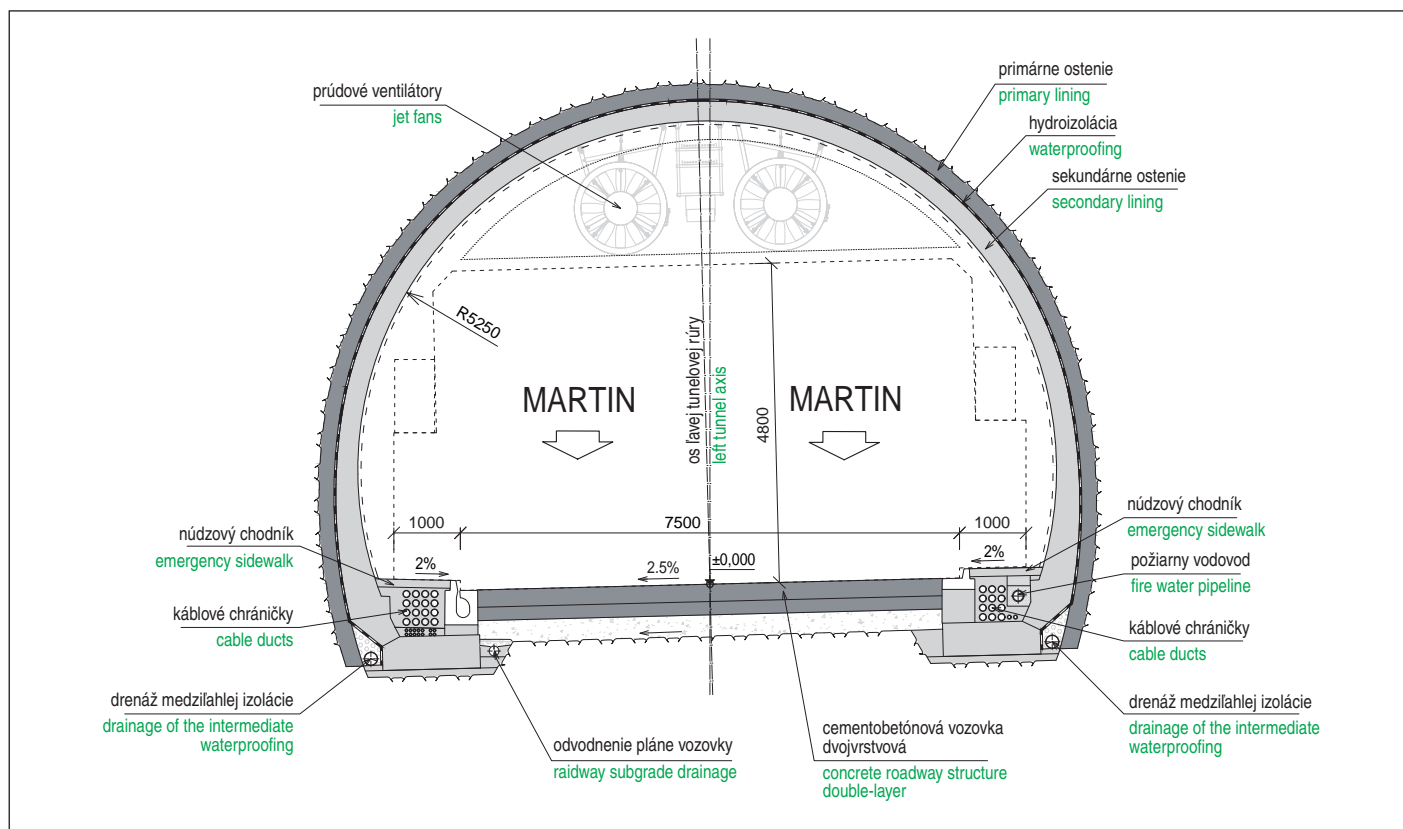
The Čebrať tunnel is designed as a 2T-7.5/100 category double-tube motorway tunnel structure with unidirectional traffic flow, with a design speed of 100km/h. The 3.687m long right-hand tunnel tube (RTT) and 3,663m long left-hand tunnel tube (LTT) are on a longitudinal gradient of +0.88%/ +2.00%, -1.10%.

The eastern portal of the tunnel, the construction pit for which was built as part of the original design and from which the initial metres of the tunnel were driven on the original alignment, remained unchanged. Towards the western portal, against the direction of the chainage, the alignment of the tunnel deviated north to bypass the landslide area. At the same time, the alignment of the new section of the route and the tunnel also changed favourably, which reduced the overall difference in the elevation of the route.

Four 50m long, one-sided emergency lay-bys with a length of 50m, equipped with a guiding impact absorber, carried out at maximum intervals of 750m, are designed for each tunnel tube. The tunnel tubes are connected by cross passages passable for service and emergency vehicles from the one-sided bays, and, in the section with the normal tunnel profile, the tunnel tubes are connected between the bays by cross passages at maximum intervals of 250m for the possibility of people escaping to the second tunnel tube. At the same time, service spaces will be built in cross passages passable for persons. Four types of niches are







Obr. 3 Priečný rez tunela – ľavá tunelová rúra  
Fig. 3 Tunnel cross-section – left-hand tunnel tube

bola navrhnutá na základe predpokladaných geologických a hydrogeologických podmienok.

Sekundárne ostenie je navrhnuté z monolitického železobetónu. Minimálna hrúbka sekundárneho ostenia je 300 mm. Sekundárne ostenie bude zhotovené po blokoch so základnou dĺžkou bloku 12,5 m. Ochrana proti podzemnej vode bude zabezpečená otvoreným systémom plošnej fóliovej hydroizolácie.

Odvodnenie horninovej vody je navrhnuté bočnými priebežnými drenážami s čistiacimi výklenkami. Stredové odvodnenie tunela bolo vzhľadom na minimálne prítoky do tunela zrušené, čo je z hľadiska nere realizácie šácht vo vozovke lepšie riešenie pre dopravu a prevádzku tunela. Odvodnenie vozovky je navrhnuté štrbinovými žlabmi, ktoré sú na portáloch zaústnené do kanalizácie diaľnice. V chodníkoch v tuneli šírky 1,0 m sú uložené káblové trasy technologického vybavenia tunela a požiarň vodovod. Vozovka je navrhnutá z cementobetónového krytu po celej dĺžke tunela.

## 7. REALIZÁCIA RAZENIA, ZASTIHNUTÉ INŽINIERSKOGEOLOGICKÉ POMERY

Razenie tunela prebiehalo cyklickým spôsobom s horizontálnym členením výrubu na kalotu, stupeň a dno, resp. spodnú klenbu, podľa zásad Novej rakúskej tunelovacej metódy (obr. 4), v horninovom prostredí s nadložíom do 340 m.

Pre predpokladané typy horninového prostredia boli navrhnuté vystrojovacie triedy (VT). Reálne nasadenie VT počas razenia a ich modifikácia prebiehala na základe skutočne zastihnutých geologických podmienok a výsledkov merania deformácií.

Na zabezpečenie ochrany vodných zdrojov a potreby zníženia prítokov do tunela boli navrhnuté tesniace cementové a chemické injektáže horninového prostredia v okolí výrubu ako predstihové a dodatočné. Vzhľadom na zastihnuté slabo priepustné až veľmi slabo priepustné horninové prostredie sa tesniace injektáže realizovali len lokálne v malom rozsahu.

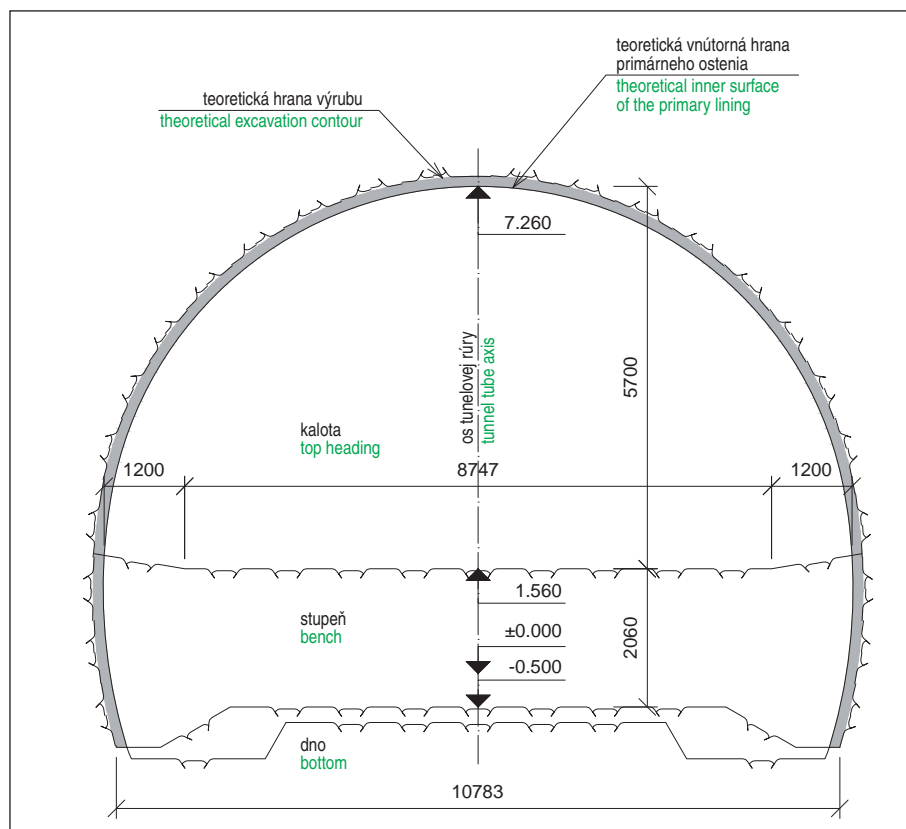
designed for both tunnel tubes, a niche for cleaning the reverse-side drainage, a combined niche (SOS call niche and drainage cleaning manhole), a combined niche (fire main hydrant niche + drainage cleaning manhole) and fire protection niches fire water (a hydrant niche, air relieve valve niche, fire main sectional valve niche and the recess of the fire main pressure-reducing valve).

The structure of the mined parts of the tunnel (Fig. 3) consists of a double-shell lining; the length of the mined tunnel is 3,612.5m (LTT) and 3,634.4m (RTT). Longitudinal ventilation with fans suspended in pairs from the vault is designed for the tunnel.

The primary lining consists of a combination of shotcrete, reinforcing mesh, steel lattice girders, anchors and forepoling – spiles, face anchors, canopy tube pre-support. The primary lining design depends on the excavation support class, which was designed on the basis of the assumed geological and hydrogeological conditions.

Monolithic reinforced concrete is designed for the secondary lining. The secondary lining is 300mm thick as a minimum. The secondary lining will be carried out in blocks with a basic block length of 12.5m. Protection against groundwater will be ensured by an open waterproofing membrane system.

Drainage of groundwater is designed with continuous side drains with manholes. The central drainage of the tunnel was omitted due to the minimal inflows into the tunnel, which is a better solution for transport and tunnel operation from the point of view of omitting shafts in the carriageway. Slotted drains opening at portals into the motorway drainage system are designed for draining the carriageway. Cable runs for the technical equipment and service facilities and the water main are placed into the 1.0m wide walkways in the tunnel. Cement concrete cover is designed for the carriageway along the entire length of the tunnel.



Obr. 4 Priečný rez tunela – členenie výrubu a geometria primárneho ostenia  
Fig. 4 Tunnel cross-section – excavation sequence and geometry of primary lining

Razenie prebiehalo proti smeru staničenia od východného portálu – nultý tunelometer (Tm) dovrchne cca 500 m, ďalej úpadne na celej dĺžke tunela, až na malý úsek razenia od západného portálu, čo bolo náročné z hľadiska zabezpečovania vetrania, prečerpávania technologickej a horninovej vody, vyvážania rúbaniny a prepravy materiálu. Úpadné razenie umožnili relatívne dobré inžiniersko-geologické pomery (IG) a hydrogeologické pomery (HG) s minimálnymi prítokmi horninovej vody.

Razenie je možné zhodnotiť z hľadiska IG podmienok a realizovaných vystrojovacích tried v rámci charakteristických úsekov nasledovne:

#### A. úsek 0–1 900 Tm, nadložie H = do 340 m

V úseku bolo zastihnuté striedanie prevažne slienitých vápencov s polohami slieňovcov, pevnosti R2 až R3, masív bol tektonicky porušený s kalcitovou výplňou puklín, vrstvy zaklinené, prevažne bez prítokov horninovej vody, len lokálne puklinová voda v minimálnych množstvách.

Razenie prebiehalo v horninovom prostredí (obr. 5) priaznivom pre razenie vo vystrojovacej triede VT4/2. Výlomové práce sa realizovali vrtno-trhacími prácami. Konvergenčné profily vykazovali ustálené deformácie do 20 mm, čelba bola stabilná. Dosahovaný postup razenia bol v priemere dva cykly za deň, t.j. cca 120–130 m/mes. v každej tunelovej rúre.



Obr. 5 Čelba kaloty v slienitých vápencoch  
Fig. 5 Top heading excavation face in marlaceous limestone

## 7. TUNNEL EXCAVATION, ENGINEERING GEOLOGICAL CONDITIONS ENCOUNTERED

The tunnel was excavated in a cyclic way with the top heading, bench and bottom or invert sequence, according to the principles of the New Austrian Tunnelling Method (Fig. 4), in rock environment with overburden up to 340m high (Fig. 4).

Excavation support classes were proposed for the assumed types of rock environment. The actual application of the classes during excavation and their modification was carried out on the basis of the actually encountered geological conditions and the results of deformation measurements.

In order to ensure the protection of water resources and the necessity to reduce inflows into the tunnel, sealing, cement and chemical grouting of the rock environment around the excavation was proposed as a preliminary and supplementary measure. Due to the weakly permeable to very weakly permeable rock environment encountered, sealing grouting was only used locally on a small scale.

The tunnel excavation proceeded from the eastern portal (zero chainage) against the direction of chainage, uphill for ca 500m, then downhill over the entire length of the tunnel, except for a small section of excavation from the western portal, which was challenging in terms of ensuring ventilation, re-pumping of water and groundwater, and transport of muck and materials. The downhill excavation was possible owing to relatively good engineering geological and hydrogeological conditions with minimal inflows of groundwater.

The excavation can be assessed from the point of view of engineering geological conditions and the excavation support classes applied within the characteristic excavated sections as follows:

VT4/2 – záber 2,2 m, striekaný betón C 20/25 hr. 150 mm s jednou vrstvou KARI siete Ø 6/150 x Ø 6/150 mm pri vonkajšom povrchu, priehradový nosník a kotvy swellex dĺžky 4 m.

Z dôvodu ochrany výdatnosti vodného zdroja Staré Lazy a úpadného razenia bolo potrebné lokálne realizovať tesniace injektáže na zníženie prítokov horninovej vody do tunela. Injektáže boli realizované injektážnymi vrtmi z kaloty a zo stupňa ako predstihová a dodatočná injektáž cementová a chemická. Materiál z výrubu tunela sa využíval na budovanie telesa diaľnice.

#### **B. úsek 1 900–2 900 Tm, nadložie H = 200–115 m**

V úseku bolo zastihnuté striedanie prevažne sivých slieňovcov a slienitých vápencov, tektonicky porušených, pevnosti R3 (R4), diskontinuity vyplnené prevažne tektonickým ílom, brekciovitá výplň, bez prítokov vody.

Razenie v predmetnom horninovom prostredí s premenlivou porušenosťou horninového masívu sa realizovalo vo vstrojovacej triede VT5/1. Výlomové práce sa realizovali vrtno-trhacími prácami. Deformácie vykazovali hodnoty v priemere do cca 30–40 mm.

VT5/1 – záber 1,7 m, striekaný betón C 20/25 hr. 200 mm s dvomi vrstvami KARI siete Ø 6/150 x Ø 6/150 mm, priehradový nosník a kotvy swellex dĺžky 4 m, samozávrtné ihly IBO sa realizovali minimálne.

#### **C. úsek 2 900–3 560 Tm, nadložie H = 115–25 m**

V sledovanom úseku boli dokumentované slieňovce a slienité vápence tektonicky porušené, pevnosti R3 až R4 a slienité tenkovrstevnaté bridlice a ílovce, silno tektonicky porušené, hladké plochy vrstevnatosti, zvrásnené, pevnosti R4 až R5, čelba dočasne stabilná, suchá, resp. zavlhnutá. Predmetné horninové prostredie s premenlivou štruktúrnou stavbou a značnou porušenosťou horninového masívu vykazovalo znížené geotechnické parametre, bolo potrebné realizovať razenie s vstrojovacími triedami VT6/1 a VT7/0 s realizovaním ihiel IBO R32 a R51 dĺžky 6 m každý druhý záber, čo spoľahlivo zabezpečovalo stabilitu čelby. Nebolo potrebné realizovať kotvenie čelby. Deformácie klenby kaloty až na lokálne úseky sa pohybovali v priemere do 50 mm.

VT6/1 – záber 1,3 m, striekaný betón C 25/30 hr. 250 mm s dvomi vrstvami KARI siete Ø 8/150 x Ø 8/150 mm, priehradový nosník a kotvy IBO dĺžky 4,6 m, ihly IBO R32 dĺžky 6 m každý druhý záber, stabilizácia čelby striekaným betónom, kotvy čelby v prípade potreby.

VT7/0 – záber 1,0 m, striekaný betón C 25/30 hr. 300 mm s dvomi vrstvami KARI siete Ø 8/150 x Ø 8/150 mm, priehradový nosník a kotvy IBO dĺžky 6 m, ihly IBO R51 dĺžky 6 m každý druhý záber, stabilizácia čelby striekaným betónom, kotvy čelby v prípade potreby.

#### **D. úsek 3 560–3 605 Tm, nadložie H = do 25 m, kvartér zasahujúci do kaloty, úsek 3 605–3 632 Tm, kvartér zasahujúci do kaloty – razenie zo ZP dovrhne**

V sledovanom úseku boli dokumentované horniny mezozoika, ktoré sú zastúpené silne tektonicky porušenými a zvetranými horninami slieňovcov až ílovcov (R5). V hornej časti čelby sú kvartérne zeminny zastúpené kamenito-ílovitou suťou a ílovitými zeminami, pevnej konzistencie, strednej plasticity, s minimálnymi priesakmi horninovej vody.

V predmetnom horninovom prostredí, kde kvartér zasahuje do profilu kaloty (obr. 6) a sklon rozhrania je smerom k portálu, bolo potrebné realizovať razenie pod zabezpečeným MP dáždnikom s kotvením čelby sklolaminátovými kotvami.

VT7 MP – záber 1,0 m, striekaný betón C 25/30 hrúbky 300 mm s dvomi vrstvami KARI siete Ø 8/150 x Ø 8/150 mm, priehradový nosník a kotvy IBO dĺžky 6 m, ihly IBO R51 dĺžky 6 m každý druhý záber, stabilizácia čelby striekaným betónom a kotvením.

#### **A Section chainage 0–1.900 Tm, overburden H = up to 340m**

An alternation of predominantly marlaceous limestones with marlstone interbeds, strength R2 to R3, was encountered in the section. The massif was faulted with calcite filling of fissures, layers are wedged, mostly without inflows of groundwater, only locally fissure water in minimal amounts.

The excavation proceeded in a ground environment (Fig. 5) favourable for excavation in the excavation support class VT4/2. Rock was broken by drill and blast. Convergence profiles showed stable deformations up to 20mm, the excavation face was stable. The average excavation rate of two cycles per day, i.e. ca 120–130m/month was achieved in each tunnel tube.

Excavation support class VT4/2 – excavation round 2.2m long, C 20/25 shotcrete 150mm thick with one layer of KARI mesh Ø 6/150 x Ø 6/150mm at the outer surface, a lattice girder and Swellex anchors 4m long.

Due to the protection of the Staré Lazy water source yield and the downhill driving of the tunnel, it was locally necessary to carry out sealing grouting to reduce the inflow of groundwater into the tunnel. Grouting was carried out through grouting boreholes from the top heading and from the bench as a pre-grouting operation and supplementary cement and chemical grouting. The muck was used to build the motorway embankments.

#### **B section chainage 1.900–2.900 Tm, overburden H = 200–115m**

Alternation of predominantly gray marlstone and marlaceous limestone, faulted, R3 (R4) strength, discontinuities filled predominantly with tectonic clay, brecciated fill, without water inflows was encountered in the section.

Tunnel excavation in the ground environment in question with variable fracturing of the rock massif was carried out in excavation support class VT5/1. Rock was broken by drill and blast. The average deformation values reached up to ca 30–40mm.

Excavation support class VT5/1 –excavation round 1.7m long, C 20/25 shotcrete 200mm thick with two layers of KARI mesh Ø 6/150 x Ø 6/150mm, a lattice girder and Swellex anchors 4m long, self-drilling IBO spiles were used minimally.

#### **C. section chainage 2.900–3.560 Tm, overburden H = 115–25m**

In the monitored section, faulted marlstone and marlaceous limestones, strength R3 to R4, and marlaceous thin-layered shale and claystone, heavily faulted, smooth bedding planes, folded, strength R4 to R5, temporarily stable, dry or damp. The ground environment, with its variable structural structure and significant fracturing of the rock massif in question, showed reduced geotechnical parameters, it was necessary to excavate the tunnel applying support classes VT6/1 and VT7/0 with the installation of 6m long IBO R32 and R51 spiles in every other excavation round, which reliably ensured the stability of the excavation face. Anchoring of the face was not necessary. The top heading vault deformation values varied, with the exception of local sections, up to 50mm on average.

Excavation support class VT6/1 –excavation round 1.3m long, C 25/30 shotcrete 250mm thick with two layers of KARI mesh Ø 8/150 x Ø 8/150mm, a lattice girder and IBO anchors 4.6m long, IBO R32 spiles every other excavation round, stabilisation of excavation face with shotcrete, anchors into the face if necessary.

Excavation support class VT7/0 – excavation round 1.0 m long, C 25/30 shotcrete 300mm thick with two layers of KARI mesh Ø 8/150 x Ø 8/150mm, a lattice girder and IBO anchors 6m long, IBO R51 spiles 6m long every other excavation round, stabilisation of excavation face with shotcrete, anchors into the face if necessary.





Obr. 6 Čelba kaloty v úseku od západného portálu s kvartérom zasahujúcim do razeného profilu

Fig. 6 Top heading excavation face in the section from western portal on with the Quaternary extending into the mined profile

Prerazenie v pravej tunelovej rúre sa realizovalo 27 m od ZP tunela (obr. 7) vo VT7 MP, kde kvartér zasahoval do profilu tunela. Vzhľadom na IG podmienky bolo potrebné okrem zabezpečenia výrubu kaloty MP dáždnikom zabezpečiť stabilitu kaloty kotvením čelby.

#### Vetracie vrty

Vzhľadom na harmonogram prác bolo potrebné začať realizovať betonáže sekundárneho ostenia od východného portálu ešte pred vyrazením tunela, čo si vyžadovalo odstránenie lutne pre prívod vzduchu od portálu. Aby bolo možné pokračovať v úpadnicovom razení od VP, bolo navrhnuté a realizované vetranie pomocou vetracích vrtov z povrchu terénu pre každú tunelovú rúru. Vzdialenosť vetracích vrtov od západného portálu pre razenie bolo cca 200 m, dĺžka 36 a 40 m, priemer vystrojenia vrtov  $\varnothing$  1,2 m. Pri návrhu vetracích vrtov bola určitá obava z prepojenia IG vrstiev a vytvorenia prítoku vody do tunela, čo sa ale nenaplnilo, nedošlo k prítokom vody do tunela prostredníctvom vrtov.

#### 8. RAZENIE A SANÁCIA NÚDZOVÉHO ZÁLIVU

Razenie núdzového zálivu NZ1 sa realizovalo v PTR v úseku C (Tm 2925–2975) pri nadloží H=110 m.



Obr. 7 Západný portál – prerazenie pravej tunelovej rúry

Fig. 7 Western portal – right-hand tunnel tube breakthrough

#### D. section chainage 3.560–3.605 Tm, overburden H = up to 25m, the Quaternary extending into top heading, section chainage 3.605–3.632 Tm, the Quaternary extending into top heading – uphill excavation from western portal.

Mesozoic rock types represented by heavily faulted and weathered marlstone to claystone (R5) were documented in the monitored section. In the upper part of the heading, Quaternary soils are represented by stone-clayey rubble and clayey soils with firm consistency, medium plasticity, with minimal seepage of groundwater.

In the rock environment in question, where the Quaternary extends into the top heading profile (Fig. 6) and the gradient of the interface is oriented towards the portal, it was necessary to excavate the tunnel under a canopy tube pre-support with anchoring of the face using glassfibre reinforced plastic anchors.

Excavation support class VT7 MP – excavation round 1.0 m long, C 25/30 shotcrete 300mm thick with two layers of KARI mesh  $\varnothing$  8/150 x  $\varnothing$  8/150mm, a lattice girder and IBO anchors 6m long, IBO R51 spiles 6m long every other excavation round, stabilisation of excavation face with shotcrete, anchors if necessary.

The breakthrough in the right-hand tube was carried out 27m from the western portal of the tunnel (Fig. 7) in VT7 MP excavation support class, where the Quaternary extended into the tunnel profile. It was necessary with respect to the engineering geological conditions to secure the stability of the top heading excavation, in addition to the canopy tube pre-support, by anchoring the excavation face.

#### Ventilation boreholes

Due to the work schedule, it was necessary to start concreting the secondary lining from the eastern portal even before the completion of the tunnel excavation, which required the removal of the ventilation duct supplying the air from the portal. In order to allow for the continuation of the inclined shaft excavation, ventilation through ventilation holes bored from the ground surface was designed and carried out by VP for each tunnel tube. The distance of the ventilation boreholes from the western portal for excavation was ca 200m, the length of 36m and 40m, the diameter of the borehole casing 1.2m. During the design of the ventilation boreholes, there was a certain concern about the connection of the engineering geological layers and the development of an inflow

of water into the tunnel, but this did not materialise. No inflows of water into the tunnel through the boreholes occurred.

#### 8. EXCAVATION AND REHABILITATION OF EMERGENCY LAY-BY

The emergency lay-by NZ1 was excavated in the RTT, section C (chainage Tm 2925–2975), under the overburden H=110m.

In the monitored section, faulted marlstones and marlaceous limestones were documented, strength R4 to R3, compressive strength values below 30MPa. In the fault zone in the upper part of the top heading, marlstone and marlaceous shale and claystone were documented, heavily

V sledovanom úseku boli dokumentované slieňovce a slienité vápence tektonicky porušené, pevnosti R4 až R3, hodnoty pevnosti v tlaku pod 30 MPa. V poruchovej zóne v hornej časti kaloty boli dokumentované slieňovce a slienité bridlice a ílovce, silno tektonicky porušené, hladké plochy vrstevnatosti, výplne zlomov tvoril tektonický íl, zvrásnené, pevnosti R4 až R5.

Razenie v normálnom profile tunela prešlo tesne pred zálivom z VT5/1 (bez spodnej klenby) na VT5/2 (so spodnou klenbou). Záliv sa začal raziť vo vstrojovacej triede NZ VT6/0. Po prvých metroch razenia kaloty zálivu bolo na geotechnickej porade tunela dohodnuté prejsť na vstrojovacu triedu NZ VT6/2 – zábery znížené na 1,0 m, rozšírená päta kaloty a stupňa. V priebehu razenia sa pristúpilo k realizácii dočasnej spodnej klenby kaloty. Výlomové práce sa realizovali vrtno-trhacími prácami hlavne v spodnej časti kaloty a mechanickým rozpojovaním horniny.

NZ VT6/2 – záber 1,0 m, striekaný betón C 25/30 hr. 250 mm s dvomi vrstvami KARI siete  $\varnothing$  8/150 x  $\varnothing$  8/150 mm, prihradový nosník a kotvy IBO dĺžky 6 m, ihly IBO R32 dĺžky 6 m každý druhý záber, rozšírená päta kaloty a stupňa, stabilizácia čelby striekaným betónom, predpokladané deformácie do 100 mm vrátane stavebnej tolerancie.

Po vyrazení zálivu v PTR pokračovalo razenie normálneho profilu za zálivom, následne s odstupom sa razil záliv v LTR a priečne prepojenie medzi zálivmi.

Počas razenia v zálive sa postupne inštalovali 4 konvergenčné profily KvP 2935 Tm, 2945 Tm, 2963 Tm, 2970 Tm. Merania deformácií na konvergenčných profiloch v úseku zálivu vykazovali postupný nárast deformácií, maximálne hodnoty po ustálení do 95 mm, pričom najväčšie deformácie boli na bočnej stene kaloty. Pre tieto merania bolo charakteristické dlhodobé ustalovanie deformácií.

V čase, keď už prebiehalo razenie profilu tunela za zálivom, vznikla v mieste KvP 2970 Tm pozdĺžna trhlinka v strope kaloty dĺžky 6 m a taktiež aj menšie bočné trhlinky pri priečnom prepojení.

Okamžite sa pristúpilo k sanácii. Sanácia sa realizovala na úseku 12 m – zosilnením primárneho ostenia – striekaný betón hrúbky 250 mm s dvomi vrstvami KARI siete  $\varnothing$  8/150 x  $\varnothing$  8/150 mm, prihradový nosník a kotvy IBO R 51 dĺžky 12 m. Taktiež došlo

faulted, smooth bedding planes, fractures filled with tectonic clay, folded, strength R4 to R5.

Excavation in the normal profile of the tunnel changed from VT5/1 (without invert) to VT5/2 (with invert) just before the lay-by. The excavation of the lay-by started in the excavation support class NZ VT6/0. After the initial metres of the lay-by top heading excavation, it was agreed at the tunnel geotechnical meeting to switch to the support class NZ VT6/2 – the excavation round lengths reduced to 1.0m, the abutment of the top heading and the bench widened. Rock was broken by drill and blast (mainly in the lower part of the top heading) and mechanically.

Excavation support class NZ VT6/2 – excavation round 1.0 m, C 25/30 shotcrete 250mm thick with two layers of KARI mesh  $\varnothing$  8/150 x  $\varnothing$  8/150mm, a lattice girder and IBO anchors 6m long, IBO R32 spiles 6m long every other excavation round, enlarged width of the abutment of the top heading and bench, stabilisation of excavation face with shotcrete, expected deformations up to 100mm, (including construction tolerance).

The excavation of the normal profile behind the lay-by continued after completion of the excavation of the lay-by in the RTT, then the lay-by in the LTT and the cross passages between the bays were excavated at a distance.

During excavation in the lay-by, 4 convergence profiles KvP 2935 Tm, 2945 Tm, 2963 Tm, 2970 Tm were gradually installed. Measurements of deformations on the convergence profiles in the lay-by section showed a gradual increase in deformation values, maximum values after stabilisation up to 95mm, with the largest deformations being on the side wall of the top heading. These measurements were characterised by long-term steadying of deformations.

At the time when the excavation of the tunnel profile behind the lay-by had already been completed, a 6 m long longitudinal crack developed in the top heading crown at the KvP 2970 Tm, as well as smaller lateral cracks at the cross passage.

Rehabilitation started immediately. The rehabilitation was performed in a 12m long section – by increasing the primary lining thickness – 250mm thick shotcrete with two layers of KARI mesh  $\varnothing$  8/150 x  $\varnothing$  8/150mm, a lattice girder and 12m long IBO R51 anchors. Stabilisation of smaller horizontal cracks at the interface between the top heading and bench by enlarging the thickness of the primary lining with re-anchoring.

At the same time, the development of deformations measured on the convergence profiles in the lay-by was reassessed. The deformations slowly increased and did not stabilise there due to the effect of the excavation of the lay-by in the NTT and the cross passage.

Based on this, rehabilitation was started in the entire lay-by section by re-anchoring the top heading vault using 12m long IBO R32 anchors, 8 pieces in the profile, spaced longitudinally at 2.0m.

After the rehabilitation of the crack and the remaining section of the lay-by by re-anchoring, the deformations stabilised.



Obr. 8 Sanácia NZ 1 – odstránenie primárneho ostenia v celom profile po záberoch  
Fig. 8 Rehabilitation NZ 1 – round-by-round removal of primary lining in the entire profile



k potrebe stabilizovať menšie horizontálne trhliny na styku kaloty a stupňa zosilnením primárneho ostenia s prekotvením.

Zároveň boli prehodnotené priebehy deformácií na konvergencných profiloch v zálive, kde aj vplyvom razenia zálivu v STR a priečného prepojenia prebiehalo pomalé narastanie deformácií a nedochádzalo k ustáleniu.

Na základe toho sa pristúpilo k sanácii v celom úseku zálivu, a to prekotvením klenby kaloty kotvami IBO R32 dĺžky 12 m, 8 ks v profile, raster v pozdĺžnom smere à 2,0 m.

Po sanácii trhliny a zvyšného úseku zálivu prekotvením sa deformácie ustálili.

Horninové prostredie s takto premenlivou štruktúrnou stavbou a poruchovou zónou v hornej časti kaloty vykazovalo znížené geotechnické parametre, hlavne pevnosti v tlaku a deformáčnej moduly pri relatívne vysokom nadloží 110 m. To malo vplyv spolu s postupom razenia na zvýšené zaťaženie na primárne ostenie, čo sa prejavilo veľkosťou a priebehom deformácií a poruchou v strope kaloty.

S určitým odstupom razenia od zálivu prebehlo zoskenovanie primárneho ostenia v zálive, vyhodnotenie deformácií a IG podmienok. Na základe toho bolo po dohode zhotoviteľa s projektantom a stavebným dozorom rozhodnuté pristúpiť k celkovej sanácii primárneho ostenia v zálive.

#### Sanácia primárneho ostenia núdzového zálivu (NZ č.1)

Sanácia vzhľadom na zameranie ostenia a opatrenia, ktoré tam boli realizované, bola navrhnutá ako kompletná výmena primárneho ostenia v celom úseku zálivu. Realizácia bola navrhnutá po záberoch v celom profile, t.j. kalota a stupeň (obr. 8).

#### Postup realizácie sanácie

1. Búranie VT6/2 NZ a zväčšenie profilu na geometriu VT7 NZ po záberoch 1,0 m v celom profile. Prvý otvárací záber bol 1,5 m, aby sa vytvoril priestor pre napojenie vonkajšej výstuže a priestor pre búranie. Búranie bolo potrebné realizovať šetrne tak, aby sa čo najmenej znehodnotili zabudované kotvy.
2. Následné zabudovanie nového primárneho ostenia podľa VT7 NZ s úpravami:
  - záber 1,0 m, striekaný betón C 20/25 hrúbky 300 mm s dvomi vrstvami sietí Ø 8/150 x Ø 8/150 mm, priehradový nosník;
  - nové kotvy sa nerealizujú – pôvodné kotvy realizované v rámci zabezpečenia stability zálivu z titulu neustálených konvergencií sú súčasťou nového vystrojenia primárneho ostenia – bolo len potrebné skrátiť hlavy kotiev tak, aby nepresahovali obrys primárneho ostenia, pričom boli zakotvené v novom primárnom ostení;
  - ihly nie je potrebné realizovať vzhľadom na hustotu už zrealizovaných ihliel, len v prípade potreby zaistenia otvoreného záberu realizovať ihly IBO dĺžky 3 m;
  - spodná klenba primáru zostáva pôvodná, zrealizovaná v rámci VT6/2 NZ.

Sanácia ako kompletná výmena primárneho ostenia prebehla úspešne (ukončené v 03.2023).

Počas realizácie bola dokumentovaná poruchová zóna v klenbe kaloty tiahnúca sa pozdĺžne v osi tunela.

#### Geotechnický monitoring

Reprofiláciou došlo k odstráneniu konvergencných profilov (KvP) VJ 2935, 2945, 2963 a 2970 a hneď po realizácii nového primáru boli osadené KvP v tých istých miestach, ako boli pôvodné t. j. v Tm 2935, 2945, 2963 a 2970.

Merania preukázali ustálenie deformácií, s tým že po dokončení prác v celom núdzovom zálive sa zrealizuje kontrolné premeranie.

The ground environment with such a variable structural properties and the fault zone in the upper part of the top heading showed reduced geotechnical parameters, mainly compressive strength and modules of deformation of a relatively high overburden of 110m. This, along with the excavation progressing, affected the increasing load acting on the primary lining, which fact was reflected in the magnitude and course of the deformations and the fracture in the top heading crown.

At a certain distance from the lay-by excavation, scanning of the primary lining in the lay-by, evaluation of deformations and engineering geological conditions took place. Based on this, after the concluding the agreement between the contractor, the designer and the resident engineer, it was decided to proceed with the overall rehabilitation of the primary lining in the lay-by.

#### Rehabilitation of the primary lining of the emergency lay-by (NZ No.1)

Due to the geodetic survey of the lining and the measures carried out there, the rehabilitation was designed as a complete replacement of the primary lining in the entire lay-by section. The top heading and bench excavation was designed for the entire profile, round-by-round (Fig. 8).

#### Rehabilitation procedure

1. Demolition VT6/2 NZ and profile enlargement to VT7 NZ geometry, excavation rounds 1.0m in the entire profile. The first 1.5m long initial excavation round was designed to create space for connecting the external concrete reinforcement and for a space for demolition. Demolition has to be carried out carefully so that the already installed anchors are degraded as little as possible.
2. Subsequent installation of a new primary lining according to VT7 NZ with modifications:
  - excavation round 1.0m long, C 20/25 shotcrete 300mm thick with two layers of KARI mesh Ø 8/150 x Ø 8/150mm, a lattice girder;
  - new anchors are not installed – the original anchors installed as part of securing the stability of the lay-by due to unstabilised convergences are part of the new primary lining – it was only necessary to shorten the anchor heads so that they do not exceed the contour of the primary lining, while they are anchored in the new primary lining;
  - spiles do not need to be installed with respect to the spacing of the already installed spiles, only in the case of the need an unsupported excavation round, 3m long IBO spiles will be installed;
  - the original invert of the primary lining carried out within the framework of VT6/2 NZ remains in place.

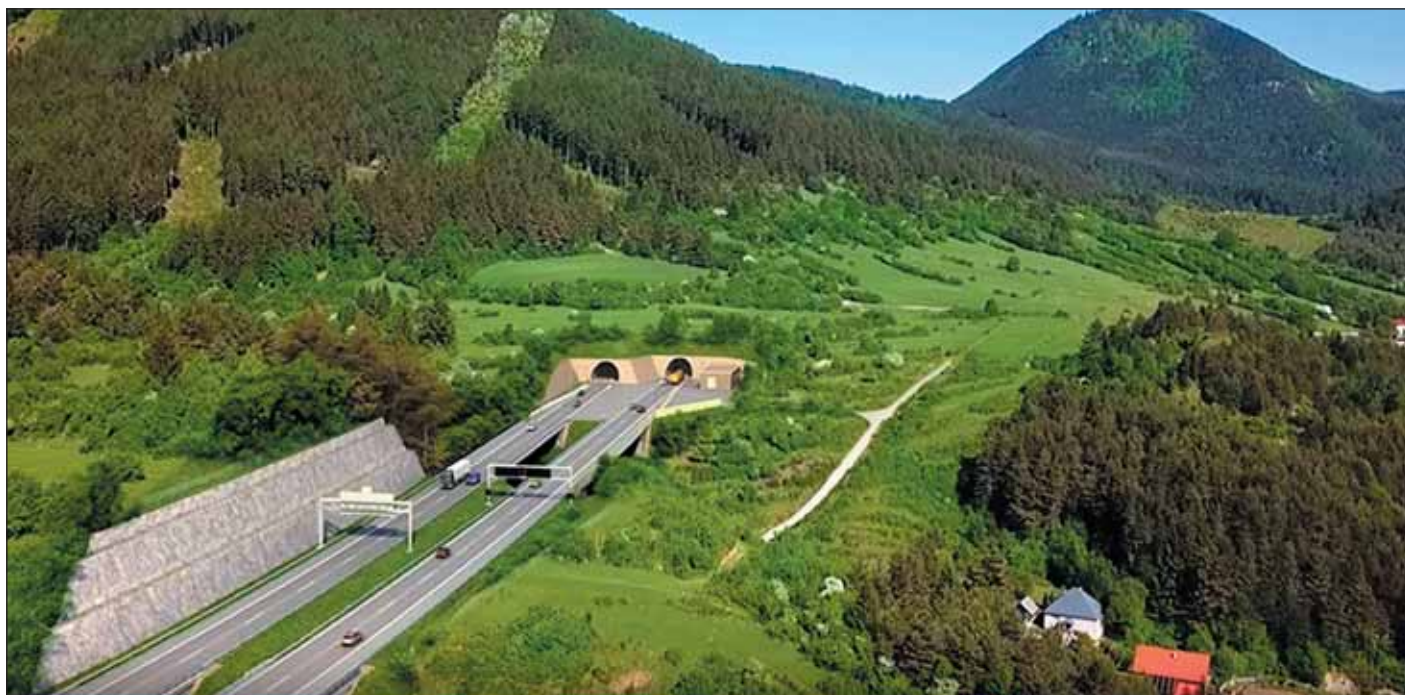
The rehabilitation as a complete replacement of the primary lining was successful (completed in March 2023).

A fault zone in the top heading arch extending longitudinally along the tunnel axis was documented during the work.

#### Geotechnical monitoring

The reprofiling resulted in the removal of convergence profiles (KvP) of VJ 2935, 2945, 2963 and 2970, and immediately after the installation of the new primary lining, convergence profiles were installed in the same places as they were installed originally, i.e. at chainages Tm 2935, 2945, 2963 and 2970.

The measurements showed stabilisation of the deformations; a check measurement will be carried out after the completion of the work in the entire emergency lay-by.



zdroj NDS source National Motorway Society

Obr. 9 Vizualizácia trasy – úsek západného portálu tunela  
Fig. 9 Route visualisation – section with a western tunnel portal

## 9. ZÁVER

Záverom je možné konštatovať, že samotné razenie tunela prebiehalo úspešne, bez závažných problémov.

Pravá (južná) tunelová rúra bola prerazená v novembri 2022, ľavá (severná) tunelová rúra vo februári 2023.

Skúsenosti z razenia tunela potvrdzujú dôležitosť citlivo vyhodnocovať meniace sa IG podmienky počas razenia a vzhľadom na ostatné súvislosti prijímať odborné adekvátne opatrenia. To je možné len pri aktívnom a odbornom prístupe všetkých zúčastnených strán, hlavne dobrou spoluprácou s projektantom.

Na základe poznatkov z vyrazenia oboch tunelových rúr na úseku zmenenej trasy diaľnice je možné konštatovať, že odklonenie trasy a s tým súvisiaca realizácia dlhšieho tunela bolo správne rozhodnutie.

V prospech zmeny trasy hovorí hlavne skutočnosť, že trasa vrátane tunela je vedená v stabilnom horninovom prostredí a vodné zdroje neboli razením tunela ovplyvnené. Realizuje sa technické riešenie v optimalizovanej trase (obr. 9), ktoré bude mať priaznivý dopad na zvýšenie bezpečnosti dopravy, zníženie zaťaženia okolia emisiami a hlukom z prevádzky a tým zlepšenie životného prostredia pre obyvateľov Ružomberka a okolia.

Ing. PETER ČULÍK, CulikP@ohla-zs.sk,  
Ing. ZDENĚK MLÝNEK, MlynekZ@ohla-zs.cz,  
OHLA ŽS, a.s.

Recenzoval *Reviewed:* Ing. Ján Kušnir

## 9. CONCLUSION

In conclusion, it can be stated that the tunnel excavation itself was successful, without serious problems.

The southern tunnel tube was broken through in November 2022, the northern tunnel tube in February 2023.

Experience from tunnel excavation confirms the importance of sensitively assessing the changing engineering geological conditions during excavation and taking adequate professional measures in view of other contexts. This is only possible with an active and professional approach of all parties involved, especially good collaboration with the designer.

On the basis of findings from the excavation of both tunnel tubes in the section of the changed motorway route, it is possible to conclude that the route diversion and the related construction of a longer tunnel was the right decision.

The fact that the route, including the tunnel, runs in a stable ground environment and the water sources were not affected by the tunnel excavation speaks in favour of the change. The technical solution is being applied to an optimised route (Fig. 9), which will have a positive impact on increasing traffic safety, reducing environmental pollution with emissions and noise generated by operations, and thus improving the environment for the residents of Ružomberok and the surrounding area.

Ing. PETER ČULÍK, CulikP@ohla-zs.sk,  
Ing. ZDENĚK MLÝNEK, MlynekZ@ohla-zs.cz,  
OHLA ŽS, a.s.

## LITERATURA / REFERENCES

- [1] ČULÍK, P., JUST, T. Tunel Čebrať na zmenenej trase diaľnice D1 Hubová – Ivachnová. *Tunel*, 2019, roč. 28, č. 4.
- [2] *Zmena trasy D1 Hubová – Ivachnová*. Technická štúdia, Basler&Hofmann Slovakia s.r.o., 2015.
- [3] *Geologická úloha – Razenie prieskumného diela*. Basler&Hofmann Slovakia s.r.o., 2018.
- [4] *Projektová dokumentácia SO 401-00-06 Razený tunel*. DRS, Basler&Hofmann Slovakia s.r.o., 2021
- [5] *Skúsenosti z realizácie razenia tunela*. Geotechnické porady, geotechnický monitoring.