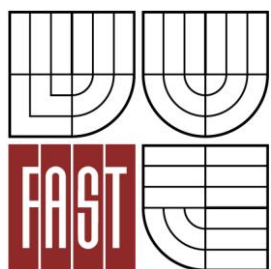




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



**FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY**

**FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS**

REKONSTRUKCE ŽELEZNIČNÍHO TUNELU

RECONSTRUCTION OF THE RAILWAY TUNNEL

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. JIŘÍ NEKL

VEDOUcí PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.

BRNO 2013



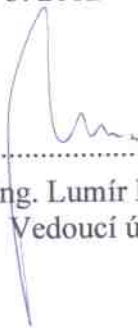
VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor 3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště Ústav geotechniky


ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant Bc. Jiří Nekl
Název Rekonstrukce železničního tunelu
Vedoucí diplomové práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Datum zadání diplomové práce 31. 3. 2012
Datum odevzdání diplomové práce 11. 1. 2013

V Brně dne 31. 3. 2012


.....
doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu




.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Budou předány vedoucím diplomové práce zvlášť.

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

Na železniční trati Olomouc - Opava-východ je nutné rekonstruovat starý železniční tunel. Předmětem diplomové práce je návrh této rekonstrukce

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná část VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



.....
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Tato diplomová práce řeší rekonstrukci Domašovského železničního tunelu na traťovém úseku Olomouc – Krnov. Dokumentuje stav současné konstrukce, geotechnické podmínky lokality, uvádí možná řešení rekonstrukce. Samotný návrh je ověřen statickým výpočtem, a doplněn technickou zprávou a výkresovou dokumentací.

KLÍČOVÁ SLOVA

tunel, rekonstrukce, železniční tunel, hřebíkování, mikropilotový deštník, stříkaný beton, ostění, stříkaná hydroizolace

ABSTRACT

The diploma thesis engages in the reconstruction of railway tunnel Domasovsky that is situated at the track section Olomouc – Krnov. It illustrates the current state of the construction and the geotechnical conditons of the area of interest, it also presents the potencial solutions. The design is verified by stuructural analysis, the design documentation and technical report are also enclosed.

KEYWORDS

tunnel reconstruction, railway tunnel, soil nails, canopy tube pre-support, shotcrete, tunnel lining, sprayed waterproofing

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

NEKL, Jiří. *Rekonstrukce železničního tunelu*. Brno, 2012. 135 s., 42 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc..

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 25.12.2012



.....

Bc. Jiří Nekl
autor

PODĚKOVÁNÍ

Na tomto místě bych rád vyjádřil poděkování vedoucímu této diplomové práce, doc. Ing. Vladislavu Horákovi, CSc., za čas věnovaný odborným konzultacím, za cenné rady i poskytnuté materiály. Neméně významný dík patří firmě Amberg Engineering Brno a.s., jmenovitě panu Ing. Vlastimilu Horákovi, za poskytnutí potřebných podkladů a hodnotných informací k řešenému tunelu, bez kterých by tato práce nemohla vzniknout.

Jedinečné poděkování patří mojí rodině za psychickou i materiální podporu, kterou provázela celá má studia i můj dosavadní život.

OBSAH

1 ÚVOD	- 12 -
2 HLAVNÍ CHARAKTERISTIKA OBJEKTU	- 14 -
2.1 ZÁKLADNÍ A IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	- 14 -
2.2 HISTORIE OBJEKTU	- 14 -
2.3 STAVEBNĚ TECHNICKÉ PARAMETRY OBJEKTU	- 15 -
2.4 PROVEDENÉ PRŮZKUMNÉ PRÁCE	- 17 -
2.5 ZHODNOCENÍ SOUČASNÉHO TECHNICKÉHO STAVU OBJEKTU.....	- 18 -
3 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ, HYDROGEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY .	- 21 -
3.1 PŘEHLED PŘÍRODNÍCH POMĚRŮ.....	- 21 -
3.2 PROVEDENÉ PRŮZKUMNÉ PRÁCE A DOSAVADNÍ PROZKOUMANOST	- 23 -
3.3 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY	- 25 -
3.4 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	- 26 -
3.5 GEOTECHNICKÉ POMĚRY	- 26 -
3.6 ZÁVĚR IG, HG A GTN ZHODNOCENÍ LOKALITY	- 31 -
4 VŠEOBECNÉ ZÁSADY ŘEŠENÍ	- 33 -
4.1 NAVRHOVANÉ SANAČNÍ PRÁCE A POSTUPY	- 33 -
4.2 POŽADAVKY NA GEOMETRII NOVÉ TUNELOVÉ KONSTRUKCE	- 33 -
4.2.1 Příčný řez	- 33 -
4.2.2 Podélný řez	- 36 -
4.3 ZÁKLADNÍ POSTUPY REALIZACE NAVRŽENÝCH SANAČNÍCH PRACÍ	- 36 -
4.3.1 Rekonstrukce tunelu ve stavební jámě po odstranění nadloží	- 36 -
4.3.2 Rekonstrukce tunelu bez odstranění nadloží	- 38 -
4.3.3 Rekonstrukce tunelu kombinací první a druhé metody	- 39 -
4.3.4 Analýza využitelnosti jednotlivých metod rekonstrukce po délce tunelu.....	- 40 -
4.4 MOŽNÉ TECHNOLOGIE PRO OTEVŘENOU STAVEBNÍ JÁMU	- 41 -
4.4.1 Stavební jáma bez užití podpůrných prvků – svahovaná.....	- 41 -
4.4.2 Pažení stavební jámy záporovým, resp. mikrozáporovým pažením.....	- 42 -
4.4.3 Zajištění stěn kotevními prvky v kombinaci se stříkaným betonem	- 43 -
4.5 MOŽNÉ TUNELÁŘSKÉ TECHNOLOGIE – BEZ ODSTRANĚNÍ NADLOŽÍ	- 44 -
4.5.1 Nezajištěný (nepodepřený) výrub	- 45 -
4.5.2 Zajištění výrubu primárním ostěním.....	- 46 -
4.5.3 Pomocná opatření prováděná z prostoru tunelu	- 49 -
4.5.4 Pomocná opatření prováděná z povrchu terénu	- 52 -

4.6	SHRnutí A VOLBA TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ	- 54 -
4.6.1	Úsek rekonstruovaný v otevřené stavební jámě	- 54 -
4.6.2	Úsek rekonstruovaný tunelářským způsobem	- 55 -
4.6.3	Portály	- 55 -
4.6.4	Odvodnění tunelu	- 56 -
4.6.5	Navržený příčný řez	- 56 -
5	STATICKÝ VÝPOČET	- 58 -
5.1	POUŽITÝ VÝPOČETNÍ SOFTWARE.....	- 58 -
5.2	OBEČNÉ CHARAKTERISTIKY MODELŮ.....	- 58 -
5.2.1	Geometrie modelů.....	- 58 -
5.2.2	Materiálové charakteristiky.....	- 59 -
5.2.3	Stanovení vnějších nahodilých zatížení	- 61 -
5.2.4	Definování sítí konečných prvků a počátečních podmínek.....	- 62 -
5.3	ŘEŠENÍ ŘEZU I-I' (KM 26,750) MATEMATICKÝM MODELOVÁNÍM	- 62 -
5.3.1	Charakteristika řezu	- 62 -
5.3.2	Výpočtový model	- 63 -
5.3.3	Fáze výpočtu (výstavby)	- 64 -
5.3.4	Výstupy z výpočetního programu	- 64 -
5.4	ŘEŠENÍ ŘEZU II-II' (KM 26,785) MATEMATICKÝM MODELOVÁNÍM (MP DEŠTNÍK)	- 67 -
5.4.1	Charakteristika řezu	- 67 -
5.4.2	Výpočtový model	- 67 -
5.4.3	Fáze výpočtu (výstavby)	- 69 -
5.4.4	Výstupy z výpočetního programu	- 69 -
5.5	ŘEŠENÍ ŘEZU III-III' (KM 28,796) MATEMATICKÝM MODELOVÁNÍM (ÚSEK REKONSTRUOVANÝ V OTEVŘENÉ STAVEBNÍ JÁMĚ).....	- 72 -
5.5.1	Charakteristika řezu	- 72 -
5.5.2	Výpočtový model	- 72 -
5.5.3	Fáze výpočtu (výstavby)	- 73 -
5.5.4	Výstupy z výpočetního programu	- 74 -
5.6	POSOUZENÍ PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ ANALYTICKÝM VÝPOČTEM.....	- 77 -
5.6.1	Charakteristika posuzovaného průřezu a materiálů.....	- 77 -
5.6.2	Konstrukční uspořádání prvků – minimální a maximální plochy výztuže.....	- 78 -
5.6.3	Posouzení na účinky momentů a normálových sil	- 79 -
5.6.4	Posouzení na účinky posouvajících sil.....	- 86 -
5.7	POSOUZENÍ SEKUNDÁRNÍHO, RESP. HLAVNÍHO OSTĚNÍ U ČÁSTI PROVÁDĚNÉ V OTEVŘENÉ STAVEBNÍ JÁMĚ, ANALYTICKÝM VÝPOČTEM	- 87 -
5.7.1	Charakteristika posuzovaného průřezu a materiálů.....	- 87 -
5.7.2	Konstrukční uspořádání prvků – minimální a maximální plochy výztuže.....	- 88 -

5.7.3	Posouzení na účinky momentů a normálových sil	- 89 -
5.7.4	Posouzení na účinky posouvajících sil.....	- 93 -
5.8	POSOUZENÍ SVAHU NAD VÝJEZDOVÝM PORTÁLEM	- 93 -
5.8.1	Charakteristika posuzovaného místa	- 93 -
5.8.2	Výpočtový model	- 93 -
5.8.3	Fáze výpočtu (výstavby)	- 94 -
5.8.4	Výstupy z výpočetního programu	- 95 -
5.9	POSOUZENÍ BOČNÍCH SVAHŮ V HLOUBENÉ ČÁSTI TUNELU.....	- 97 -
5.9.1	Výstupy z výpočetního software.....	- 97 -
5.10	DEFORMACE	- 99 -
6	TECHNOLOGICKÝ POSTUP VÝSTAVBY	- 100 -
6.1	TUNELÁŘSKÝM ZPŮSOBEM	- 100 -
6.1.1	Práce v předstihu – mikropilotový deštník	- 100 -
6.1.2	Odstranění stávajícího ostění	- 101 -
6.1.3	Primární ostění	- 102 -
6.1.4	Hydroizolace.....	- 102 -
6.1.5	Sekundární ostění	- 103 -
6.2	V OTEVŘENÉ STAVEBNÍ JÁMĚ.....	- 105 -
6.2.1	Odtěžení nadloží a dočasné zajištění svahů	- 105 -
6.2.2	Odstranění stávajícího ostění	- 106 -
6.2.3	Betonáž ostění	- 107 -
6.2.4	Zpětný zásyp konstrukce	- 107 -
7	VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE	- 108 -
7.1	SITUACE (M 1:200)	- 109 -
7.2	PODÉLNÝ ŘEZ (M 1:200/50)	- 110 -
7.3	PŘÍČNÝ ŘEZ (M 1:50)	- 111 -
7.4	PŘÍČNÝ ŘEZ (M 1:50)	- 112 -
8	TECHNICKÁ ZPRÁVA	- 113 -
8.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE.....	- 113 -
8.2	VŠEOBECNÉ ÚDAJE	- 113 -
8.3	IG, HG A GTN POMĚRY LOKALITY	- 114 -
8.3.1	Inženýrskogeologické a geotechnické poměry	- 114 -
8.3.2	Hydrogeologické poměry	- 114 -
8.4	STAVEBNĚ-TECHNICKÉ ŘEŠENÍ.....	- 114 -
8.4.1	Příčný řez	- 114 -
8.4.2	Podélný řez	- 114 -

8.4.3	Záchranné výklenky	- 115 -
8.4.4	Služební chodník	- 115 -
8.4.5	Povrchová úprava ostění	- 115 -
8.4.6	Větrání tunelu	- 115 -
8.4.7	Požární bezpečnost	- 115 -
8.4.8	Bezpečnostní značení v tunelu	- 116 -
8.5	TECHNOLOGICKÝ POSTUP REKONSTRUKCE	- 116 -
8.5.1	Úvod	- 116 -
8.5.2	Práce v předstihu – mikropilotový deštník	- 116 -
8.5.3	Zajištění výrubu – primární ostění	- 117 -
8.5.4	Sekundární ostění	- 117 -
8.5.5	Hlavní ostění hloubených úseků	- 117 -
8.5.6	Hydroizolace.....	- 118 -
8.5.7	Odvodnění líce ostění	- 118 -
8.5.8	Odvodnění kolejiště.....	- 118 -
8.5.9	Zpětný zásyp hloubených úseků.....	- 118 -
8.6	STAVBOU DOTČENÉ POZEMKY A OBJEKTY.....	- 119 -
8.7	VLIV STAVBY NA ŽIVOTNÍ PROSTŘEDÍ.....	- 119 -
8.8	VÝLUKA NA TRATI	- 119 -
8.9	INŽENÝRSKÉ SÍTĚ A KOMUNIKACE	- 120 -
8.9.1	Přeložky inženýrských sítí	- 120 -
8.9.2	Komunikace dotčené stavbou	- 120 -
8.10	GEOTECHNICKÝ MONITORING	- 121 -
8.10.1	Monitoring v průběhu výstavby	- 121 -
8.10.2	Monitoring v hotové konstrukci.....	- 121 -
8.11	CHARAKTERISTIKA STAVENIŠTĚ	- 121 -
8.11.1	Zařízení staveniště	- 121 -
8.11.2	Doprava na staveništi, přeprava materiálu	- 121 -
8.11.3	Stávající zeleň	- 122 -
8.12	BEZPEČNOST PRÁCE A OCHRANA ZDRAVÍ NA STAVENIŠTI.....	- 122 -
9	ZÁVĚR	- 123 -
10	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	- 124 -
	SEZNAM ILUSTRACÍ.....	- 129 -
	SEZNAM TABULEK.....	- 132 -
	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	- 133 -
	SEZNAM PŘÍLOH	- 135 -

1 ÚVOD

S rozvojem železniční dopravní infrastruktury v 19. století přišla i potřeba výstavby nových železničních tunelů. Pro geografické umístění uprostřed evropského kontinentu, bylo i území současného Českého státu dotčeno tímto fenoménem. Z období 19. a počátku 20. století se tedy v České republice nachází více než stovka, převážně jednokolejných, železničních tunelů, vybudovaných klasickými metodami podle tehdejších možností, přičemž většině z nich nebyla v průběhu minulých let věnována dostatečná péče. To je také příčinou v současnosti mnohdy neodpovídajícího či až havarijního stavu některých z těchto staveb.

Jedním z takových tunelů je i jednokolejný Domašovský železniční tunel na traťovém úseku Olomouc – Krnov, jehož délka je 120,7 m. Byl dokončen roku 1872. Tento objekt je dopravou velmi vytížen, přesto však ve své historii nebyl podroben rozsáhlejší rekonstrukci. Jedná se o tunel ražený ve skalním úbočí, zděný z místního kamene.

Úkolem této diplomové práce je návrh rekonstrukce tohoto tunelu, přinášející nejen revitalizaci a zvýšení bezpečnosti jeho konstrukce, ale i další výhody pro případné využití v budoucnu. Hlavním cílem pak je návrh nové nosné konstrukce tunelu včetně odvodnění a technologického postupu prací, a to, pokud to podmínky dovolí, při dodržení všech současných platných norem a předpisů. Detailní návrh kolejového lože a vnitřního vybavení tunelu není předmětem této diplomové práce.

Vzhledem k faktu, že v současné době je specializovanou firmou rovněž zpracovávána dokumentace pro prvotní nezbytnou hospodárnou sanaci tohoto tunelu, je snahou této práce navrhnout vlastní jedinečné řešení a vyhnout se případné duplikaci či opisu jakékoliv části již probíhající resp. hotové rekonstrukce.

Tento úvod je první kapitolou diplomové práce. Stručně shrnuje základní informace o dané problematice a uvádí cíle jednotlivých kapitol.

Kapitola druhá se věnuje obecné charakteristice zájmového objektu. Zahrnuje identifikační údaje, stručnou historii a technické parametry konstrukce, nastiňuje také současný stav objektu.

Třetí kapitola je inženýrskogeologickým, hydrogeologickým a geotechnickým zhodnocením lokality v místě a blízkém okolí objektu. Výsledné údaje vychází především z archivních vrtů a zpráv z dříve provedených průzkumných prací.

Ve čtvrté kapitole jsou zachyceny různé možnosti způsobu provedení dané rekonstrukce, a to včetně vyhodnocení pozitiv a negativ každé z nich. Zvolená metoda je zde pak podrobena důkladnějšímu rozboru proveditelnosti. V této části práce jsou rovněž navrženy technické parametry rekonstruované stavby a metod provádění.

Pátá kapitola je statickým posouzením navržené konstrukce. To bylo provedeno pomocí počítačového programu PLAXIS 2D, některé z významných posouzení byly navíc ověřeny analytickými výpočty. Ověřována byla spolehlivost tunelové konstrukce ve třech řezech, posouzena byla stabilita svahů výkopu v hloubené části tunelu.

V kapitole šesté je popsán navržený technologický postup výstavby. Podrobněji jsou rozepsány jednotlivé pracovní postupy a popsány zvolené materiály.

Následující kapitola sedmá zahrnuje základní výkresovou dokumentaci návrhu. Obsahem je situace, podélný řez a charakteristické příčné řezy pro jednotlivé úseky.

Osmá kapitola této diplomové práce je technickou zprávou navržené rekonstrukce. Stručně shrnuje a doplňuje závěry druhé, třetí, čtvrté a šesté kapitoly, tj. základní informace o rekonstruovaném tunelu a jeho současný stav, inženýrskogeologické, hydrogeologické a geotechnické poměry, stavebně-technické řešení i technologický postup rekonstrukce. Kapitola obsahuje také další náležitosti technické zprávy odpovídající inženýrské stavbě.

2 HLAVNÍ CHARAKTERISTIKA OBJEKTU

2.1 Základní a identifikační údaje

Název stavby:	Rekonstrukce Domašovského tunelu
Evidenční číslo tunelu:	254
Správce:	SDC Olomouc
Staničení:	km 26,684 50 až 26,805 20
Délka tunelové trouby:	120,7 m
Rok dokončení stavby:	1872
Trať:	Olomouc – Krnov
Traťový úsek:	TÚ 2191 Olomouc - Krnov
Definiční úsek:	DÚ 10 Hrubá Voda – Domašov nad Bystřicí
Obec:	Domašov nad Bystřicí
Katastrální území:	Domašov nad Bystřicí 630811
Okres:	Domašov nad Bystřicí
Kraj:	Olomoucký

2.2 Historie objektu

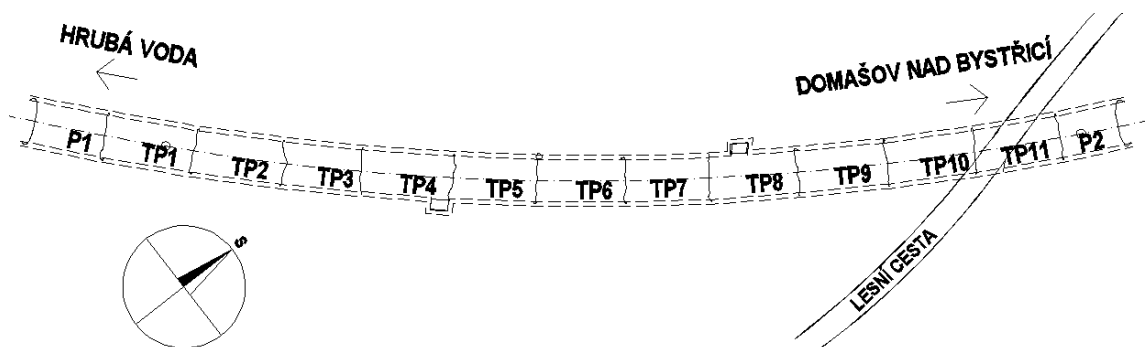
Podle archivních dokumentů byl tunel budován v letech 1870 až 1872 firmou bratří Kleinů za financování banky Union. Do provozu byl uveden 1. října 1872. O provádění stavby nejsou dochovány žádné písemné záznamy ani výkresová dokumentace.

Přibližně po 30 letech od uvedení do provozu byly zaznamenány první problémy s vypadáváním spár zděného ostění a silným zatékáním vody do prostoru tunelu. V letech 1904 až 1912 bylo provedeno vyspravení spár cementovou maltou, problémy

s jejich vypadáváním a zatékáním se však objevují dodnes. V blíže nespecifikovaném období, avšak jistě před 2. světovou válkou, byly údajně zasypány postranní odvodňovací stoky! V obou portálech jsou od 50. let uváděny trhliny, od roku 1953 také tvarové deformace klenby v různých úsecích po celé délce tunelu. Roku 1961 byla podél levé opěry provedena drenáž z keramických trubek průměru 100 mm. V roce 1966 byla provedena stabilizace nejvíce uvolněných kamenů v klenbě vyklínováním. Poslední doložené vyspravení spár bylo provedeno v období srpen až říjen roku 1971.

2.3 Stavebně technické parametry objektu

Konstrukce tunelu, dlouhá 120,7 m, sestává ze dvou portálových a 11 tunelových pasů, jejichž průměrná délka je 9,5 m. V objektu jsou zbudovány dva původní záchranné výklenky – jeden pravostranný a jeden levostranný, přibližně ve třetinách jeho délky. Půdorysné schéma tunelu včetně pracovního označení konstrukčních pasů je znázorněno na obrázku 2-1.



Obr. 2-1: Půdorysné schéma tunelu se značením pasů a znázorněním výklenků

Ostění tunelu je vyzděno z místního kamene. Opěry jsou konstruovány z větších bloků drob, místně prokládaných břidlicemi, zděných původně na vápennou maltu. Klenba je vyskládána nastojato z plochých kamenů břidlic. Za ostěním se z části nachází zakládka z mokré jílovité hlíny s úlomky hornin, z části prázdné prostory a nevyplněné nadvýlomy.

Portálové římsy jsou vystavěny z pravidelně opracovaných kamenných kvádrů, portálové zdi vyzděny z břidlice a menších bloků droby.

Oba portály tunelu jsou v zářezu. U severovýchodního portálu je zbudována zárubní zeď pouze na pravé straně zářezu, a to jako gravitační zeď z kamenného zdiva,

maximální výšky cca 2,5 m nad štěrkovým ložem. Na levé straně je využito stability horniny a svah je přirozený, nechráněný konstrukcí. U jihozápadního portálu jsou oba svahy přirozené. Pohledy na portály jsou na obrázcích 2-2 a 2-3.



Obr. 2-2: Pohled na jihozápadní portál tunelu – ve směru od obce Hrubá Voda
(foto: autor)

Původní postranní tunelové odvodňovací stoky byly údajně zasypány. Od roku 1961 je podél levé opěry provedena drenáž z keramických trubek \varnothing 100 mm, před portálem však chybí postranní příkopy či jakékoliv jiné její viditelné ukončení.

Izolace není v tunelu provedena, ventilace probíhá přirozeným podélným prouděním vzduchu.

Tunel je vybaven železničním svrškem S49 s dřevěnými pražci, rozdělení „d“, jedná se o neelektrifikovanou trať.

Směrová a výšková dispozice tunelu sleduje železniční trať. Ta ve směru staničení leží v levostranném směrovém oblouku s proměnným poloměrem. Od jihozápadního

portálu (včetně min. 10ti metrového úseku před tunelem) až do staničení km 26,713 je poloměr 287 m, ve staničení km 26,713 až km 26,753 je poloměr směrového oblouku 266 m a od staničení km 26,753 až k severovýchodnímu portálu (včetně min. 5ti metrového úseku za tunelem) se jedná o poloměr 311 m. Z hlediska výškových poměrů trať v celé délce tunelu stoupá ve sklonu 1,6736 %.



Obr. 2-3: Pohled na severovýchodní portál tunelu – ve směru od obce Domašov nad Bystřicí (foto: autor)

2.4 Provedené průzkumné práce

Podle závěrečné zprávy z průzkumných prací v Domašovském tunelu [13] byly v nočních výlukách ve dnech 9. až 11. června 2009 firmou Amberg Engineering Brno a.s. provedeny kompletní průzkumné a inspekční práce v rozsahu:

- pasportizace ostění s následnou digitalizací programem TunnelMap,
- ověření skladby, struktury a fyzikálně mechanických parametrů ostění,

- průzkumné vrty pro určení prostor za ostěním rotačně-příklepovým maloprofilovým vrtáním,
- kopané sondy v patách obou opěr pro zjištění stavu štěrkového lože a odvodnění.

Ve dnech 28. dubna 2012 a 24. listopadu 2012 byly, za provozu, autorem diplomové práce provedeny osobní zběžné prohlídky tunelu a jeho okolí a pořízena fotodokumentace.

2.5 Zhodnocení současného technického stavu objektu

Již dle vizuálního zhodnocení konstrukce lze tvrdit, že po celé délce tunelu dochází k deformacím klenby. Ty jsou nejvýraznější u severovýchodního portálu, resp. u pasů TP10, TP11 a P2. Hlavní příčinou těchto deformací je pravděpodobně nízké nadloží tunelu (tvořené navíc silně porušenou horninou) společně se zatížením lesní cesty vedoucí nad tunelem v těchto místech (nákladní doprava vytěženého materiálu z nedalekého lomu).

V celém tunelu dochází k průsakům vody v klenbě, nejmarkantněji v pasech TP5 až TP7 a TP10. Zamokření se objevuje rovněž v místech zabudovaných odvodňovačů, které jsou evidentně nefunkční.

Malta ve spárách je značně degradovaná či zcela chybí, a to do hloubky řádově i desítek centimetrů, místy však i více než metr. V nejvíce deformovaném úseku tunelu – u severovýchodního portálu – je spárování vypadané prakticky v celé ploše klenby.

Portálový límec u severovýchodního portálu se odtrhuje od klenby, zárubní zeď u toho portálu na pohled nevykazuje závažnější poruchy – je stavěna z kvalitní droby, místy se projevuje degradace pevnosti malty.

Aktuální stav objektu je doložen fotografiemi na obrázcích 2-4 až 2-7.

Po vyhodnocení výsledků rešerše získaných podkladů a průzkumných prací lze konstatovat, že tunelové ostění se nachází v havarijním stavu a v co možná nejkratší době je tedy nezbytné provést nejnutnější sanační práce zaručující stabilitu konstrukce, lépe však kompletní výměnu ostění.



Obr. 2-4: Deformace klenby v pasu T10 [13]



Obr. 2-5: Detail chybějícího spárování [13]



Obr. 2-6: Pohled na dutinu v ostění s degradovanou maltou [13]



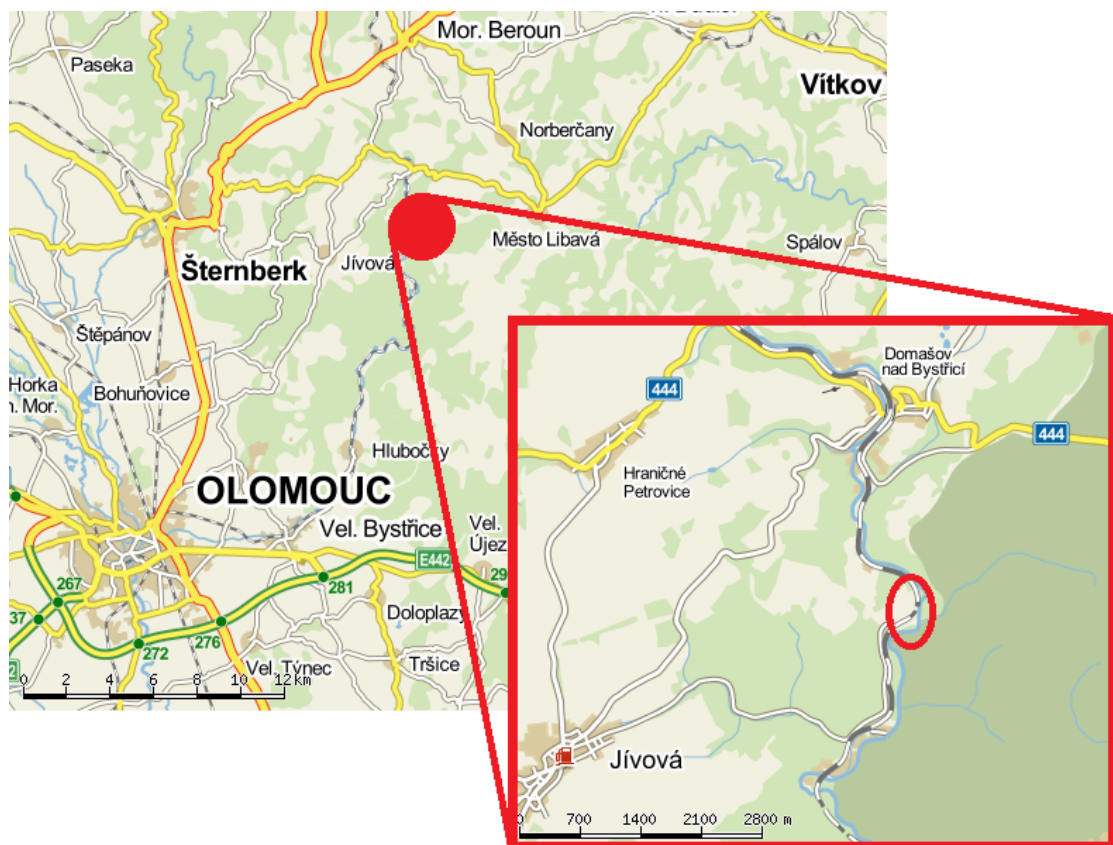
Obr. 2-7: Zárubní zeď u severovýchodního portálu tunelu [13]

3 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ, HYDROGEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY

3.1 Přehled přírodních poměrů

a) Geografie

Zájmová lokalita leží v Olomouckém kraji, jižně od obce Domašov nad Bystřicí, severovýchodně od obce Jívová. Trať je vedena údolím říčky Bystřice. Lokalizace na mapě ČR je znázorněna na obrázku 3-1.



Obr. 3-1: Lokalizace zájmového objektu na výřezu z mapy ČR, včetně detailu

b) Geomorfologie

Z geomorfologického hlediska se lokalita nachází v jihozápadní části celku Nízký Jeseník – v podcelku Domašovská vrchovina. V detailu se jedná o pravý břeh (svah) zářezu říčky Bystřice. Reliéf terénu je zde značně svažité, a to jihovýchodním směrem.

Svah, tvořený samotnou horninou, je na většině své plochy víceméně souvisle pokryt kvartérodními sedimenty malých mocností s ojedinělými skalními výchozy.

Nadmořská výška se vzhledem k reliéfu terénu značně mění, nad zájmovým podzemním liniovým objektem se úroveň původního terénu pohybuje v rozmezí cca 460 až 470 m n. m.

c) Klimatologie

Podnebí je přechodné, mezi východoevropským vnitrozemským a západoevropským přímořským. Průměrná roční teplota se pohybuje kolem +6°C, roční úhrn srážek je přibližně 750 mm. Podle mapy sněhových oblastí ČR [39] se jedná o oblast V.

d) Geologické poměry

Z regionálně-geologického hlediska se lokalita nachází v oblasti kulmu Nížkého Jeseníku, tedy spadá do jednotky Moravosilezika Českého masivu. Podle Geologické mapy ČR, M 1:200 000 – list Olomouc [46] je podloží lokality tvořeno flyšovými vrstvami s převahou břidlic nad drobnými – moravické souvrství (spodní karbon – visé), pod nimiž se dají očekávat flyšové vrstvy s převahou drob, drobových pískovců a slepenců benešovského souvrství (tournai) – viz obr. 3-2.

Podle Chlupáče (2011) [1] se dá v této lokalitě očekávat převaha tmavě šedých prachovitých a jílovitých břidlic a prachovců s až stametrovými tělesy drob.

e) Hydrologie

Zájmová lokalita se nachází v údolí říčky Bystřice. Ta pramení jihovýchodně od obce Ryžoviště, ve městě Olomouc se pak levostranně vlévá do řeky Moravy. Hydrogeograficky spadá veškeré vodstvo na lokalitě do povodí řeky Dunaje.

f) Geodynamické jevy a seismická území

V blízkosti zkoumané lokality se nachází dosud aktivní dobývací prostor, v němž probíhá těžba stavebního kamene a kamene pro kamenickou výrobu. Jedná se však o povrchovou těžbu, možnost vzniku důlních otřesů tedy můžeme vyloučit. Jedinými

možnými umělými seizmickými projevy nedaleké těžby mohou být případné odstřely či pojezdy těžkou technikou v lomu.

Vzhledem ke strmě svažitému charakteru terénu nad objektem nelze také vyloučit gravitační svahové pohyby hornin či zemin způsobující dynamickou odezvu. Terén je však převážně pokryt vegetací, která svah částečně zpevňuje. Rekonstrukcí tunelu, pokud bude probíhat bez odkryvu nadloží, by nemělo být nijak zasaženo do stability svahu. V případě, že bude rekonstrukce probíhat v otevřené stavební jámě, je třeba stabilitu svahu vyhodnotit.

Geodynamické jevy můžou být rovněž způsobeny vodou proudící v puklinách a propustnějších porušených horninách v období dešťů a na jaře při tání sněhu.

Za geodynamické jevy lze považovat i samotné pojezdy vlakových souprav. Ty budou díky celkové výluce na trati po dobu rekonstrukce vyloučeny, je však třeba jim věnovat pozornost při návrhu nové konstrukce tunelu.

Podle mapy seismicity ČSSR [47] náleží území do IV° až V° (M.C.S.).

3.2 Provedené průzkumné práce a dosavadní prozkoumanost

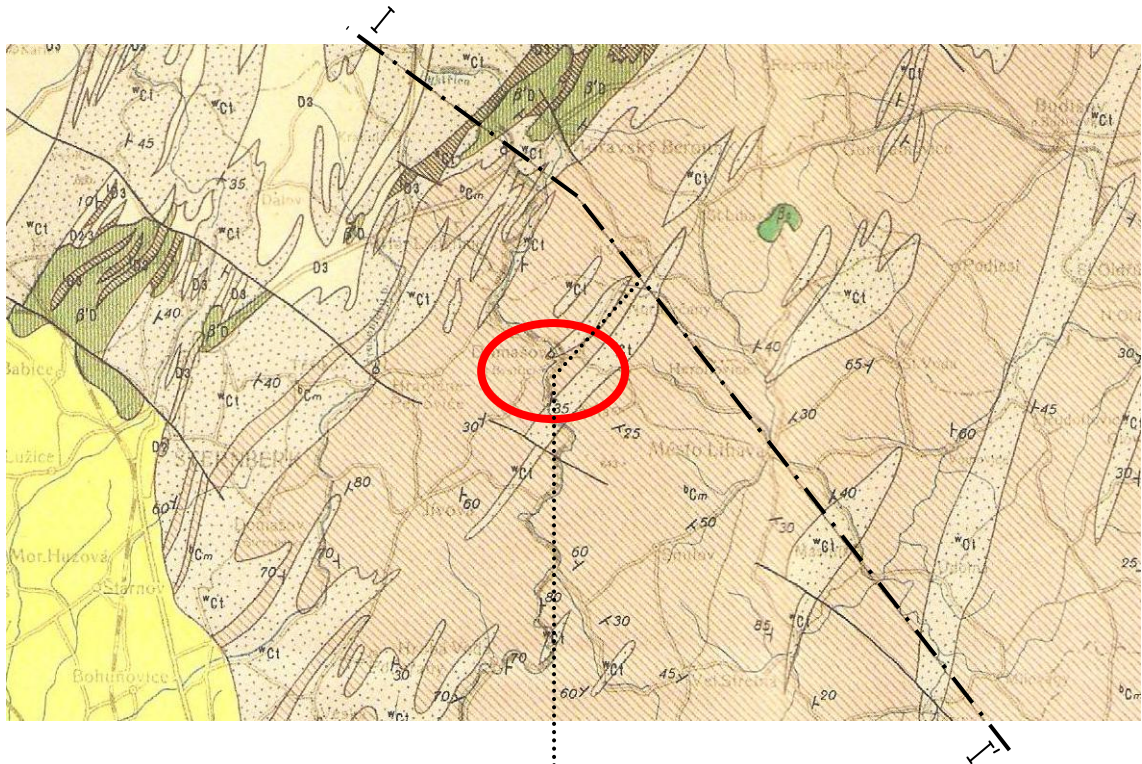
a) Archivní vrty

Za účelem vyhledávání ložiskových zásob v nedalekém dobývacím prostoru stavebního kamene bylo v blízkosti zájmové lokality provedeno již dříve několik průzkumných vrtů. Nejvýznamnější a současně nejdostupnější z nich byly informace o šesti vrtaných sondách provedených v letech 1959, 1966 a 1991. Jednoduchá situace polohy těchto průzkumných vrtů ve vztahu k zájmovému území spolu s výpisy geologických dokumentací těchto objektů jsou znázorněny v příloze A této práce.

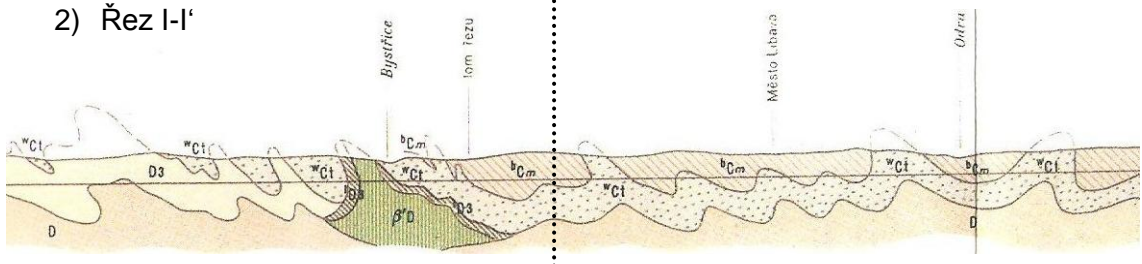
b) Geofyzikální průzkum

V měsících červenci a srpnu roku 2010 byl na lokalitě Mgr. Viktorem Valtrem proveden geofyzikální průzkum severovýchodní části tunelu. Závěrečná zpráva tohoto průzkumu [20] uvádí, že pomocí šesti různých metod byly v nadloží portálu zjišťovány údaje o rozložení jednotlivých hornin, mocnostech kyprých sedimentů a hloubce pevného skalního podloží.

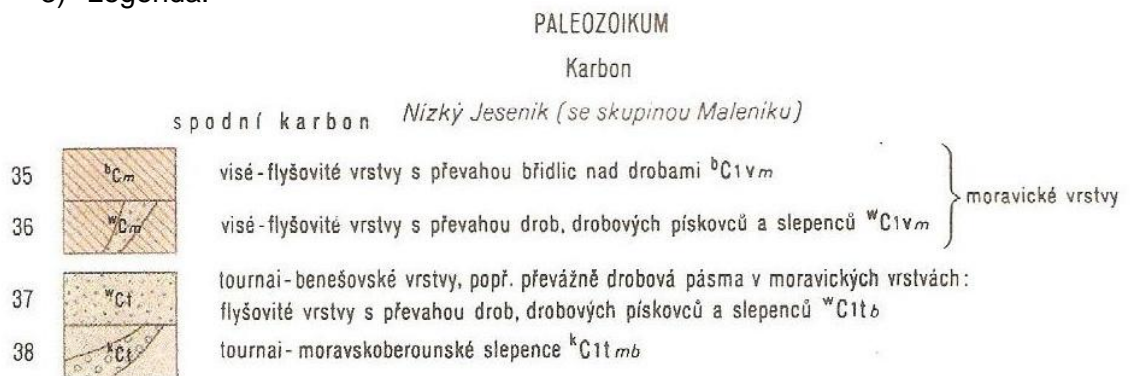
1) Mapa M 1:200 000



2) Řez I-I'



3) Legenda:



Obr. 3-2: Výřez z Geologické mapy ČR předčtvrtohorních útvarů [46]

1) Mapa M 1:200 000, 2) Řez I-I', 3) Legenda

Hlavními fakty, které vyplynuly z tohoto geofyzikálního průzkumu, jsou:

- v úseku od severovýchodního portálu v délce cca 8 m se horní povrch skalního nadloží pohybuje v těsné blízkosti tělesa tunelu,
- horninový masiv je nepravidelně zvrásněn, obvykle s oslabeními v místech osných ploch jednotlivých vrás,
- směrem do hloubky klesá míra zvětrání a porušenosti horninového masivu, vrstvy o různých stupních zvětrání jsou však značně zvrásněny.

Výstupy z geofyzikálních měření, relevantních pro potřeby této práce, jsou uvedeny v příloze B této diplomové práce.

c) Osobní prohlídka

Na lokalitě byly rovněž ve dnech 28. dubna 2012 a 24. listopadu 2012 autorem této diplomové práce provedeny osobní prohlídky s vizuálním zhodnocením terénu blízkého okolí, identifikací a popisem hornin na výchozech a byla pořízena fotodokumentace.

3.3 Inženýrskogeologické poměry

Na povrchu terénu v zájmové lokalitě se nacházejí horniny typické pro tuto regionálně-geologickou jednotku. Ty jsou na většině území překryté kvartérními sedimenty. Nezřídka se však vyskytují výchozy předkvartérního podkladu.

Na antropogenní materiál na povrchu lze narazit pouze zřídka – prakticky jediným výskytem je podloží a srovnání povrchu lesní cesty.

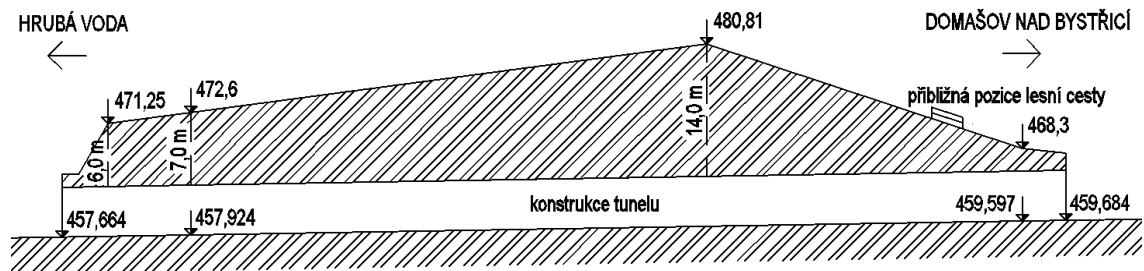
Vzhledem ke svažitému charakteru terénu jsou nejrozšířenějším pokryvem kvartérní deluviální sedimenty, přičemž velikost jejich zrna se směrem níže po svahu výrazně zvětšuje. Vyskytují se též sedimenty eluviální. Ve vztahu k nedaleké říčce Bystřici, tekoucí v údolí pod svahem, je také možné zastihnout písky, příp. i slepence fluviálního a nivního charakteru. Sedimenty se vyskytují v různých mocnostech

Předkvartérní podklad, vystupující místy i na povrch ve formě skalních výchozů, je zastoupen typickými kulmskými horninami flyšového charakteru – rytmicky zvrstvenými a střídajícími se jílovitými břidlicemi, prachovci a drobnými s polohami slepenců. Ty jsou

zvrásněny i jinak tektonicky deformovány a jsou v různé míře porušeny zvětváváním a erozí. Zájmový objekt se nachází právě v tomto geologickém prostředí společně se zakládkou, která částečně vyplňuje prostor mezi ostěním tunelu a horninovým masivem.

Celý masiv je tektonicky porušen, a to v přednostních směrech ZSZ–VJV a SSV–JJZ.

Na základě výsledků z měření geofyzikálními metodami a terénní dokumentace byl přibližně stanoven průběh mocnosti nadloží po celé délce tunelu – viz obr. 3-3.



Obr. 3-3: Přibližný průběh mocnosti nadloží po délce tunelu

3.4 Hydrogeologické poměry

Zájmová oblast je ovlivněna říčkou Bystřicí. Hladina podzemní vody je závislá na momentální úrovni její hladiny, za standardních okolností by však neměla vystoupat na úroveň ovlivňující konstrukci tunelu.

Vzhledem k vysoké propustnosti materiálů v nadloží tunelu je hydrogeologická situace závislá rovněž na aktuálním stavu srážek a efektivitě povrchového odtoku vod srážkových a vod z tání sněhu.

3.5 Geotechnické poměry

Popis a parametry jednotlivých druhů zemin a hornin, vyskytujících se v zájmovém prostoru, byly získány na základě osobní terénní geologické dokumentace provedené diplomantem na místě a „Zprávy o geologickém a geotechnickém průzkumu pro sanaci Domašovského tunelu“ vypracované Ing. Janem Provazníkem [16], která vychází z geologické dokumentace archivních sond, výsledků povrchového geologického mapování a z vyhodnocení geofyzikálního průzkumu zájmové lokality.

Charakteristika zemin a hornin, které mohou tvořit okolí a nadloží zájmového objektu:

a) *Antropogenní materiál*

Antropogenní materiál se vyskytuje především ve formě zakládky za ostěním, je charakteru suti, a to převážně ve formě úlomků hornin z výrubu (tedy břidlice, prachovce, droby a slepence). Důsledkem zvětrání může mít hlinitý charakter.

Pokud jde o navážky na povrchu – v místě lesní cesty, jedná se o úlomky suti s hlinitopísčitou výplní.

Parametr	Označení	Jednotka	Hodnota	
			Zakládka	Navážky
Třída	-	-	G4	G4
Symbol	-	-	GMY	GMY
Tab. výp. Únosnost	R_{dt}	kPa	250	250
Objemová tíha	γ	kNm^{-3}	19	19
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	°	32	35
Efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	4	2
Modul deformace	E_{def}	MPa	60	80
Poissonovo číslo	ν	-	0,30	0,30
Převodní součinitel	β	-	0,74	0,74
Tř. těžitelnosti ČSN 73 3050/1986	-	-	3–4	3–4
Tř. těžitelnosti ČSN 73 6133/2010	-	-	I–II	I–II

Tab. 3-1: Přehled geotechnických parametrů pro zastižený antropogenní materiál

b) *Kvartérní sedimenty deluviální, eluviální a fluviální*

Deluviální sedimenty jsou různé zrnitosti, většinou ve formě hlín se šterkem a úlomky hornin flyšového charakteru, a nepravidelně zahliněnými kamennými a balvanitými sutěmi. Hrubší sedimenty níže po svahu jsou charakteru kamenitých a balvanitých sutí s nepravidelnou hlinitou výplní. Pokud jde o fluviální sedimenty, jedná se převážně o písky až hlinité písky.

Parametr	Označení	Jednotka	Hodnota	
			Hlíny	Písky
Třída	-	-	F1	S4
Symbol	-	-	MG	SM
Tab. výp. Únosnost	R_{dt}	kPa	200	175
Objemová tíha	γ	kNm^{-3}	19	18
Totální úhel vnitřního tření	φ_d	°	5	-
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	°	30	30
Totální soudržnost	c_d	kPa	70	-
Efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	10	4
Modul deformace	E_{def}	MPa	14	12
Poissonovo číslo	ν	-	0,35	0,30
Převodní součinitel	β	-	0,62	0,74
Tř. těžitelnosti ČSN 73 3050/1986	-	-	3	2–3
Tř. těžitelnosti ČSN 73 6133/2010	-	-	I	I

Tab. 3-2: Přehled geotechnických parametrů pro zastižené kvartérní sedimenty jemnější zrnitosti

Parametr	Označení	Jednotka	Hodnota	
			Kamenité sutě	Balvanité sutě
Třída	-	-	G3	G2
Symbol	-	-	G-F	GP
Tab. výp. Únosnost	R_{dt}	kPa	400	400
Objemová tíha	γ	kNm^{-3}	19	20
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	°	37	39
Efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	0	0
Modul deformace	E_{def}	MPa	100	200
Poissonovo číslo	ν	-	0,25	0,20
Převodní součinitel	β	-	0,83	0,90
Tř. těžitelnosti ČSN 73 3050/1986	-	-	3–4	4
Tř. těžitelnosti ČSN 73 6133/2010	-	-	I–II	I–II

Tab. 3-3: Přehled geotechnických parametrů pro zastižené kvartérní sedimenty hrubší zrnitosti

c) Flyšové horniny – jílovité břidlice, prachovce, droby, slepence

Jedná se o horniny charakteristické pro spodnokarbonský flyš. Dochází u nich k častému střídání poměrně tenkých vrstev, ale i výskytům mocnějších bloků drob a břidlic. Masiv je svrchu významně zvětralý.

Jílovité břidlice mají většinou tmavě šedou, místy až černošedou (bituminózní) barvu, vyskytují se silně rozpukané až podrcené polohy, někde s vrstvami jemně prachovitými až velmi jemně písčitymi. Mají totožné pevnostní parametry s prachovci, které jsou světle šedé a zpravidla se vyskytují ve vrstvách nevelké mocnosti mezi mocnějšími vrstvami břidlic a drob.

Droby mají většinou šedou až modrošedou barvu, jsou jemno- až střednozrné, nerovnoměrně rozpukané, svrchu a podél puklin navětralé. Pevnostními parametry

odpovídají parametrům slepenců, které jsou šedé barvy, drobn- až střednozrné, polymiktní, slabě usměrněné, místy s žilným křemenem.

Komplex flyšových vrstev byl ve zprávě o geologickém a geotechnickém průzkumu [16], ze které bylo především čerpáno, charakterizován jednotnými pevnostními parametry – uvedeno níže v tabulce 3-5. Vzhledem k rozmanitosti míry zvětrání je však třeba tyto hodnoty brát s nadhledem. Obecně lze říci, že s hloubkou se pevnost horniny zvyšuje v důsledku nižší expozice eroze a zvětrávání.

Parametr	Označení	Jednotka	Hodnota	
			Břidlice, prachovce	Droby, slepence
Třída	-	-	R4	R2
Tab. výp. únosnost	R_{dt}	kPa	400	2000
Objemová tíha	γ	kNm^{-3}	26	26
Modul deformace	E_{def}	MPa	250	2500
Poissonovo číslo	ν	-	0,25	0,10
Převodní součinitel	β	-	0,83	-
Tř. těžitelnosti ČSN 73 3050/1986	-	-	5	6
Tř. těžitelnosti ČSN 73 6133/2010	-	-	II	II–III

Tab. 3-4: Přehled geotechnických parametrů pro zastižené jednotlivé flyšové horniny

Parametr	Označení	Jednotka	Flyšové vrstvy
Třída	-	-	R3
Tab. výp. únosnost	R_{dt}	kPa	800
Objemová tíha	γ	kNm^{-3}	26
Modul deformace	E_{def}	MPa	600
Poissonovo číslo	ν	-	0,20
Převodní součinitel	β	-	0,90
Tř. těžitelnosti ČSN 73 3050/1986	-	-	5–6
Tř. těžitelnosti ČSN 73 6133/2010	-	-	II–III

Tab. 3-5: Přehled geotechnických parametrů pro komplex flyšových vrstev

3.6 Závěr inženýrsko-geologického, hydrogeologického a geotechnického zhodnocení lokality

Na lokalitě se setkáváme s geologickým prostředím typickým pro spodnokarbonský flyš oblasti Nízkého Jeseníku.

Vzhledem k rychlému střídání vrstev hornin, které jsou nepravidelně zvlněny, není ani na základě archivních geologických vrtů, pro jejich vzdálenost od zájmového místa, možné dedukovat jednoznačný geologický profil v místě zájmového objektu. Lze z nich však odvodit informace o geotechnických vlastnostech vyskytujících se hornin a zemin.

Mnohem více informací o horninovém masivu, zejména v severovýchodní části tunelu, přináší geofyzikální průzkum, provedený na lokalitě v srpnu 2010. Z jeho výstupů se dá odvodit míra porušení a frekvence zvlnění horniny, ale také mocnosti nadloží, hloubky skalního podkladu a přibližné pevnostní parametry některých hornin.

Svah na lokalitě se jeví jako stabilní, je však třeba zachovat obezřetnost, jelikož zájmový objekt je úbočním tunelem, tedy se nachází v jeho patě. Neuváženými kroky by tak mohlo dojít k narušení stability svahu.

Po shrnutí všech v této kapitole uvedených skutečností, je třeba základové poměry na lokalitě hodnotit jako složité. Samotná stavba je pak vzhledem ke svému charakteru hodnocena jako náročná. Podle Eurocode 7 [43] tedy stavba spadá do **3. geotechnické kategorie**.

4 VŠEOBECNÉ ZÁSADY ŘEŠENÍ

4.1 Navrhované sanační práce a postupy

Jak ze zhodnocení současného stavu tunelu, uvedeného v kapitole 2.5, vyplývá, jsou rozsáhlé sanační práce v tunelu nezbytné, a to v co možná nejkratším časovém úseku. Předložená diplomová práce se věnuje návrhu sanace za předpokladu dostupnosti finančních prostředků pro rekonstrukci tunelu po celé jeho délce, nikoli pouze v částech, které se nacházejí v havarijním stavu a jejichž rekonstrukce je již nyní neodkladná.

Návrh spočívá ve snesení ostění tunelu v celé jeho délce a náhradou ostěním novým. Záměrem je využití moderních technologií, a proto i ustoupení od klasického kamenného ostění a jeho nahrazení moderním ostěním tvořeným železobetonem. Při přestavbě portálů bude snaha o zachování základních rysů jejich původního vzhledu – v zájmu zachování jejich architektonické hodnoty. Důraz je také kladen na vybudování nového funkčního odvodnění tunelu a snížení průsaků.

Rozboru možných technologií využitelných pro navrhovanou rekonstrukci a výběru nejefektivnější z nich je věnována tato kapitola.

4.2 Požadavky na geometrii nové tunelové konstrukce

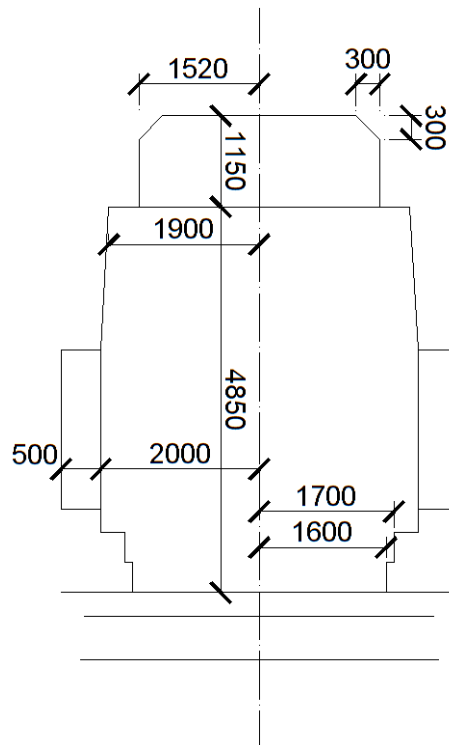
4.2.1 Příčný řez

Navržený příčný řez tunelovou konstrukcí je dán především geometrií stávajícího výrubu, a to při současném dodržení požadavků na minimální průjezdný profil a spolehlivost a bezpečnost samotné konstrukce.

a) *Minimální průjezdný profil*

Pro potřeby rekonstrukce byl vykreslen minimální průjezdný profil pro dané dopravní podmínky podle aktuálních předpisů a norem. Příčný průřez samotné konstrukce tunelu pak bude navržen s ohledem na maximální využití geometrie současného výrubu, a to při dodržení zmíněného normového průjezdného profilu a dalších normových požadavků a doporučení pro bezpečnost a údržbu.

Jelikož v žádné části tunelu není trať vedena ve směrovém oblouku s poloměrem menším než 250 m, není podle normy ČSN 73 6320 [35] nutné rozšíření průjezdného profilu. Zohlednění převýšení, pro oblouky o poloměru větším než 300 m, naopak nutné je.



Obr. 4-1: Tunelový průjezdný průřez pro elektrizovanou trať v oblouku o poloměru $R < 300$ m s převýšením (podle ČSN 73 7508 [37])

b) Tunelové ostění

Tunelová ostění u moderních konstrukcí mají obecně několik funkcí, kterými jsou:

- spolehlivé zajištění výrubu po dobu výstavby i životnosti celého podzemního objektu,
- přenos všech vzniklých zatížení za současného udržení deformací pod limitními hodnotami,
- zamezení pronikání podzemní vody do prostoru tunelu,
- zajištění požární bezpečnosti v tunelu,

- plnění estetických požadavků konkrétního podzemního objektu.

Pokud jde o geometrické parametry, musí ostění tunelu splňovat požadavky nejen statické, ale také nároky na minimální tloušťky kvůli dostatečnému krytí výztuže.

Ostění může být řešeno jako dvouvrstvé – v tom případě je tvořeno ostěním primárním a ostěním sekundárním, nebo jako jednovrstvé, kdy tato jediná vrstva musí současně plnit funkce primárního i sekundárního ostění.

Primární ostění v tunelových stavbách může mít funkci dočasnou nebo trvalou. Druhý případ přispívá k možnosti ekonomičtějšího návrhu ostění sekundárního, případně řešení ostění tunelu jako jednovrstvého.

Obecně jsou podle [4] hlavními úkoly primárního ostění zajištění stability výrubu po dobu výstavby, podpora nosné funkce horninového prostředí, ochrana prostoru tunelu před padajícími úlomky horniny a omezení nadměrných průsaků vody do prostoru tunelu. Sekundární ostění pak plní funkční a estetické požadavky a nároky na vodonepropustnost ostění.

c) Skutečný tvar stávajícího výrubu

Z dostupných podkladů je pro potřebu této diplomové práce nejjednodušší a nejspolehlivější cestou pro odvození skutečného tvaru stávajícího výrubu vycházet z výsledků průzkumu provedeného firmou Amberg Engineering Brno a. s. [13], a to konkrétně ze závěrů pasportizace ostění, digitalizované fotogrammetrie a výsledků průzkumu ověřujícího skladbu a strukturu ostění.

Na základě těchto informací lze vyvodit následující závěry:

- stávající ostění místy zasahuje do obrysu průjezdného profilu pro neelektrifikovanou trať vyžadovaného normou ČSN 73 7508 [37] (viz výše), a to s přesahem až 500 mm,
- tloušťka kamenného ostění se dá očekávat v rozmezí 300 až 500 mm,
- za kamenným ostěním se nachází zakládka, původní malta (místy značně degradovaná) nebo nevyplněné prostory a kaverny. Tvar výrubu tunelu po jeho délce tedy vysoce pravděpodobně není konstantní.

Při odstranění původního ostění a následné výstavbě nového (za předpokladu dodržení zásad pro moderní tunelová ostění využívající nosnost horninového masivu) by neměl nastat problém s dodržением normových požadavků na minimální průjezdný profil.

4.2.2 Podélný řez

V zájmu vyloučení dodatečných těžebních prací a s tím i související nákladnosti rekonstrukce stavby, bude podélný řez (tedy směrové i výškové vedení tunelu) ponechán v původním stavu.

4.3 Základní postupy realizace navržených sanačních prací

Z obecného hlediska způsobu provádění rekonstrukcí podzemních liniových staveb je možné uvažovat tři různé postupy:

- rekonstrukce tunelu v zajištěné stavební jámě po odstranění nadloží současného tunelu,
- rekonstrukce tunelu tunelářským způsobem, tj. bez odstranění nadloží současného tunelu,
- použití prvního i druhého způsobu rekonstrukce (tj. i tunelářským způsobem i v otevřené stavební jámě) v různých částech tunelu v závislosti na podmínkách geologického prostředí v konkrétním místě.

4.3.1 Rekonstrukce tunelu ve stavební jámě po odstranění nadloží

a) Charakteristika metody

Jak je již z pojmenování metody patrné, postup realizace spočívá ve vyhloubení stavební jámy o šířce zajišťující dostatečný pracovní prostor pro následné stavební úkony v místě tunelu. Materiál v nadloží i kolem opěr původního tunelu je pak postupně odstraněn, a to za současného zajišťování nestabilních částí stěn stavební jámy prvky speciálního zakládání staveb. Odhalená konstrukce stávajícího tunelu je pak v této stavební jámě snesena a na jejím místě je postavena konstrukce nová. Hotové

tunelové těleso je zpětně zasypáno vytěženým materiálem a povrch terénu uveden, v rámci možností, do původního stavu.



Obr. 4-2: Výstavba tunelu v otevřené stavební jámě – Gotthardský tunel [32]

b) Výhody a nevýhody

Nespornou výhodou tohoto způsobu rekonstrukce je vyloučení rizika kolapsu nadloží tunelu při odstraňování stávajícího ostění a při správném zapažení stavební jámy i zamezení nežádoucího zásypu prostoru tunelu jakýmkoliv geologickým materiálem. Rovněž odkrytí nosné konstrukce stávajícího tunelu z rubové strany umožní její snadnější demontáž.

Hlavními nevýhodami jsou naopak zábor, a tím prakticky i devastace prostoru na povrchu, přičemž v závislosti na charakteru a geotechnických vlastnostech horninového materiálu v nadloží může tímto být dotčeno velmi rozsáhlé území. Hluboká stavební jáma musí být navíc nákladně a technicky komplikovaně zajištěna. V případě větší mocnosti nadloží lze hovořit i o neúměrném navýšení finančních nákladů na celkovou rekonstrukci spojeném s odtěžováním nadloží i požadavky

na deponii vytěženého materiálu. Tento postup zpravidla také znamená významné prodloužení doby výstavby.

c) Zhodnocení proveditelnosti metody

Vzhledem k významné mocnosti nadloží (cca až 15 m) v podstatné části tunelu lze použití této metody v celé délce tunelu považovat za neekonomické a neefektivní. Vzhledem k přítomnosti lesního porostu v terénu nad tunelem hovoří proti vyhloubení rozměrné stavební jámy také environmentální aspekty.

4.3.2 Rekonstrukce tunelu bez odstranění nadloží

a) Charakteristika metody

Rekonstrukce touto metodou spočívá výhradně v tunelářských postupech. Pakliže to geotechnické podmínky vyžadují, měl by být nejprve zajištěn horninový masiv v okolí stávající konstrukce tunelu (především v nadloží), a to tak, aby mohlo být ostění bezpečně sneseno a následně nahrazeno novým. Mělo by být rovněž zabráněno vzniku jakýchkoliv nových nadvýlomů a nežádoucích deformací okolního horninového masivu.

b) Výhody a nevýhody

Výhodou této metody je vyhnutí se přímým zásahům do terénu na povrchu (velikost nepřímých deformací povrchu od prací v podzemí závisí na preciznosti zajištění horninového masivu v okolí tunelu), a tím i neovlivnění povrchového ekosystému, případně i provozu na komunikaci vedené nad tunelem.

Vzhledem k pracím s neodkrytým masivem, do kterého „nevidíme“, se dá za hlavní nevýhodu považovat pravděpodobnost technologicky i finančně náročného zajištění nadloží stavby proti případnému kolapsu a následnému zasypaní prostoru tunelu. Z důvodu provádění většiny prací v podzemí jsou nevýhodou rovněž zvýšené náklady na vytvoření a udržení pracovních podmínek po dobu rekonstrukce, jako například dostatek světla nebo větrání.



Obr. 4-3: Příklad výstavby tunelářským způsobem (bez odstranění nadloží) – Gotthardský tunel [32]

c) Zhodnocení proveditelnosti metody

Při uvážení terénních i geotechnických podmínek lokality, se metoda rekonstrukce bez odstranění nadloží zdá být z pohledu proveditelnosti i finanční nákladnosti efektivnější než metoda prací v otevřené stavební jámě, uvedená v předchozí kapitole. Některým úsekům, například nejvíce deformovanému úseku v severovýchodní části tunelu, by se však musela věnovat mimořádná pozornost a vzhledem k charakteru nadloží by i při jeho důsledném zajišťování mohly nastat komplikace.

4.3.3 Rekonstrukce tunelu kombinací první a druhé metody

a) Charakteristika metody

Jedná se o využití obou metod uvedených výše v kapitolách 4.3.1 a 4.3.2. V rámci této metody je vyhodnocena kvalita a mocnost nadloží tunelu po celé jeho délce a stanovena efektivita obou z výše předložených řešení v jednotlivých místech tunelu.

V zájmu technologické jednoduchosti je však třeba se vyvarovat několikrát opakovanému střídání metod po délce tunelu.

b) Výhody a nevýhody

Za hlavní výhodu lze považovat optimalizaci technologické i finanční náročnosti rekonstrukce tunelu.

Nevýhodou je pak především technologická „rozmanitost“, která vzniká střídáním více různých metod rekonstrukce.

c) Zhodnocení proveditelnosti metody

Z předložených metod se právě tato jeví pro její výhody jako nejvhodnější pro konkrétní předkládanou stavbu.

Zmíněná technologická „rozmanitost“ se dá eliminovat například konformitou použitých prvků speciálního zakládání staveb pro zapažení stavební jámy v úseku použití první z uvedených metod a pro zajištění nadloží tunelu ve zbývajících částech tunelu.

4.3.4 Analýza využitelnosti jednotlivých metod rekonstrukce po délce tunelu

Na základě v přechodí části této kapitoly uvedeného rozboru možností vyplývá, že pro rekonstrukci zájmového tunelu bude nejlepší volbou použití jak metody prací v otevřené stavební jámě, tak i tunelářským způsobem bez odstranění nadloží. Uplatnění jednotlivých metod v různých částech tunelu bude v tomto případě záviset především na struktuře a vlastnostech horninového prostředí kolem tunelu.

Podle předchozích informací je v úseku u severovýchodního portálu tunelu prakticky nemožné nasazení tunelářské metody rekonstrukce. Malé mocnosti nadloží, navíc povětšinou charakteru nesoudržné zeminy, i výrazné deformace v této části tunelu naznačují nutnost kompletního odstranění portálového pasu (P2) a případně i následujícího tunelového pasu (TP11), a to včetně nadloží, a vybudování nové konstrukce ve stavební jámě. U jihozápadního portálu je situace obdobná.

Naopak, pokračovat touto metodou po celé délce tunelu by bylo ekonomicky i ekologicky nezodpovědné. Zbývajících částí tunelu je tedy vhodné rekonstruovat bez odstranění nadloží, a to za použití potřebných opatření pro zajištění stability výrubu.

Hranice mezi částmi budovanými ve stavební jámě a částmi rekonstruovanými tunelářsky v podzemí je ověřena a upřesněna pomocí statického výpočtu v kapitole 5 této diplomové práce.

4.4 Možné technologie pro otevřenou stavební jámu

V případě provádění rekonstrukce pracemi v otevřené stavební jámě je hlavním úkolem zajištění bezpečnosti svahů, resp. stěn výkopu. Volba opatření proti kolapsu svahů závisí především na geotechnických vlastnostech prostředí, ve kterém je jáma prováděna, přítomnosti podzemní vody, požadované hloubce stavební jámy a i dalších aspektech.

V konkrétních podmínkách řešeného tunelu lze prakticky uvažovat nad zajištěním stability stavební jámy:

- bez použití podpůrných prvků (svahovaná jáma),
- pomocí záporového, resp. mikrozáporového pažení,
- kotevními prvky v kombinaci se stříkaným betonem.

4.4.1 Stavební jáma bez užití podpůrných prvků – svahovaná

Nejlevnějším a současně technologicky nejjednodušším způsobem je vyhloubení stavební jámy bez použití jakýchkoliv podpůrných prvků nebo pažících konstrukcí. V tomto případě se při návrhu vychází z přirozených vlastností hornin (pukliny, diskontinuity, stupeň zvětrání) a zemin (úhel vnitřního tření, soudržnost). V prostředí kvalitních hornin se dá bez jakýchkoliv opatření vytvořit i kolmá stěna, v zeminách se zajištění bezpečnosti při tomto způsobu otevření výkopu řeší obvykle svahováním.

Z hlediska bezpečnosti tuto metodu v konkrétních podmínkách rekonstruovaného tunelu nelze doporučit, především z důvodu vysokého stupně zvětrání a tektonického porušení masivu a rovněž kvůli přítomnosti nesoudržných materiálů v nadloží.

4.4.2 Pažení stavební jámy záporovým, resp. mikrozáporovým pažením

Záporové pažení a mikrozáporové pažení jsou jedněmi z metod dočasného pažení, které by mohly být hospodárným řešením zajištění stavební jámy pro případ rekonstrukce zájmového tunelu v zapažené stavební jámě.



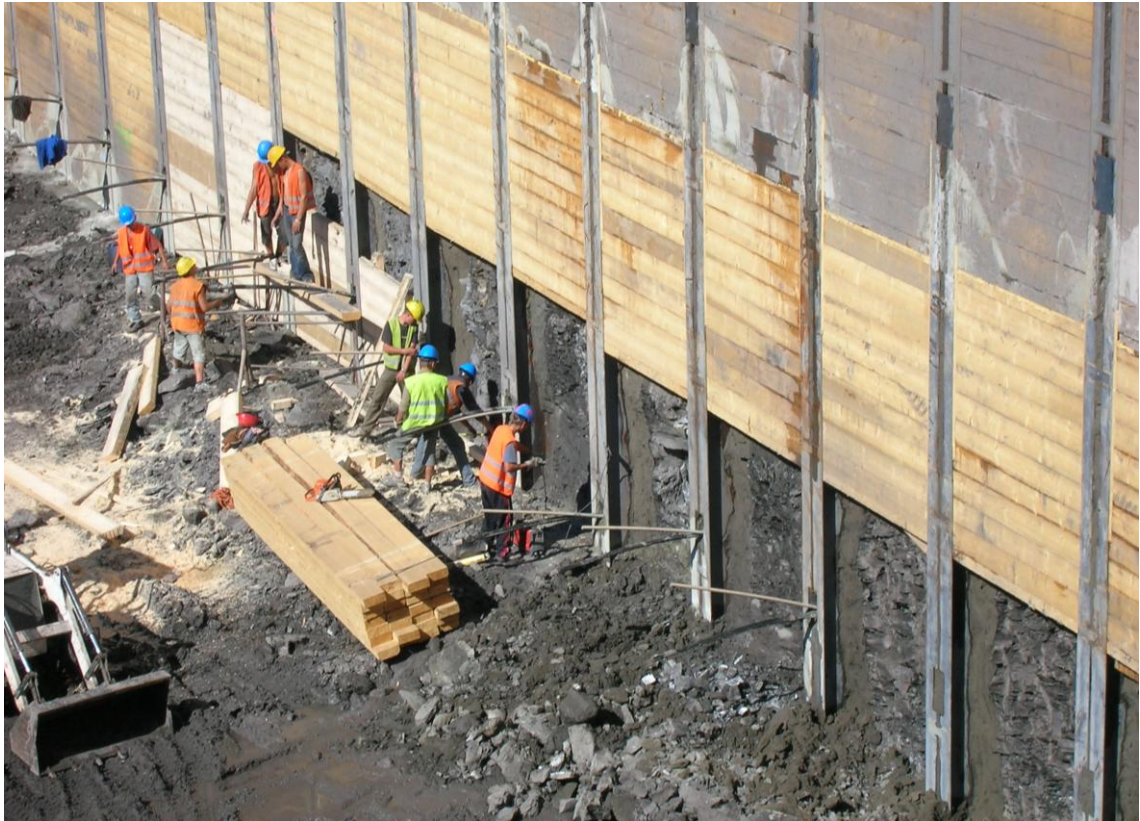
Obr. 4-4: Stabilizace stěn výkopu svahováním (foto: autor)

Metody, založené na stejném principu, spočívají ve zhotovení jednotlivých vrtů o průměru obvykle 600 mm, resp. 130 až 300 mm u pažení mikrozáporového, do kterých jsou osazeny zápor (mikrozápor) – ocelový profil I, HEB nebo 2xU, případně trubka (mikrozápor). Eventuálně mohou být zápor beraněny. V případě potřeby jsou zápor na jednom nebo více místech kotveny. Prostor mezi jednotlivými záporami je následně zajištěn výdřevou, příp. vyplněn stříkaným betonem, od čehož by mohlo být, podle charakteru horniny v případě předmětného tunelu, lokálně upuštěno.

Za výhodu mikrozáporového pažení oproti záporovému pažení lze považovat menší prostorové nároky pro vrtnou soupravu, za nevýhodu naopak nižší tuhost a s tím spojenou případnou nutnost dalšího kotvení těchto stěn.

Výhodou použití těchto metod je možný minimální zábor území na povrchu – vznik kolmé stěny, ale také případná možnost využití vhodného typu vrtné soupravy

(především v případě mikrozáporového pažení) i při dalších pracích při celkové rekonstrukci tunelu. Nevýhodou je především nemožnost využití této metody pro zapažení svahu nad samotným tunelem v místě rekonstrukce v otevřené stavební jámě.



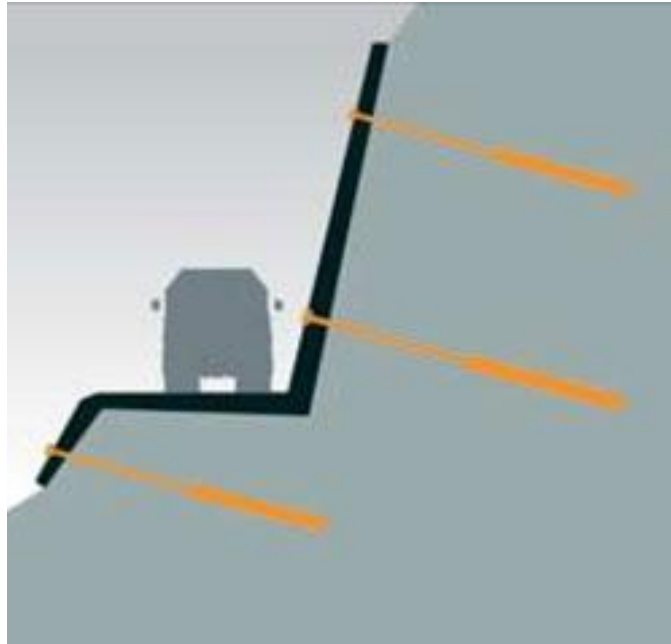
Obr. 4-5: Instalace záporového pažení – Praha (foto: autor)

4.4.3 Zajištění stěn kotevními prvky v kombinaci se stříkaným betonem

V otázce zajišťování svahů se jedná o nejuniverzálnější a v podmínkách obdobných jako u řešeného tunelu také o nejpoužívanější metodu.

Svah tvořený soudržnými zeminami, nebo poloskalními či skalními horninami je opatřen kotevními prvky (uváděné názvy těchto prvků se mohou lišit, v České republice bývají předepnuté prvky nejčastěji označovány za kotvy, nepředepnuté pak za hřebíky) o délkách v metrech až desítkách metrů, které jsou osazeny v maloprofilových vrtech. Systém osamocených kotvících prvků je pak obvykle doplněn stříkaným betonem (torkretem), zpravidla vyztuženým KARI sítěmi, případně již přímo z výroby rozptýlenými ocelovými vlákny (vláknobetonem).

Výhodou metody je relativní jednoduchost realizace a možnost vytvoření velmi strmého až svislého svahu.



Obr. 4-6: Schéma použití kotvení svahu v praxi [29]

4.5 Možné tunelářské technologie – bez odstranění nadloží

Při pracích tzv. tunelářským způsobem je hlavním úkolem prokázat stabilitu výrubu a schopnost nadloží přenést bezpečně svoji vlastní tíhu (příp. další zatížení) bez jakýchkoliv nežádoucích deformací či ztráty stability, eventuálně provést taková opatření, aby toho bylo dosaženo.

Toto je možné řešit několika způsoby:

- výrub má dostatečnou vnitřní stabilitu, není třeba přistupovat ke speciálním opatřením,
- zajištění výrubu primárním ostěním (stříkaný beton, oblouková výztuž, svorníky),
- použití pomocných opatření v předstihu před otevřením výrubu, která jsou prováděna z prostoru tunelu (rubová injektáž, injektáž horninového prostředí, ochranné deštníky aj.),

- použití pomocných opatření v předstihu před otevřením výrubu, která jsou prováděna z povrchu terénu (použití mikropilot, kotvení, injektáže apod.).



Obr. 4-7: Nezajištěný (nepodepřený) výrub – Mallorca, Španělsko (foto: autor)

4.5.1 Nezajištěný (nepodepřený) výrub

Při zohlednění stavu současného ostění tunelu a míry jeho dlouhodobého spolupůsobení s okolní horninou (četné nadvýlomy a kaverny, v mnoha místech nevyplněné jakýmkoliv materiálem) je možné vznést předpoklad, že masiv v okolí samotného výrubu by měl být, a to ve většině své plochy, v rovnovážném stavu. V tomto případě by relativně krátkodobé odhalení výrubu, způsobené odstraněním stávajícího ostění, nemělo představovat žádné nebezpečí.

Vzhledem k povětšinou břidličnatému charakteru okolní horniny a jejímu patrnému zvětrání a poškození deformacemi by však mohl nastat problém s případným

vypadáváním úlomků horniny. To by mohlo být vyvoláno například vibracemi způsobenými stavebními pracemi.

4.5.2 Zajištění výrubu primárním ostěním

U většiny případů otevřených výrubů je třeba líc zajistit proti nadměrnému – nežádoucímu přetvoření a s tím spojenému vypadávání úlomků horniny do prostoru tunelu. To lze řešit instalací primárního ostění, která by měla být provedena v co možná nejkratším čase po otevření výrubu. Toto zajištění bývá poddajné, jelikož hlavní myšlenkou tohoto systému je, v souladu s Fenner-Pacherovou teorií, připuštění jistých deformací v hornině, aby byly maximálně využity pevnostní vlastnosti horniny v konečném nosném systému samotného tunelu.

K tomuto zajištění výrubu se nejčastěji používají následující prvky:

a) Stříkaný beton

V současnosti nejužívanější způsobem prvotního zajištění tunelu (primárního ostění) v podmínkách na území České republiky je aplikace stříkaného betonu, zpravidla vyztuženého KARI sítěmi nebo, méně často, rozptýlenými ocelovými vlákny.

Stříkaný beton je směs kameniva o zrnitosti 0 až 8 mm, cementu, vody a vlastností příznivě ovlivňujících přísad a příměsí. Na místo aplikace se dopravuje hadicí, ze které je stříkán vysokou rychlostí, čímž dochází k jeho zhutnění. Takto je pokryta celá plocha výrubu. Instalace SB může být prováděna „suchou“ či „mokrou“ cestou.

Výhodou je tedy celoplošné zajištění výrubu i možnost využití jeho funkce zajišťující stabilitu výrubu při návrhu definitivního ostění. Nevýhodou naopak čas potřebný k nabytí požadované pevnosti – ten se dá ovlivnit přísadami v betonu.

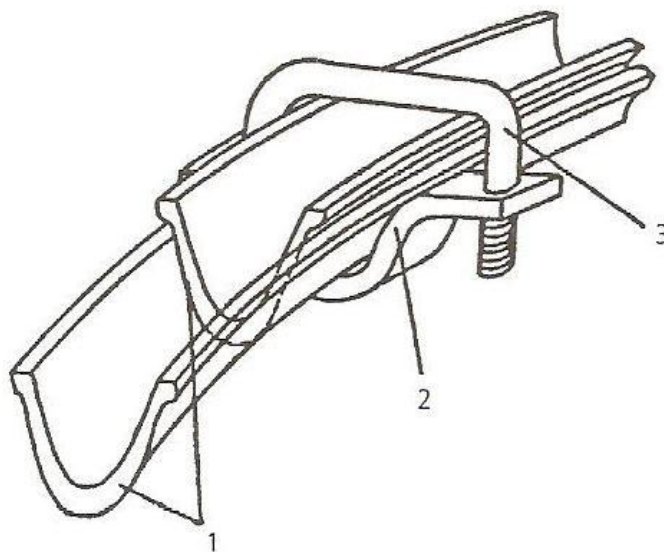
b) Ocelová oblouková výztuž

Prvkem používaným k zajištění výrubu je již od 19. století ocelová oblouková výztuž. Jedná se o oblouky, nejčastěji korýtkového průřezu, které jsou do sebe zasunuty a fixovány sešroubováním třmene a spojky (obr. 4-8), čímž je docíleno požadované poddajnosti. Oblouky jsou instalovány v příčném řezu na směr vedení tunelu, jejich

vzájemná vzdálenost závisí na chování a charakteru horninového masivu (především konvergence a rozpukání) a průřezu jednotlivých oblouků.



Obr. 4-8: Ruční způsob aplikace stříkaného betonu suchou cestou [23]

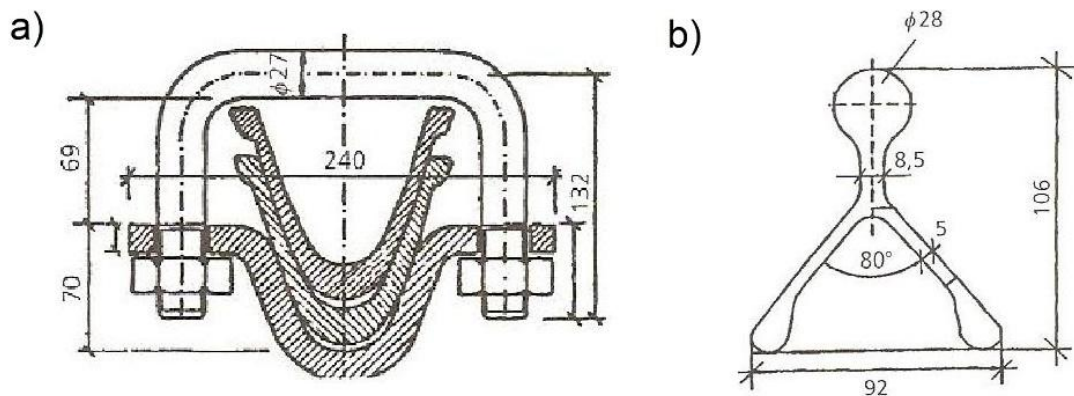


Obr. 4-9: Detail spoje oblouků ocelové obloukové výztuže [3]

1 – oblouky, 2 – spojka, 3 – třmen

Hlavní výhodou je, na rozdíl od stříkaného betonu, nosnost okamžitě po instalaci.

Tento typ výztuže se často také používá v kombinaci se stříkaným betonem. V tom případě je třeba věnovat pozornost tzv. stříkacímu stínu, způsobenému orientací korýtkové výztuže, a zvolit výztuž příhradovou či hvězdicovou (obrázek 4-10)



Obr. 4-10: Příklady typů průřezu ocelové obloukové výztuže [3]

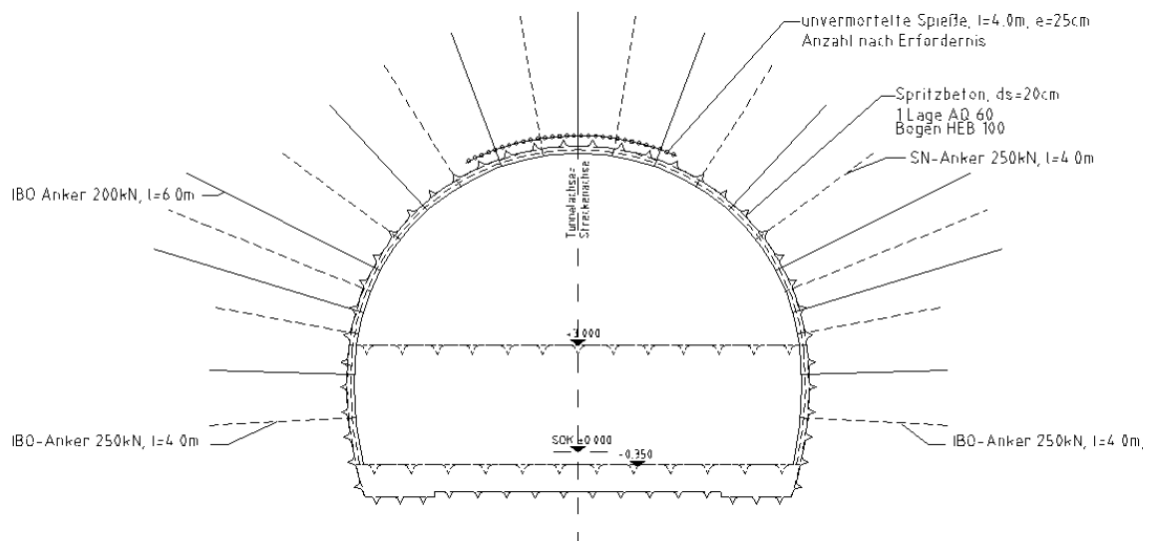
a) korýtková výztuž, b) hvězdicová výztuž

c) Kotvení (svorníky)

Kotvy (svorníky) jsou dalším z rychlých, jednoduchých a materiálově nenáročných způsobů zajištění horninového masivu okolo výrubu. Princip spočívá v přikotvení zóny snížených napětí, která se vytvoří kolem výrubu jeho otevřením, k hornině za touto oblastí (do „horninové klenby“).

Používají se kotvy (svorníky) různých typů, průřezů, s různým způsobem upnutí (např. kořenem, třecí, samozavrtávací...) a délkou (lokální, celá délka kotvy) spolupůsobení s horninou. Kotvicí prvky bývají umístěny pokud možno kolmo na líc výrubu, resp. kolmo na hlavní plochy odlučnosti horniny. Kotvy nejsou obvykle v tomto případě předepínány, čímž je zajištěna poddajnost a umožněno kontrolované deformování masivu. Právě toto přetvoření způsobí vnesení napětí do kotev – jejich aktivaci.

Hustota rozmístění těchto prvků záleží na míře narušení horniny. Obecně je však v tomto případě působení prvků pouze bodové, což je také považováno za hlavní nevýhodou této metody.



Obr. 4-11: Příklad příčného řezu tunelu se zajištěním výrubu kotvením [48]

4.5.3 Pomocná opatření prováděná z prostoru tunelu

V případě obtížných geologických podmínek, které neumožní bezpečné provedení dočasného zajištění výrubu (primárního ostění), lze (mimo opatření, používaných při ražbě, zkracujících čas nutný k instalaci zajištění) přistoupit k pomocným opatřením prováděným v předstihu před otevřením výrubu. Z těchto opatření se pro případ zájmového objektu nabízí možnosti využití následujících:

a) Rubová injektáž

Tato metoda, prováděná z prostoru tunelu, spočívá ve vpravení injektážní směsi vrty v konstrukci ostění do prostoru líce výrubu, a to za účelem jeho stabilizace. Jde vlastně o obdobu zajištění výrubu stříkaným betonem, avšak s tím rozdílem, že masiv není odhalen a je proti přetvoření stále chráněn původní obezdívkou.

Kvůli přítomnosti zakládky za ostěním řešeného tunelu, která je navíc tvořena nestejnzrnným, někdy až velmi jemným materiálem, by při aplikaci rubové injektáže mohlo dojít k jejímu smíšení s injektážní směsí, a tím i značnému snížení účinnosti této metody.

Této vlastnosti by však mohlo být využito pro zvýšení bezpečnosti při odstraňování původního ostění. Vpravením injekční směsi může být zakládka dočasně zpevněna, a tím omezeno její neřízené vypadávání a sypání se z prostoru za ostěním.

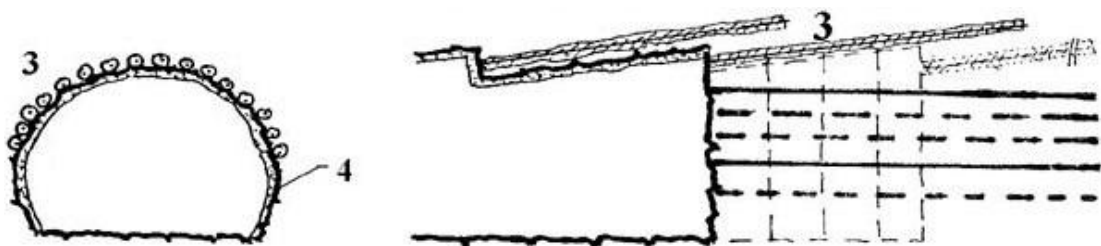
b) Injektáž horninového masivu

Jedná se o postup podobný předchozí možnosti zajištění, tj. rubové injektáži. V tomto případě je však hornina zajišťována (zpevňována nebo utěšňována) do hloubky, nikoliv jen při povrchu, a tím i měněny její pevnostní a hydraulické vlastnosti. Tato metoda se uplatní především pro vyplnění diskontinuit, dutin a pórů, horniny však při realizaci této metody mohou být i cíleně rozrušovány a následně injektovány, čímž je obecně dosaženo zlepšení únosnosti méně kvalitních hornin a zemin.

Pro realizaci tohoto zlepšení se používají různé druhy injekčního média (např. směs cementová, jílocementová, chemická), a také různé tlaky vhánění média a z toho vyplývající míra rozrušování masivu. Při návrhu se vychází z požadované konečné pevnosti (nepropustnosti) injektované horniny.

c) Mikropilotový deštník

V České republice v současnosti velmi rozšířenou způsobem zajištění přístropí tunelu je použití tzv. mikropilotového deštníku. Principem je zhotovení soustavy obvykle dostropeň vrtaných nebo vodorovných mikropilot, provedených v předstihu nad kalotou tunelu. Ta tvoří „střechu“, která má zabránit kolapsu neúnosného nadloží (schéma na obrázku 4-12).



Obr. 4-12: Schéma mikropilotového deštníku [22]

3 – zainjektované mikropiloty, 4 – primární ostění

Za mikropiloty jsou označovány vrtané piloty o průměru do 300 mm. Ty jsou ve svém kořeni případně po celé délce injektovány, čímž je zajištěno spolupůsobení s okolní horninou. Výztuž mikropiloty je vkládána do hotového zapaženého vrtu, realizována je nejčastěji manžetovou ocelovou trubkou, v některých případech armokošem z ocelových prutů.

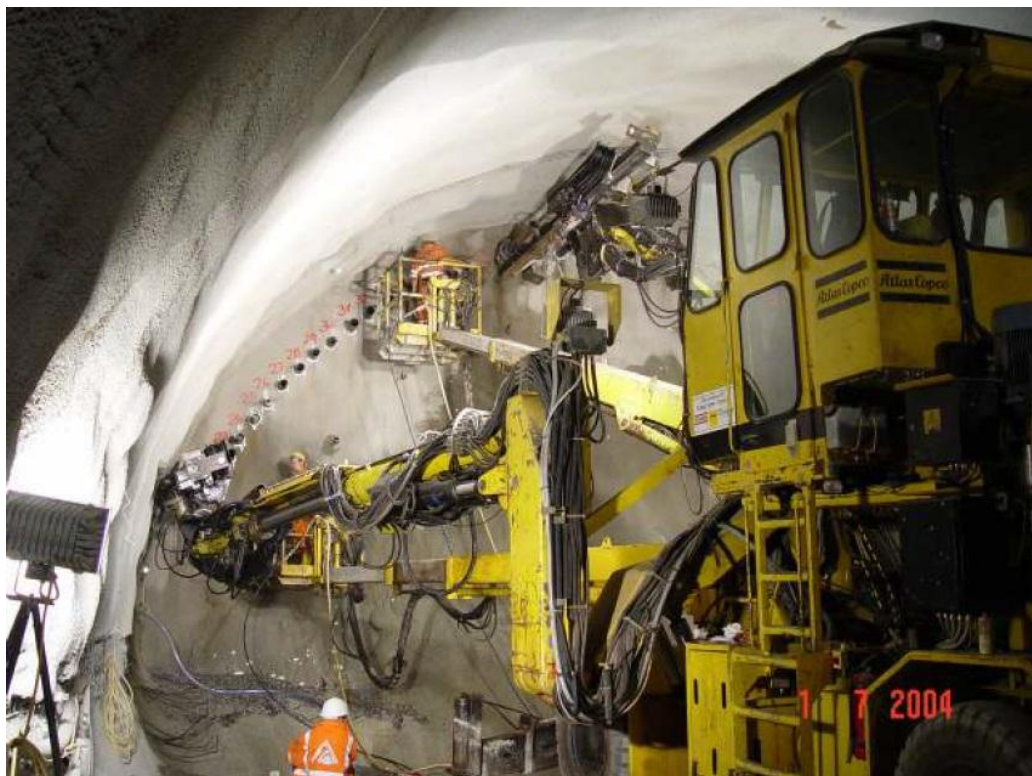
Mikropiloty mají dobrou schopnost přenosu osových sil, naopak vzhledem k jejich štíhlosti hůře přenášejí příčné síly. Tento nedostatek proto bývá podpořen jejich vzájemným spolupůsobením – návrh ve skupině.

d) Zajištění nadloží pomocí mikrotunelování – tzv. pipe roofing

Podstata metody „pipe roofing“ je stejná jako v případě mikropilotového deštníku (viz obr.4-12). Jediným rozdílem je technologie zhotovení samostatných prvků, tvořící ochranný „strop“ tělesa tunelu.

Ocelové roury bývají při této metodě řízeně protlačovány, obvykle za použití speciálních mikrotunelovacích strojů a postupů. Poté jsou vyplněny prostým nebo vyztuženým betonem. Samotná „roura“ má tedy současně funkci i výpažnice a tím odpadá dvojitá manipulace s rourami jako v případě použití mikropilot.

Protlačováním lze dosáhnout větší délky jednoho segmentu než u mikropilotových deštníků.



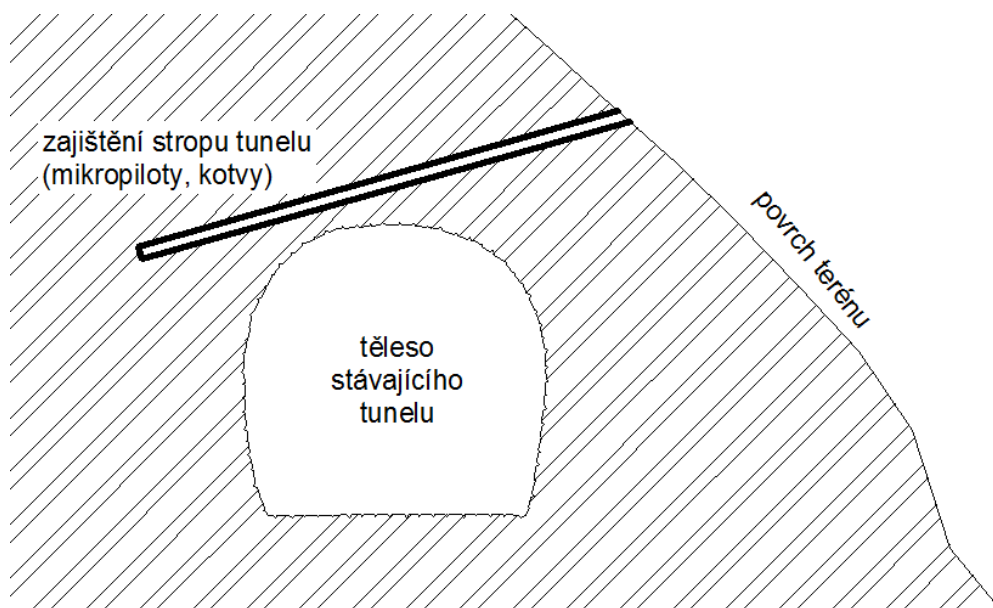
Obr. 4-13: Realizace technologie pipe-roofing [30]

4.5.4 Pomocná opatření prováděná z povrchu terénu

Vzhledem k faktu, že tunel je situován v úbočí svahu, nabízí se rovněž možnost technologicky i ekonomicky přijatelného řešení stabilizace stropu tunelu prvky speciálního zakládání staveb z povrchu terénu, konkrétně z prostoru svahu – viz schéma na obr. 4-14.

Z hlediska statického působení přicházejí v úvahu tři odlišné způsoby řešení:

- vytvoření „stropu“ použitím mikropilot,
- zvýšení kompaktnosti horniny vnesením napětí předepnutými horninovými kotvami,
- zlepšení horniny injektáží.



Obr. 4-14: Schéma příčného řezu tunelu při zajištění nadloží z povrchu terénu

a) Použití mikropilot

Prakticky se jedná o metodu totožnou s již výše uvedeným mikropilotovým deštníkem. Rozdílem je pouze orientace pilot, které jsou v tomto případě situovány v rovině příčného řezu tunelu. Z toho vyplývají i rozdílné parametry mikropilot a především jejich počet.

Při uvážení požadavků na množství mikropilot, potřebnému k vytvoření souvislého „stropu“, však tato metoda pravděpodobně nenajde uplatnění v případě předmětné rekonstrukce.

b) Použití předeprnutých kotev

Ze hlediska statického působení se idea této metody výrazně liší od případu předchozího.

Realizace spočívá ve zhotovení horizontálních nebo mírně ukloněných horninových kotev v prostoru nadloží, kolmých na podélné vedení tunelu, a jejich předeprnutí. Myšlenkou je tedy vnesení napětí do horniny a tím zvýšení její kompaktnosti. Nad počvou tunelu by tak byl vytvořen „strop“ ze zpevněného horninového masivu.

Provedení této metody by mělo být relativně levné, rychlé a jednoduché. Nepříjemnosti by však mohly být způsobeny anizotropií a nepředvídatelným zvrásněním horninového masivu. V důsledku by mohlo dojít ke vnesení ohybového momentu do nadloží a tím i nežádoucím deformacím.

c) Injektáž horninového masivu

Jak již název napovídá, jedná se o naprosto totožný princip i technologii jako u stejně nazvaného opatření pro zajišťování z prostoru tunelu. Jediným rozdílem je tedy místo, z kterého je realizace metody prováděna.

Při porovnání s prováděním pomocných opatření z prostoru tunelu je výhodou prací z povrchu vyloučení rizika padajících částí stropního ostění, celkové provádění je rovněž „čistější“ – odpadá obvykle dostropné vrtání a tím i problémy s vytékající pažící suspenzí nebo injektážní směsí. Provádění z povrchu by případně mohlo i zkrátit dobu výluky v tunelu (bylo by třeba posoudit bezpečnost provozu v tunelu při probíhajících pracích). V případě nemožnosti využití polní cesty vedoucí na povrchu v místech tunelu pro realizaci prací této metody by byla za hlavní nevýhodu tohoto provádění považována nutnost terénních úprav nebo zbudování speciálních plošin pro mechanizaci provádějící mikropiloty, resp. kotvy. Nevýhodou by mohla být

pravděpodobně i větší nepřesnost provedených prvků a vyšší riziko odchylek od projektu.

4.6 Shrnutí a volba technického řešení

Jak z výše uvedeného vyplývá, pro rekonstrukci předmětného tunelu byla zvolena kombinace postupů v otevřené stavební jámě a postupů tunelářským způsobem bez snesení nadloží.

Důraz byl kladen především na v současnosti nejvíce sledované faktory, tedy na bezpečnost a ekonomiku návrhu, snahou však bylo také co možná nejefektivnější sjednocení technologií obou variant a obecně technologická jednoduchost realizace. Opomenuta nebyla ani environmentální kriteria.

Vybrané postupy jsou uvedeny v následujících podkapitolách.

4.6.1 Úsek rekonstruovaný v otevřené stavební jámě

Po vyhodnocení jednotlivých možných metod uvedených v kapitole 4.4 bylo zvoleno zajištění svahu provizorního portálu hřebíky umístěnými ve dvou řadách a stříkaným betonem vyztuženým KARI sítěmi.

Svah bude zajišťován postupně s odtěžování ve směru proti staničení trati. Bude rozdělen na dvě etáže. Sklon horní etáže bude 1,5:1, stabilita bude zajištěna hřebíky. U paty této části svahu bude vytvořena lavička a provedeno odvodnění betonovými tvárnicemi. Spodní etáž bude řešena ve sklonu 8:1.

Stříkaný beton pevnostní třídy SB30 (C25/30) bude proveden suchým způsobem nástřiku, v tloušťce 100 mm. Výztužné KARI síť s rozměrem oka 100 mm a průměrem výztužných prutů 6 mm budou osazeny v jedné vrstvě. Hřebíky budou v horní řadě délky 2 m, ve spodní řadě délky 1,5 m.

Konstrukce tunelu je navržena monolitická, betonovaná do bednění (parametry ostění uvedeny dále). Po dosažení očekávané pevnosti betonu bude zpětně zasypána vytěženým materiálem.

Návrhy zajištění svahu i tunelové konstrukce včetně působení zpětného zásypu jsou ověřeny statickým posudkem v kapitole 5 této diplomové práce.

4.6.2 Úsek rekonstruovaný tunelářským způsobem

Výrub v úseku rekonstruovaném bez odstranění nadloží bude zajištěn stříkaným betonem – primární ostění. U provizorního severovýchodního portálu bude v předstihu provedeno opatření pro zajištění stability kaloty výrubu. Tento úsek bude opatřen mikropilotovým deštníkem tvořeným 19 kusy vrtaných trubních mikropilot. Ve zbývající části tunelu návrh počítá s dostačující kvalitou horniny, nepředpokládají se žádná v předstihu prováděná pomocná opatření.

Původní ostění včetně zakládky bude následně odstraněno a obnažený výrub v co nejkratším čase zajištěn stříkaným betonem vyztuženým KARI sítěmi, čímž bude zabráněno nebezpečnému vypadávání kusů břidličnaté horniny do pracovního prostoru. Na líci tohoto primárního ostění pak bude provedena hydroizolace a zbudováno sekundární ostění (parametry ostění jsou uvedeny dále).

Vrtané mikropiloty, vyztužené ocelovými trubkami 108/16 mm, budou dlouhé 12 m a budou injektovány v celé své délce. Stříkaný beton primárního ostění bude pevnostní třídy SB25 (C20/25) – typ II, bude proveden mokřím způsobem nástřiku v tloušťce 100 mm. Výztužné KARI sítě s rozměrem oka 100x100 mm, Ø 6 mm budou osazeny v jedné vrstvě.

Návrh je ověřen statickým posudkem v kapitole 5 této diplomové práce.

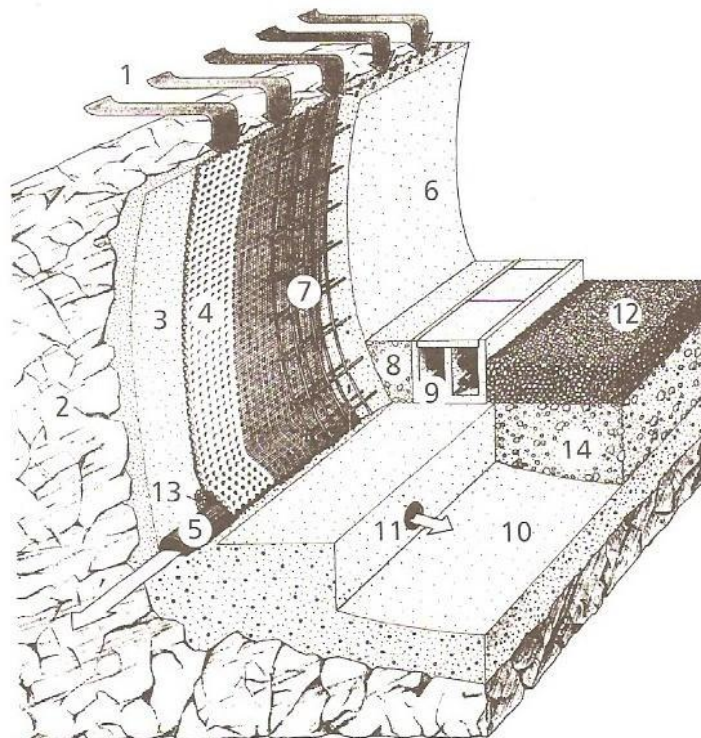
4.6.3 Portály

Snahou je zachování základních architektonických prvků portálů. Jejich hlavní nosná konstrukce tedy bude primárně zhotovena z železobetonu a následně bude obložena opracovanými bloky kamene z původního portálu. Oba portály se budou nacházet ve stejné poloze jako v původním stavu. Podrobný návrh portálů není předmětem této diplomové práce.

4.6.4 Odvodnění tunelu

Odvodnění bude řešeno izolací umístěnou mezi primárním a sekundárním ostěním, z pat opěr je voda odváděna podélnou drenáží samospádem ve směru klesání z tunelu.

Odvodnění kolejového lože a počvy tunelu je realizováno rovněž samospádem ve směru podélného klesání tunelu, a to trativodem zhotoveným v nejnižším místě příčného řezu tunelu (vlevo ve směru staničení). Detail odvodnění je inspirován schématem na obrázku 4-15.



Obr. 4-15: Detail otevřeného systému hydroizolace tunelů [4]

1 – prosakující voda, 2 – hornina, 3 – primární ostění, 4 – hydroizolační fólie, 5 – podélný drén,
6 – sekundární ostění, 7 – výztuž, 8 – výplňový beton, 9 – kabelový kanál, 10 – základ (resp.
protiklenba), 11 – příčný drén, 12 – štěrkové lůžko, 13 – filtrbeton, 14 – podkladní beton

4.6.5 Navržený příčný řez

Snahou bylo navrhnout ostění co nejeekonomičtější při současném zachování co největší bezpečnosti i spolehlivosti a dodržení požadavků uvedených v kapitole 4.2. Z důvodu shodného tvaru a geometrie ostění po celé délce tunelu je pak samotný průřez dán požadavky v části rekonstruované hornickým způsobem.

Ostění je navrženo jako dvouvrstvé. Primární ostění má nejen funkci zajištění výrubu proti vypadávání bloků a úlomků horniny, ale také trvalou funkci statickou. Hlavním úkolem sekundárního ostění je zajištění vodonepropustnosti (resp. ochrana hydroizolace umístěné mezi primárním a sekundárním ostěním), ale také podpora statické funkce primárního ostění.

Vzhledem k použitým technologickým postupům budou primární i sekundární ostění monolitická. Charakter horniny rovněž nevyžaduje nutnost spodní klenby, tvar ostění byl tedy stejně jako u původní konstrukce navržen jako podkovovitý.

Takto navržený příčný řez je staticky posouzen v kapitole 5 této diplomové práce.

5 STATICKÝ VÝPOČET

5.1 Použitý výpočetní software

K posouzení stability a spolehlivosti navržené konstrukce byl použit program PLAXIS 2D verze 9.0. Tento programový systém byl speciálně vyvinut pro deformační a stabilitní analýzu geotechnických úloh. Je založen na numerické metodě konečných prvků (MKP).

MKP je numerická metoda sloužící k simulaci průběhů napětí, deformací, vlastních frekvencí, proudění tepla, jevů elektromagnetismu, proudění tekutin apod. na vytvořeném fyzikálním modelu. Její princip spočívá v diskretizaci spojitého kontinua do určitého (konečného) počtu prvků, přičemž zjišťované parametry jsou určovány v jednotlivých uzlových bodech. PLAXIS je komplexním výpočetním systémem, jenž umožňuje simulaci nelineárního chování zemin a hornin, dává možnost modelovat jak hydrostatické, tak i hydrodynamické účinky vody v zeminách a také vzájemnou interakci mezi konstrukcí a zeminou, resp. horninou. Součástí programu je automatický generátor sítě konečných prvků s možností globálního či lokálního zjemnění sítě. Programový systém umožňuje rovněž simulovat časový postup vytváření určité geotechnické situace pomocí aktivování resp. deaktivování skupin elementů. [14]

Pro všechny úlohy byl proveden rovinný výpočet (2D). Autor práce je přesvědčen, že pro řešený stupeň a účel dokumentace je rovinný výpočet dostačující, navíc není softwarem ani hardwarem potřebným pro 3D řešení vybaven.

5.2 Obecné charakteristiky modelů

5.2.1 Geometrie modelů

Posouzení pomocí matematického modelování bylo provedeno ve třech příčných řezech tunelu, posouzeny byly také svahy v hloubené části tunelu.

Model tunelového ostění byl vytvořen pomocí funkce „Tunnel designer“. Primární ostění tunelu bylo tedy modelováno pomocí funkce „Plates“, ostění sekundární pak jako odpovídající vrstva betonu s příslušnými materiálovými vlastnostmi.

Mikropilotový deštník byl modelován jako vrstva horniny se zlepšenými vlastnostmi nad kalotou tunelu.

Při řešení svahu zajištěného hřebíkováním byla vrstva stříkaného betonu substituována deskou funkce „Plates“ odpovídajících průřezových a materiálových vlastností. Jednotlivé hřebíky pak byly modelovány jako nevetknuté nepředepnuté kotvy (funkce „Node-to-node anchor“).

U všech modelů byly nastaveny standardní okrajové podmínky, tj. ve spodní části výřezu bylo zabráněno horizontálnímu i vertikálnímu pohybu, na bočních okrajích bylo zabráněno pouze pohybu vertikálnímu. Pro řešení byl přednastaven model rovinné deformace.

5.2.2 Materiálové charakteristiky

Chování **horniny** bylo modelováno jako lineárně-elastické. Tomuto materiálovému modelu byla dána přednost před Mohr-Coulombovým (lineárně pružným – ideálně plastickým) modelem především z důvodu možného vzniku výpočetních chyb při řešení konstrukcí v horninách M-C modelem a také z důvodu nedostatečných informací o pevnostních parametrech horniny. Ačkoliv lineárně-elastický model nezachytí dosažení mezního stavu horniny, je v tomto případě jeho použití, vzhledem k předpokladu stabilního výrubu za stávajícím ostěním, vhodné.

Zeminy a **materiál kolejového lože** byly modelovány pomocí Mohr-Coulombova materiálového modelu. Byly tedy definovány pěti parametry, Youngovým modulem pružnosti, Poissonovým číslem, úhlem vnitřního tření, soudržností a úhlem dilatance, které jsou obvykle získány standardními zkouškami v laboratořích. U materiálu kolejového lože se jedná o tabulkové hodnoty.

Pro charakteristiku **betonu** bylo, stejně jako u horninového masivu, použito lineárně-elastického materiálového modelu, a to za použití materiálových charakteristik betonu příslušné pevnosti.

Vstupní parametry všech materiálů použitých ve výpočetních modelech jsou shrnuty v Tab. 5-1. Charakteristiky prvků „Plates“ pak znázorňuje Tab. 5-2, prvky „Anchors“ Tab. 5-3.

Název	Flyšová hornina - zdravá	Flyšová hornina - silně porušená	Sřídáný beton SB 25 (C20/25)	Sřídáný beton SB 30 (C25/30)	MP deštník	Navážky	Hlína	Kamenitá suť	Kolejové lože
Materiálový model	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic	Linear elastic	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Materiálový typ	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Drained	Drained	Drained	Drained
Objemová tíha [kN/m ³]	26	26	25	25	25	19	19	19	21
Modul pružnosti [kPa]	6,00E+05	2,50E+05	3,00E+07	3,10E+07	3,00E+07	8,00E+04	1,40E+04	1,00E+05	4,50E+04
Poissonovo číslo	0,20	0,25	0,20	0,20	0,20	0,30	0,35	0,25	0,20
Soudržnost [kPa]	-	-	-	-	-	2	10	0	0,01
Úhel vnitřního tření [°]	-	-	-	-	-	35	30	37	40
Úhel dilatance [°]	-	-	-	-	-	0	0	0	0
Interfaces	Rigid	Rigid	0,9	0,9	0,9	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid

Tab. 5-1: Vstupní hodnoty do výpočetního programu PLAXIS – Soil & Interfaces

Název	Primární ostění	Sekundární ostění	Počva tunelu	Původní ostění	SB (svahy)
d [m]	0,1	0,35	0,15	0,5	0,1
Materiálový typ	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic
EA [kN/m]	3,000E+06	1,085E+07	4,500E+06	1,500E+07	3,100E+06
EI [kNm ² /m]	2,500E+03	1,108E+05	8,474E+03	3,125E+05	2,583E+03
w	2,50	8,75	3,75	12,50	2,50
v	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

Tab. 5-2: Vstupní hodnoty do výpočetního programu PLAXIS – Plates

Název	Hřebíky
Materiálový typ	Elastic
EA [kN/m]	7,140E+04
L _{spacing} [m]	1,0

Tab. 5-3: Vstupní hodnoty do výpočetního programu PLAXIS – Anchors

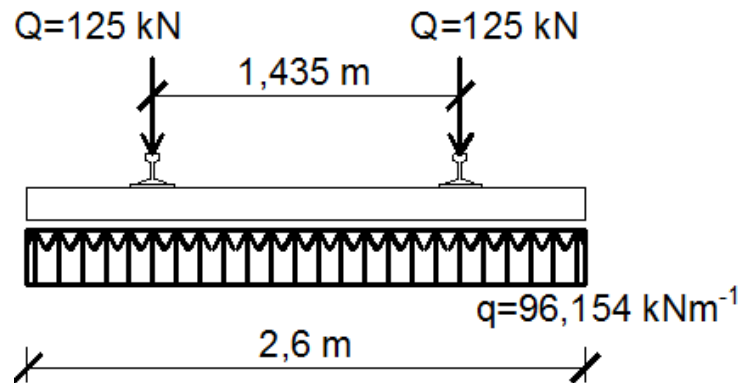
5.2.3 Stanovení vnějších nahodilých zatížení

V modelu byla uvažována tři různá, na sobě nezávislá, nahodilá zatížení. Jejich rozsah a velikost byly stanoveny podle normy ČSN EN 1991-2 [40].

V případě řešení vnitřního prostoru tunelu se jedná o zatížení kolejovou dopravou. Toto zatížení bylo v příčném řezu tunelem uvažováno jako rovnoměrné spojitě, jehož velikost byla odvozena ze schématu dvou osamělých sil v poloze umístění kolejnic, tedy ve vzájemné vzdálenosti 1 435 mm (viz Obr 5-1). Každá ze sil je velikostí polovinou zatížení na jednu nápravu vlaku, tedy $Q = 125 \text{ kN}$. Působení těchto sil pak bylo rozloženo na délku pražce, tj. 2,6 m. Výsledkem je tedy rovnoměrné spojitě zatížení velikosti $96,154 \text{ kN/m}^2$.

Ve fázi zpětného zasypávání části konstrukce řešené ve stavební jámě je ve výpočtu nutno zohlednit zatížení pohybem osob a ručních mechanizace použité při hutnění jednotlivých etází zásypu. Toto zatížení bylo uvažováno jako rovnoměrné spojitě o velikosti 5 kN/m^2 .

Při řešení svahu nad tunelem je třeba uvažovat vliv případného provozu stavební techniky na lesní cestě vedoucí v koruně svahu. Ten byl zohledněn nahodilým zatížením rovnoměrným spojitým o velikosti 5 kN/m^2 .



Obr. 5-1: Schéma odvození zatížení od kolejové dopravy v tunelu

5.2.4 Definování sítě konečných prvků a počátečních podmínek

Sítě konečných prvků všech modelů byly vytvořeny automatickým generátorem, který je jednou z funkcí programu PLAXIS. V zájmu zpřesnění výsledků byly sítě v okolí posuzovaných konstrukcí lokálně zjemněny. Byly zvoleny patnácti uzlové prvky.

Vzhledem k tomu, že řešení by podle dostupných podkladů nemělo být ovlivněno podzemní vodou, byla ve všech případech její hladina nastavena na úrovni spodní hrany výpočtového modelu.

5.3 Řešení řezu I-I' (km 26,750) matematickým modelováním

5.3.1 Charakteristika řezu

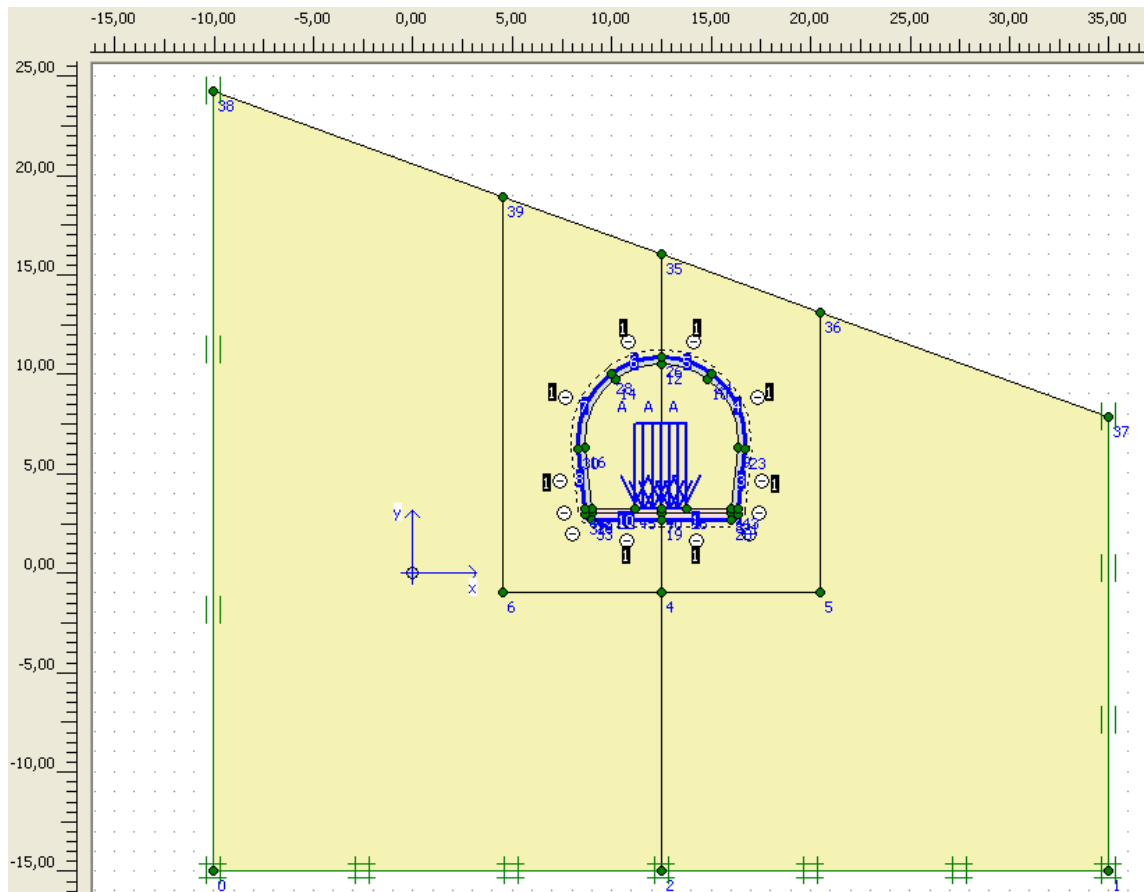
Řez charakterizuje situaci v části tunelu, která bude řešena tunelářským způsobem bez provádění jakéhokoliv zajištění kaloty v předstihu. Je tedy charakteristickým pro úsek ve staničení km 26,687 50 až km 26,783 50.

Posuzovaný řez byl veden v místě s nejnepříznivějšími účinky, tzn. v místě, kde je předpokládána nejmenší mocnost nadloží tvořeného stabilní horninou, za současného přitížení sedimenty na povrchu.

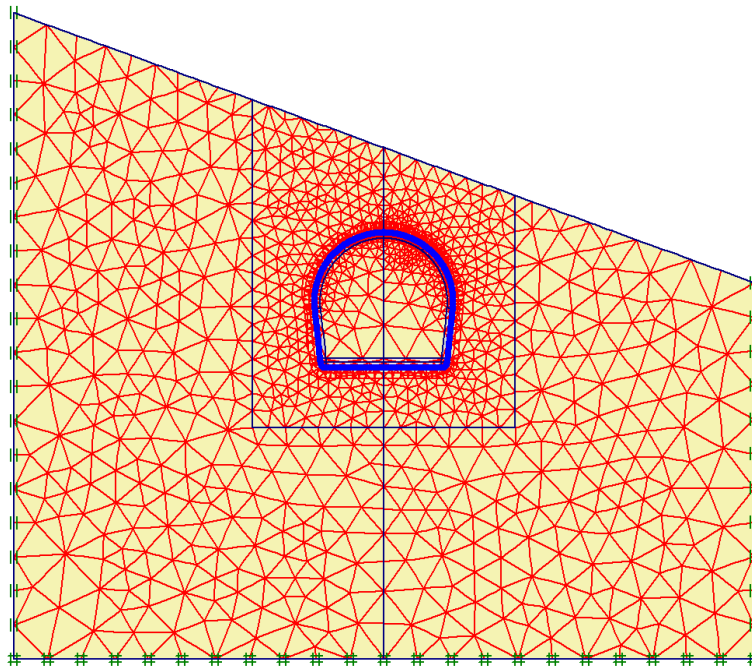
5.3.2 Výpočtový model

Geometrie geologické skladby byla odvozena na základě inženýrsko-geologických informací o lokalitě – viz kapitola 3.

Vstupní geometrie je znázorněná na obrázku 5-2, vygenerovaná síť konečných prvků na obrázku 5-3.



Obr. 5-2: Výpočtový model pro řez I-I'



Obr. 5-3: Síť konečných prvků pro řez I-I'

5.3.3 Fáze výpočtu (výstavby)

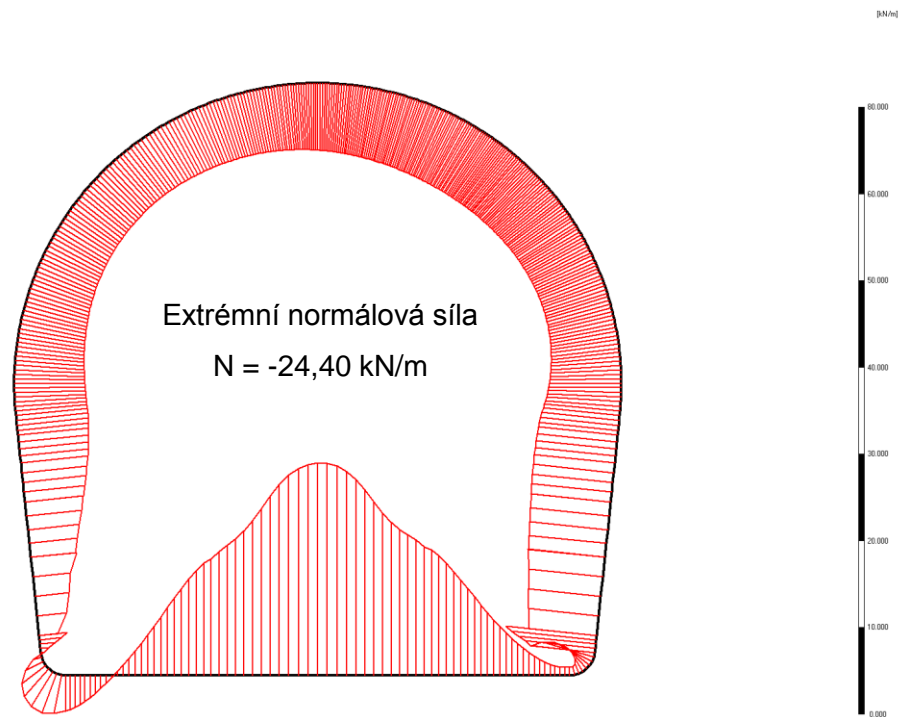
Úloha byla řešena v 5 fázích zachycujících jednotlivé fáze výstavby:

- odstranění stávajícího ostění,
- provedení primárního ostění,
- provedení sekundárního ostění,
- zatížení stálým zatížením – železniční svršek, výbava tunelu,
- zatížení extrémním nahodilým zatížením – průjezd vlakové soupravy vyvolávající maximální možné zatížení.

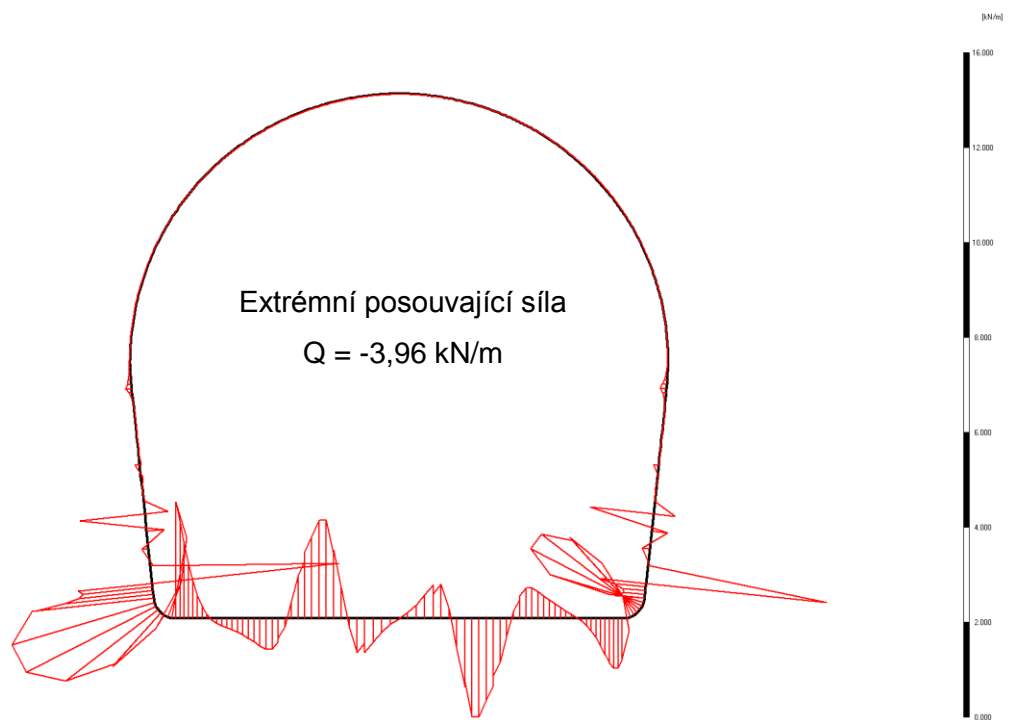
5.3.4 Výstupy z výpočetního programu

Výpočtem byla za nejnepríznivější určena fáze poslední, kdy již hotový tunel je navíc zatížen průjezdem vlakové soupravy.

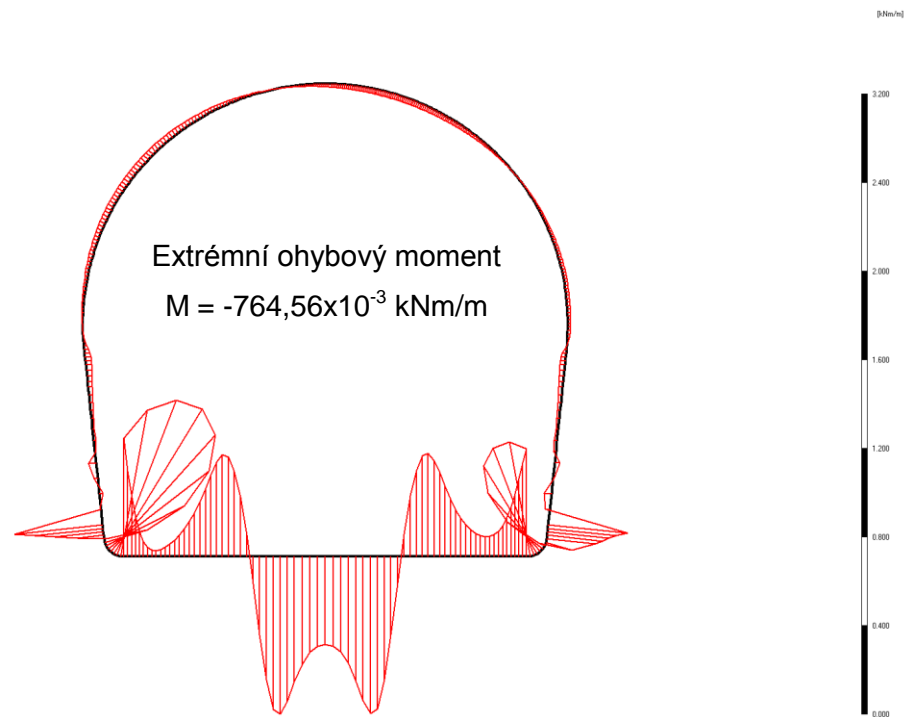
Vykreslení vnitřních sil v primárním ostění je na obrázcích 5-4 až 5-6.



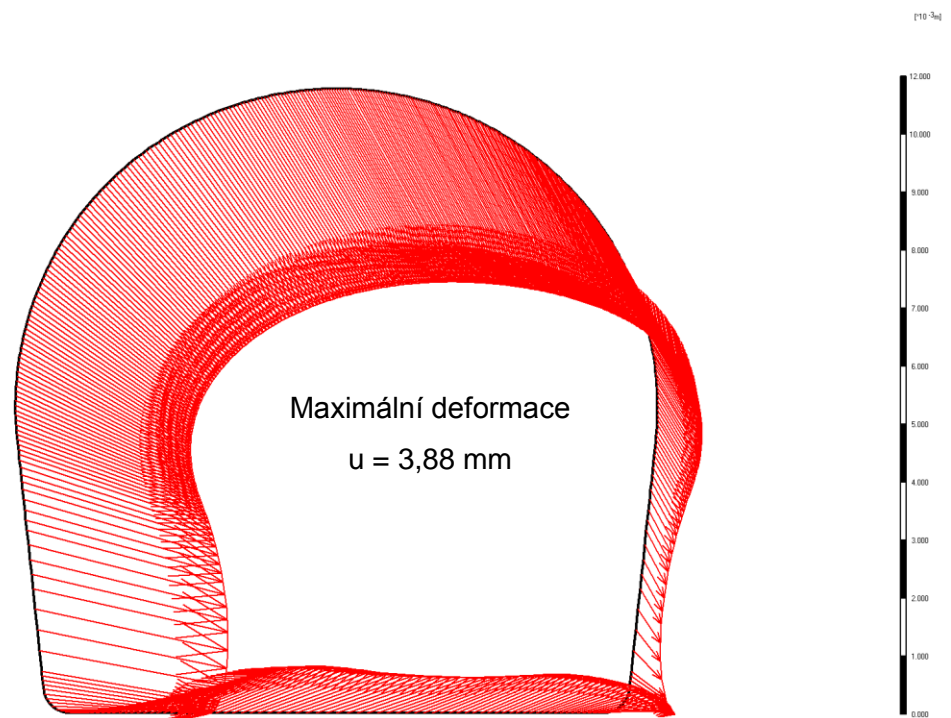
Obr. 5-4: Vykreslení normálových sil na konstrukci ostění pro řez I-I'



Obr. 5-5: Vykreslení posouvajících sil na konstrukci ostění pro řez I-I'



Obr. 5-6: Vykreslení ohybových momentů na konstrukci ostění pro řez I-I'



Obr. 5-7: Vykreslení deformací na konstrukci ostění pro řez I-I'

Výpočet vykázal maximální dosažené deformace konstrukce primárního ostění právě v poslední – nejnepříznivější fázi, a to v místě kaloty tunelu. Zde byly dosaženy deformace hodnoty 3,88 mm. Vykreslení deformací v celém tělese tunelu v této fázi je součástí obrázku 5-7.

5.4 Řešení řezu II-II' (km 26,785) matematickým modelováním (MP deštník nad kalotou tunelu)

5.4.1 Charakteristika řezu

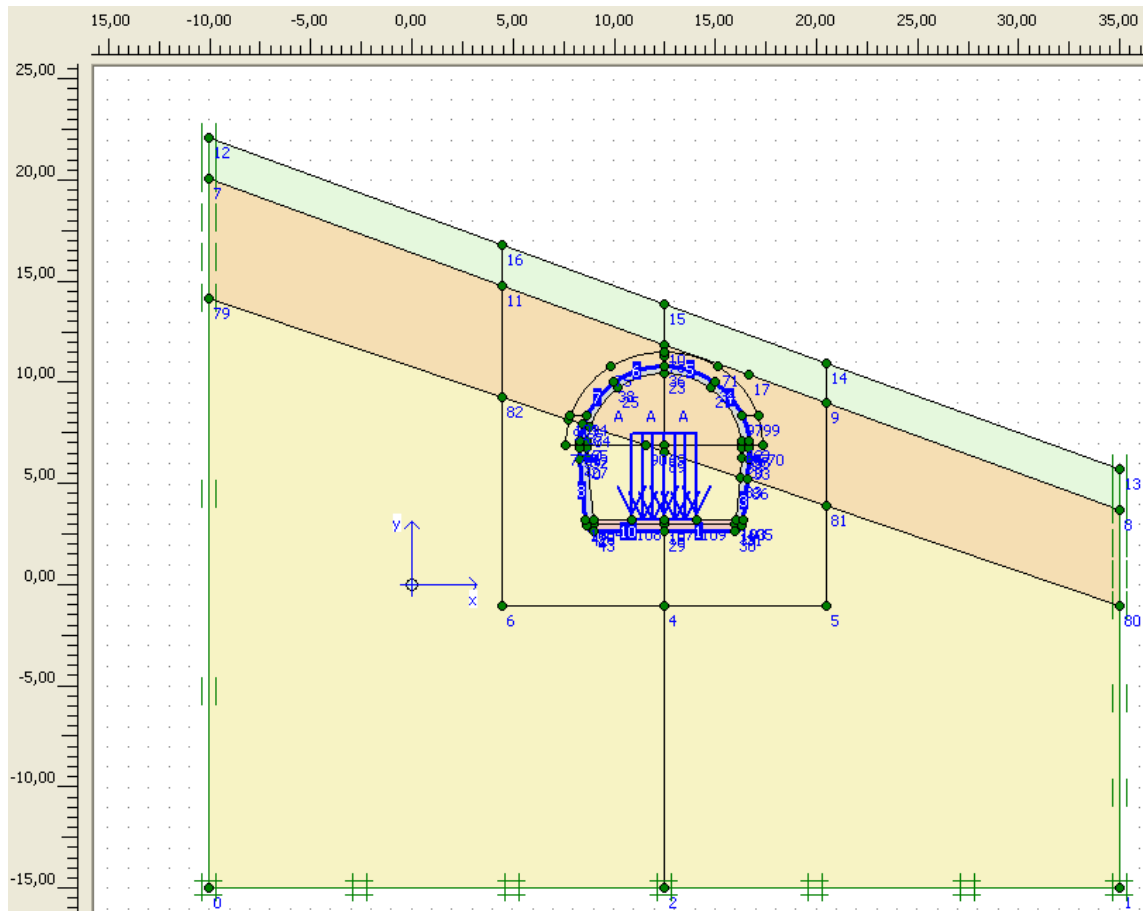
Řez je charakteristický pro část tunelu s velmi nízkým a nekvalitní horninou tvořeným nadložím, tedy pro úsek v km 26,783 50 až km 26,795 50. Rekonstrukce v této části bude prováděna tunelářským způsobem, a to při zajištění kaloty v předstihu mikropilotovým deštníkem.

Posuzovaný řez byl veden v místě s nejnepříznivějšími účinky, tzn. v místě, kde je předpokládána nejmenší mocnost nadloží tvořeného horninovým masivem, za současného přitížení mocnou vrstvou sedimentů na povrchu.

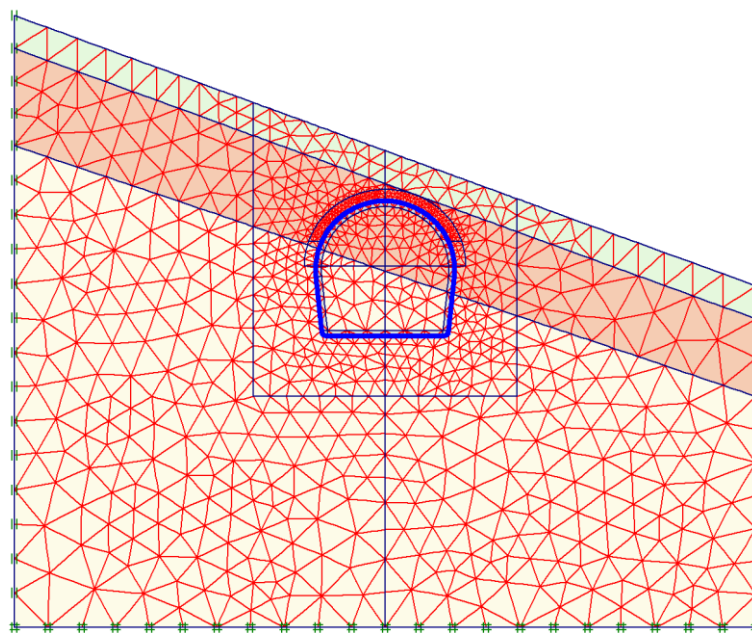
5.4.2 Výpočtový model

Geometrie geologické skladby byla odvozena na základě inženýrsko-geologických informací o lokalitě – viz kapitola 3. Ve spodní části modelu se nachází relativně zdravá neporušená hornina, do horní části tunelu pak zasahuje pruh horniny více porušené. Sled je shora přitížen vrstvou deluviálních sedimentů.

Vstupní geometrie je znázorněná na obrázku 5-8, vygenerovaná síť konečných prvků na obrázku 5-9.



Obr. 5-8: Výpočtový model pro řez I-I'



Obr. 5-9: Síť konečných prvků pro řez I-I'

5.4.3 Fáze výpočtu (výstavby)

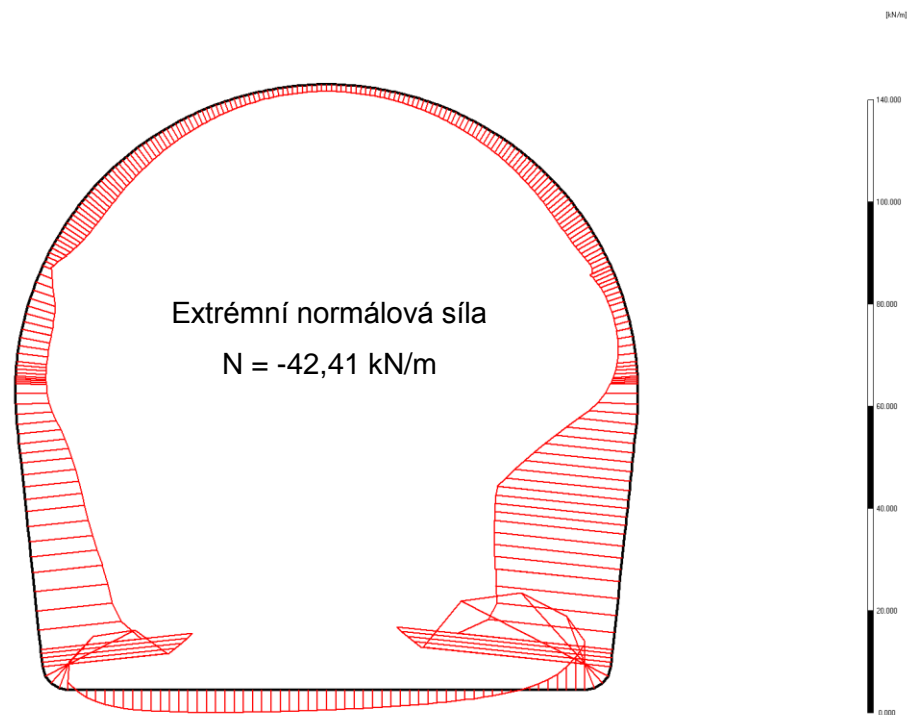
Úloha byla řešena v 6 fázích zachycujících jednotlivé fáze výstavby:

- zhotovení mikropilotového deštníku nad kalotou tunelu,
- odstranění stávajícího ostění,
- provedení primárního ostění,
- provedení sekundárního ostění,
- zatížení stálým zatížením – železniční svršek, výbava tunelu,
- zatížení extrémním nahodilým zatížením – průjezd vlakové soupravy vyvolávající maximální možné zatížení.

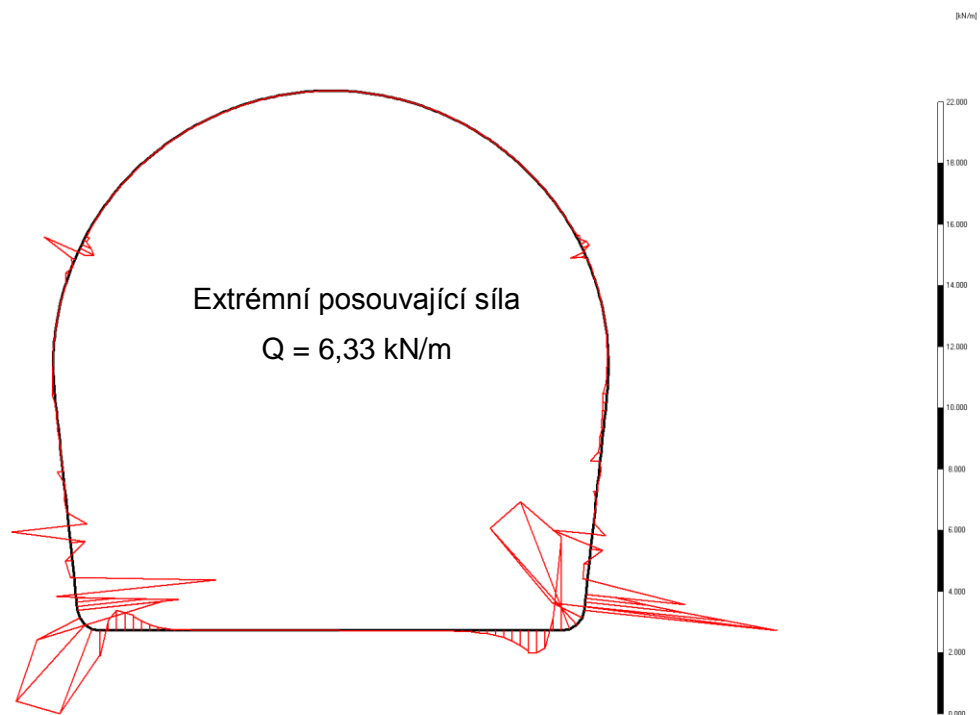
5.4.4 Výstupy z výpočetního programu

Výpočtem byla za nejnepříznivější určena fáze, kdy je tunel kompletně hotov, včetně vnitřního vybavení, a není současně zatížen průjezdem vlakové soupravy.

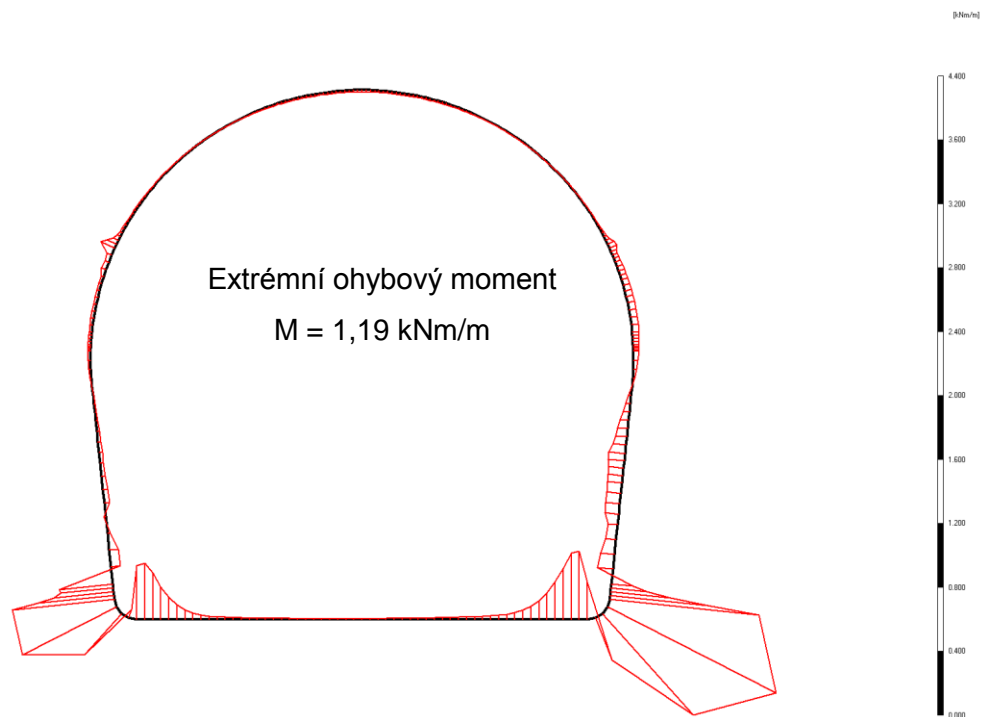
Vykreslení vnitřních sil v primárním ostění je na obrázcích 5-10 až 5-12.



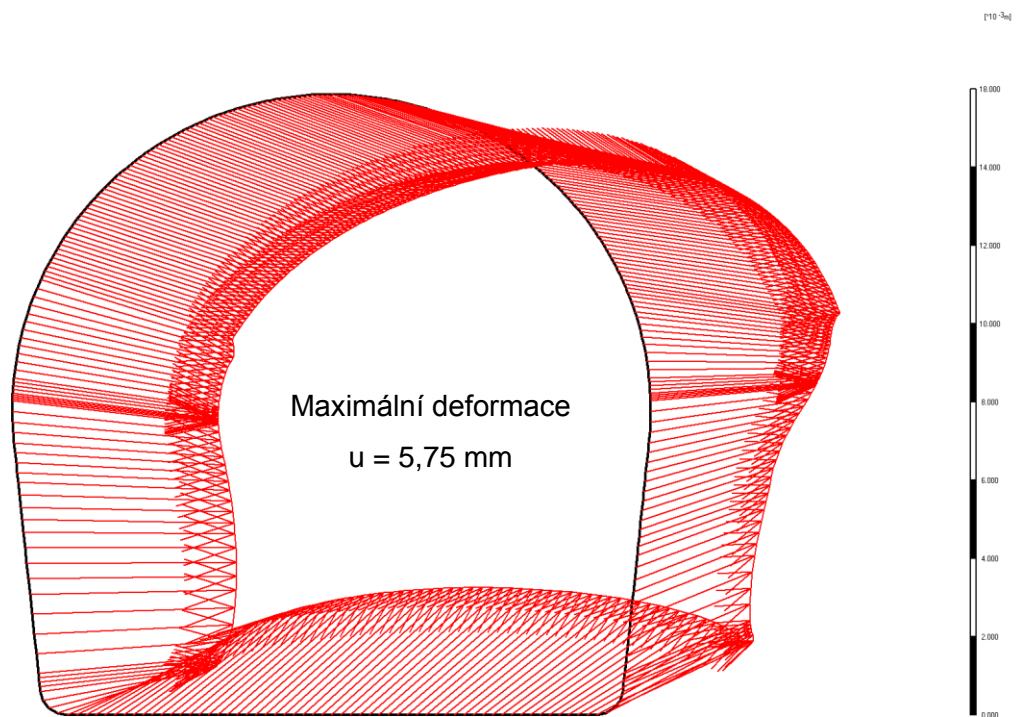
Obr. 5-10: Vykreslení normálových sil na konstrukci ostění pro řez II-II'



Obr. 5-11: Vykreslení posouvajících sil na konstrukci ostění pro řez II-II'



Obr. 5-12: Vykreslení ohybových momentů na konstrukci ostění pro řez II-II'



Obr. 5-13: Vykreslení deformací na konstrukci ostění pro řez II-II'

Výpočet vykázal maximální dosažené deformace konstrukce primárního ostění v poslední fázi, kdy již hotový tunel je zatížen průjezdem vlakové soupravy. Deformace v kalotě tunelu dosáhly v tomto modelu hodnoty 5,75 mm. Vykreslení deformací v celém tělese tunelu v této fázi je součástí obrázku 5-13.

5.5 Řešení řezu III-III' (km 28,796) matematickým modelováním (úsek rekonstruovaný v otevřené stavební jámě)

5.5.1 Charakteristika řezu

Řez charakterizuje úseky tunelu, které budou rekonstruovány v otevřených stavebních jámách, tedy oblasti u portálů. U jihozápadního portálu se jedná pouze o třímetrový úsek v km 26,684 50 až km 26,687 50, u severovýchodního portálu budou takto řešeny stávající portálový (P2) a část prvního tunelového (TP11) pasu, tedy úsek o délce 9,7 m v km 26,795 50 až km 26,805 20.

Cílem tohoto řezu je posoudit nejen ostění tunelu, jeho schopnost unést tíhu nadloží po zpětném zásypu konstrukce i odolnost vůči účinkům hutnění jednotlivých vrstev při zasypávání, ale také posouzení stability bočních svahů při jejich postupném zajišťování hřebíky a stříkaným betonem – vyhodnocení dále v kapitole 5.9.

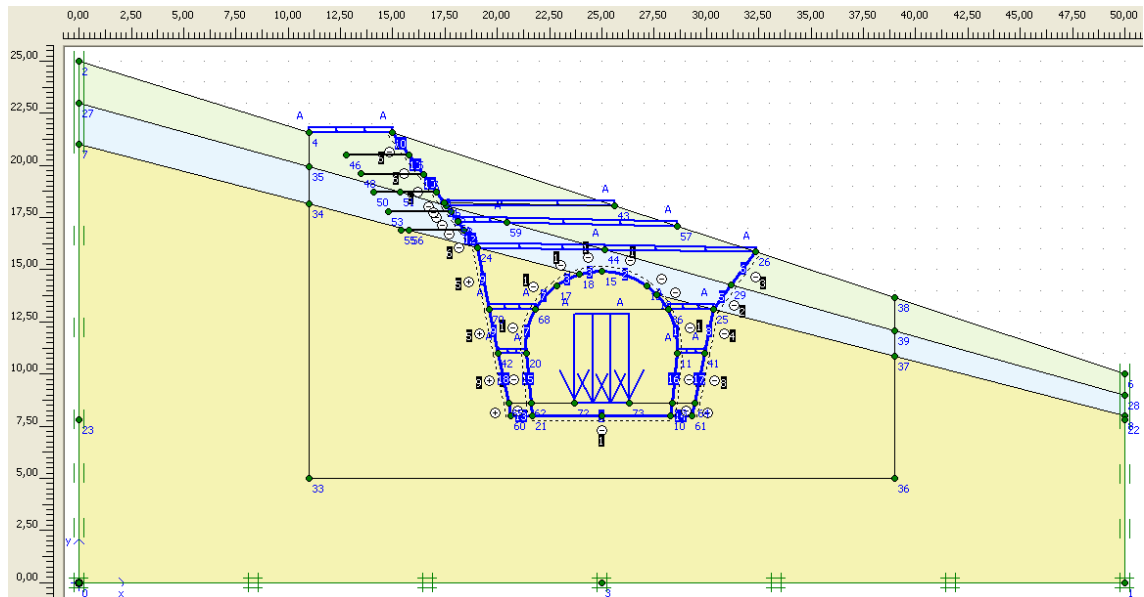
Posuzovaný řez byl veden v místě s nejnepříznivějšími účinky, tzn. V místě, kde je předpokládána největší mocnost nadloží po opětovném zasypání tunelu a kde současně bude třeba zajistit boční svahy o největší výšce.

5.5.2 Výpočtový model

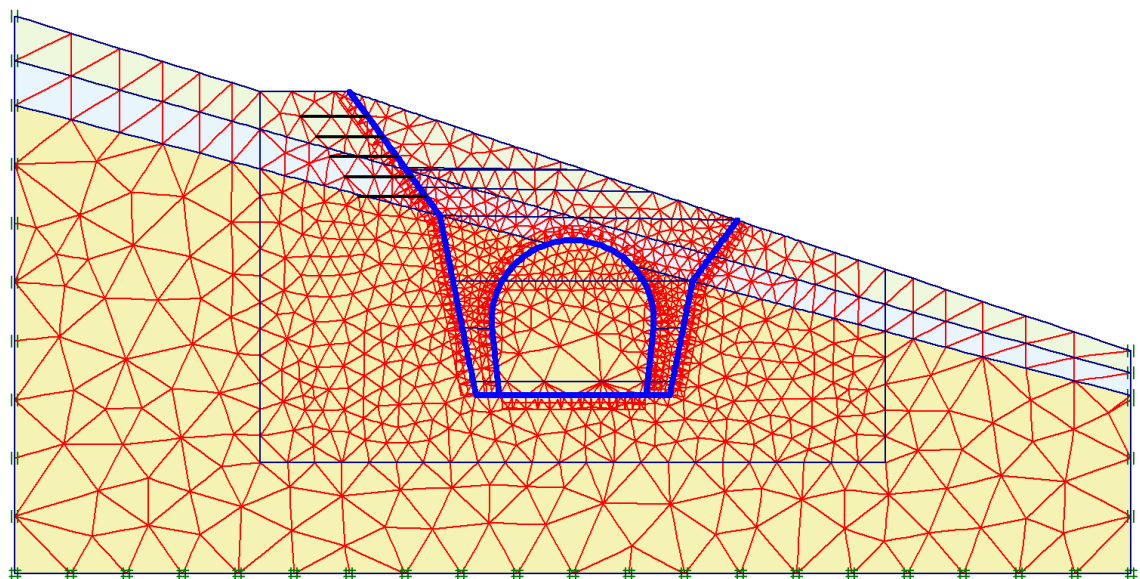
Geometrie geologické skladby byla odvozena na základě inženýrsko-geologických informací o lokalitě – viz kapitola 3. Sled vrstev začíná hlinitou zeminou, pod ní se nachází kamenité suť, která zasahuje až do části kaloty tunelu. Pod těmito sedimenty se nachází flyšová hornina.

Svahy byly namodelovány v odpovídajících sklonech, s možností odtěžování po etážích, rovněž nadloží tunelu umožňovalo postupné zasypávání vrstvami zeminy, s možností simulace zatížení při zhutňování každé z nich.

Vstupní geometrie je znázorněná na obrázku 5-14, vygenerovaná síť konečných prvků na obrázku 5-15.



Obr. 5-14: Výpočtový model pro řez III-III'



Obr. 5-15: Síť konečných prvků pro řez III-III'

5.5.3 Fáze výpočtu (výstavby)

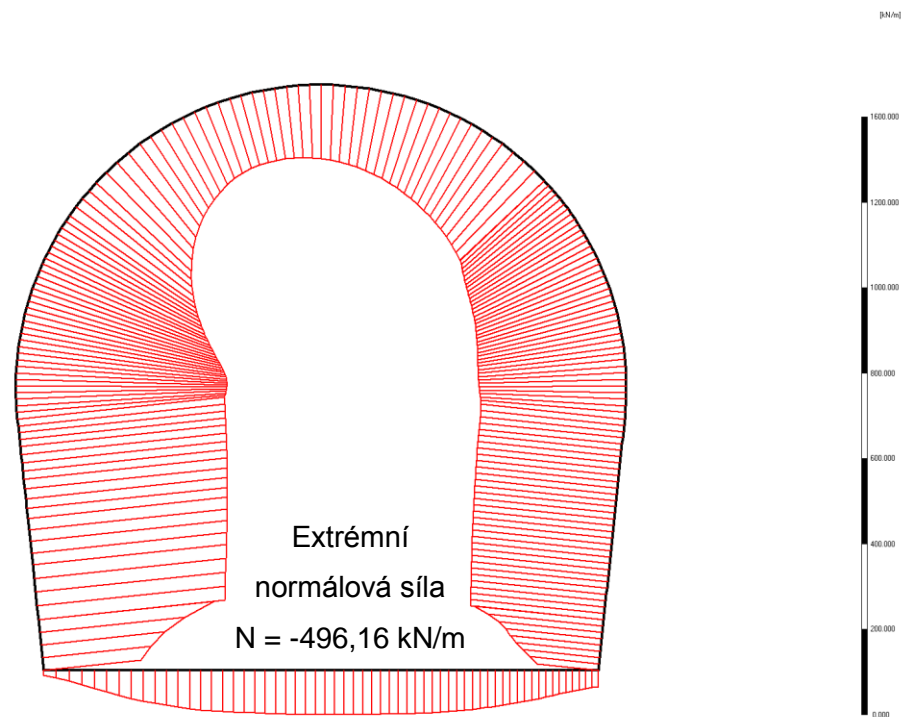
Úloha byla řešena v 31 fázích zachycujících jednotlivé fáze výstavby i možné účinky vnějších zatížení. Všechny fáze lze shrnout do několika hlavních kroků:

- postupné odstraňování nadloží a stávající konstrukce tunelu při současném zajišťování svahů hřebíky a stříkaným betonem; zohlednění možného zatížení lesní cesty v koruně svahu dopravou v jednotlivých fázích,
- betonáž nové tunelové konstrukce v otevřené stavební jámě,
- postupné zasypávání hotové konstrukce, hutnění jednotlivých překryvných vrstev; zohlednění možného zatížení lesní cesty v koruně svahu dopravou v jednotlivých fázích,
- zatížení tunelu stálým zatížením (železniční svršek, výbava tunelu), zatížení extrémním nahodilým zatížením – průjezd vlakové soupravy vyvolávající maximální možné zatížení,
- vyloučení funkce prvků dočasného pažení stavební jam (hřebíky, stříkaný beton svahů) – situace předpokládaná po dosažení životnosti těchto prvků (nejdříve 2 roky po jejich zhotovení); zohlednění možného zatížení lesní cesty v koruně svahu dopravou, zatížení tunelu stálým zatížením (železniční svršek, výbava tunelu), zatížení extrémním nahodilým zatížením – průjezd vlakové soupravy vyvolávající maximální možné zatížení.

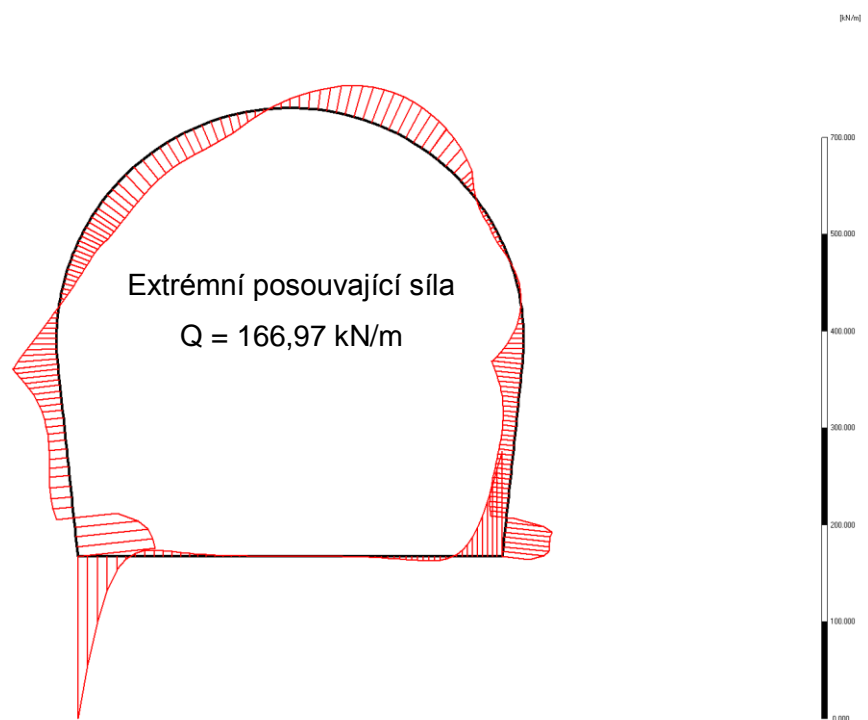
5.5.4 Výstupy z výpočetního programu

Nejnepříznivějšího stavu bylo podle výpočtu dosaženo ve dvou fázích. Maximální posouvající sílu a maximální ohybový moment vykazala fáze již hotové přesypané konstrukce bez vnitřního vybavení kolejištěm. Zatímco extrémní posouvající síly bylo dosaženo v nejmíce namáhaném místě konstrukce – přechodu horní klenby do počvy tunelu, maximální ohybový moment byl získán v kalotě. Maximální normálová síla byla označena ve stěně tunelu ve fázi hotové konstrukce v provozu, při současném přitížení lesní cesty na povrchu maximálním zatížením, a to za situace, kdy již dočasné konstrukce zajištění svahů zcela přestaly plnit svoji funkci.

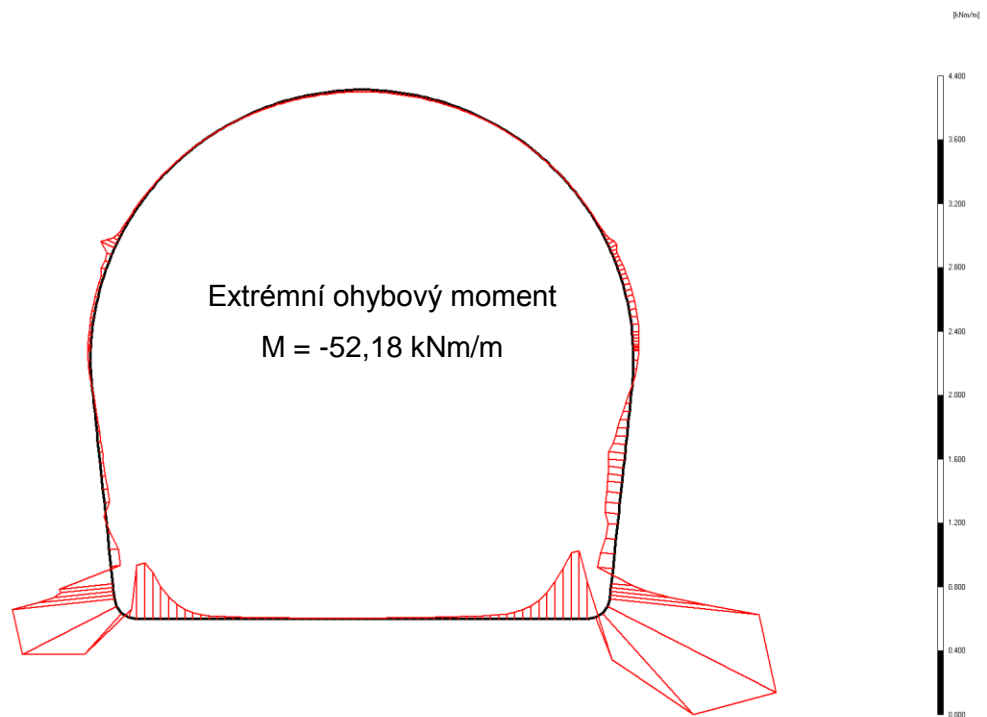
Vykreslení vnitřních sil v primárním ostění je na obrázcích 5-16 až 5-18.



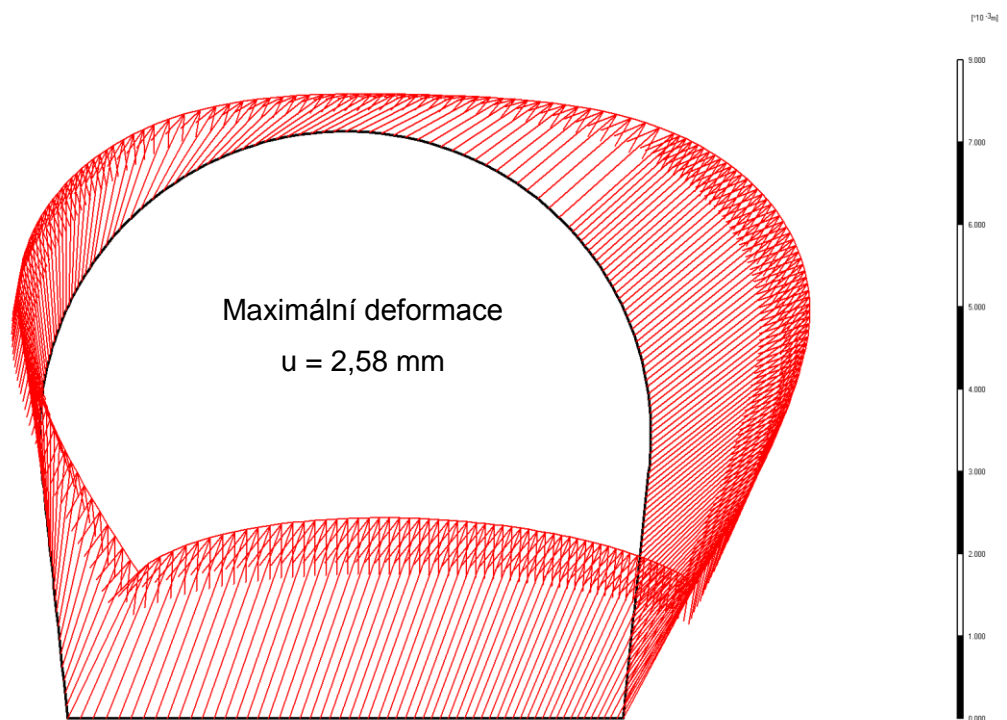
Obr. 5-16: Vykreslení normálových sil na konstrukci ostění pro řez III-III'



Obr. 5-17: Vykreslení posouvajících sil na konstrukci ostění pro řez III-III'



Obr. 5-18: Vykreslení ohybových momentů na konstrukci ostění pro řez III-III'

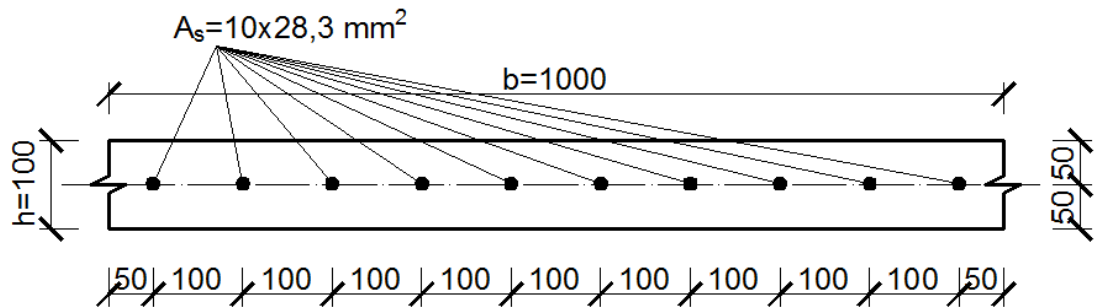


Obr. 5-19: Vykreslení deformací na konstrukci ostění pro řez III-III'

Maximálních deformací konstrukce primárního ostění bylo výpočtem dosaženo ve fázi dokončené samotné konstrukce tunelu, před započítáním jejího přesypávání. Deformace v počvě tunelu dosáhly v tomto modelu hodnoty 2,58 mm. Vykreslení deformací v celém tělese tunelu v této fázi je součástí obrázku 5-19.

5.6 Posouzení primárního ostění analytickým výpočtem

5.6.1 Charakteristika posuzovaného průřezu a materiálů



Obr. 5-20: Schéma posuzovaného průřezu (rozměry jsou v mm)

BETON (C20/25)

OCEL (B500)

Materiálové charakteristiky

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 1,0$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{20}{1,5} = 13,333 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cu3} = 3,50 \text{ ‰}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,783}{210\,000} = 2,07 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{c3} \cdot E_s = 1,75 \cdot 210 = 367,500 \text{ MPa}$$

Geometrické charakteristiky

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,1 \text{ m}$$

$$\lambda = 0,8$$

$$A_s = 2,83 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$d_1 = d_2 = 0,05 \text{ m}$$

$$z = 0 \text{ m}$$

5.6.2 Konstrukční uspořádání prvků – minimální a maximální plochy výztuže

Kruhové ostění tunelu působí jako deskostěna. Je tedy třeba splnit požadavky normy ČSN EN 1992-1-1 [42] pro vyztužení desky i stěny.

a) Deska – podélná výztuž

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,2}{500} \cdot 1 \cdot 0,05 = 0,57 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,05 = \underline{0,65 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,1 = \underline{40,0 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$\underline{A_{s,\min} = 0,65 \cdot 10^{-4} m^2 \leq A_s = 2,83 \cdot 10^{-4} m^2 \leq A_{s,\max} = 40,00 \cdot 10^{-4} m^2}$$

b) Deska – osová vzdálenost prutů

- Nosná výztuž

$$s_{\max,slabs} = 3 \cdot h = 3 \cdot 100 = \underline{300 mm} \leq 400 mm$$

$$\underline{s = 100 mm \leq s_{\max,slabs} = 300 mm}$$

- Nosná výztuž v oblastech maximálních momentů

$$s_{\max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 100 = \underline{200 mm} \leq 250 mm$$

$$\underline{s = 100 mm \leq s_{\max,slabs} = 200 mm}$$

c) Stěna – podélná výztuž

$$A_{s,v\min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 1 \cdot 0,1 = \underline{2,00 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$A_{s,v\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,1 = \underline{40,00 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$\underline{A_{s,v\min} = 2,00 \cdot 10^{-4} \leq A_s = 2,83 \cdot 10^{-4} \leq A_{s,v\max} = 40,00 \cdot 10^{-4} m^2}$$

d) *Stěna – osová vzdálenost prutů*

- Nosná výztuž

$$s_{\max,v} = 3 \cdot h = 3 \cdot 100 = 300 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq s_{\max,v} = 300 \text{ mm}$$

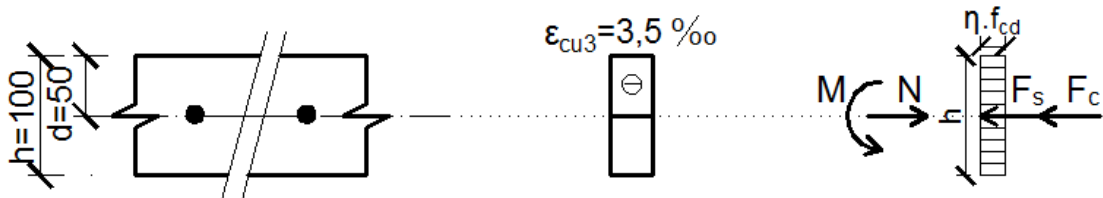
5.6.3 Posouzení na účinky momentů a normálových sil

Posouzení provedeno podle normy ČSN EN 1992-1-1 [42].

Na základě materiálových a geometrických charakteristik navržených tříd betonu a oceli byl sestaven interakční diagram, do kterého byly dosazeny hodnoty ohybových momentů a normálových sil získané z analýzy provedené matematickým modelováním v programu Plaxis 2D.

a) *Body interakčního diagramu*

Bod 0 (celý průřez tlačěn)



$$N_{Rd,0} = -(b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot \sigma_s$$

$$N_{Rd,0} = -(1 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3$$

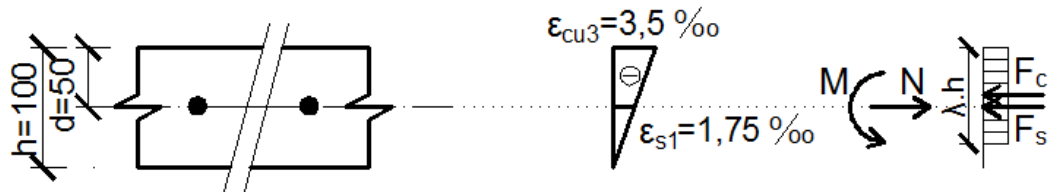
$$N_{Rd,0} = -1\,437,200 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,0} = A_s \cdot \sigma_s \cdot z$$

$$M_{Rd,0} = 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3 \cdot 0$$

$$M_{Rd,0} = 0 \text{ kNm}$$

Bod 1 (v dolních vláknech nulová deformace)



$$f_{yd,1} = \frac{\varepsilon_{s1} \cdot f_{yd}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{1,75 \cdot 434,783}{2,07} = 367,500 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,1} = -(b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot f_{yd,1}$$

$$N_{Rd,1} = -(1 \cdot 0,8 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3$$

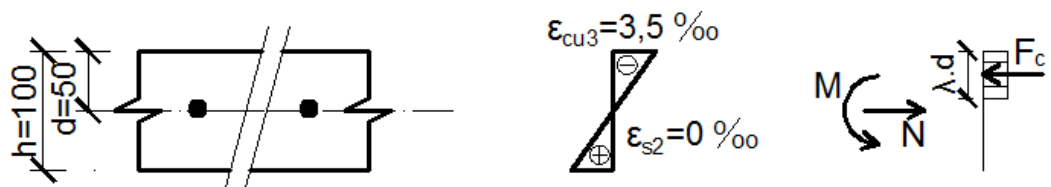
$$N_{Rd,1} = -1170,600 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,1} = b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot h \cdot (1 - \lambda) + A_s \cdot f_{yd,1} \cdot z$$

$$M_{Rd,1} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,1 \cdot (1 - 0,8) + 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3 \cdot 0$$

$$M_{Rd,1} = 10,667 \text{ kNm}$$

Bod 2 (nulové přetvoření výztuže)



$$f_{yd,2} = \frac{\varepsilon_{s2} \cdot f_{yd}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{0,00 \cdot 434,783}{2,07} = 0 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,2} = -(b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot f_{yd,2}$$

$$N_{Rd,2} = -(1 \cdot 0,8 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 0$$

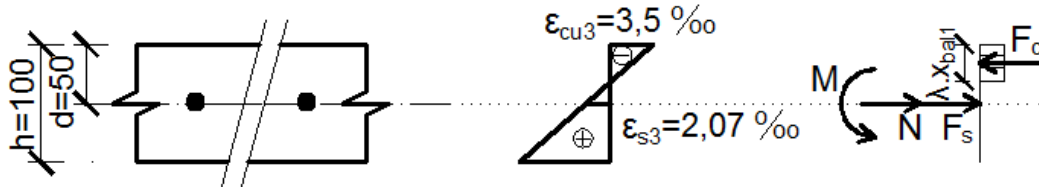
$$N_{Rd,2} = -533,330 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,2} = b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot d) + A_s \cdot f_{yd,2} \cdot z$$

$$M_{Rd,2} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot (0,1 - 0,8 \cdot 0,05) + 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 0 \cdot 0$$

$$M_{Rd,2} = 16,000 \text{ kNm}$$

Bod 3 (výztuž na mezi kluzu)



$$\varepsilon_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{sy}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,07} = 0,628 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,3} = -(\lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}) + A_s \cdot f_{yd}$$

$$N_{Rd,3} = -(0,8 \cdot 0,628 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3) + 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3$$

$$N_{Rd,3} = -212,200 \text{ kN}$$

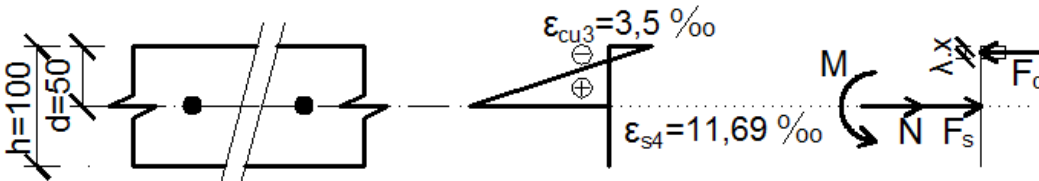
$$M_{Rd,3} = \lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d) + A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$M_{Rd,3} = 0,8 \cdot 0,628 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot (0,1 - 0,8 \cdot 0,628 \cdot 0,05) +$$

$$+ 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3 \cdot 0$$

$$M_{Rd,3} = 12,545 \text{ kNm}$$

Bod 4 (prostý ohyb)



$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3} = 0,01152 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,4} = -(b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}) + A_s \cdot f_{yd}$$

$$N_{Rd,4} = -(1 \cdot 0,8 \cdot 0,01152 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3$$

$$N_{Rd,4} = 0,000 \text{ kN}$$

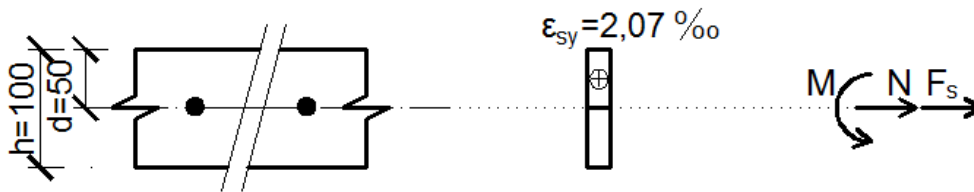
$$M_{Rd,4} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot x) - A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$M_{Rd,4} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,01152 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot (0,1 - 0,8 \cdot 0,01152) -$$

$$- 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3 \cdot 0$$

$$M_{Rd,4} = 5,580 \text{ kNm}$$

Bod 5 (celý průřez tažen)



$$N_{Rd,5} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$N_{Rd,5} = 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3$$

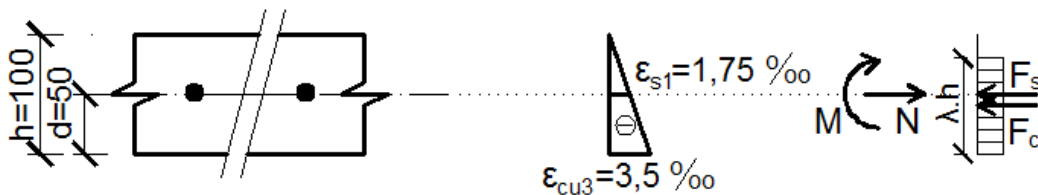
$$\underline{N_{Rd,5} = 122,932 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd,5} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$M_{Rd,5} = 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3 \cdot 0$$

$$\underline{M_{Rd,5} = 0,000 \text{ kNm}}$$

Bod 1* (v horních vláknech nulová deformace)



$$f_{yd,1} = \frac{\varepsilon_{s1} \cdot f_{yd}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{1,75 \cdot 434,783}{2,07} = 367,500 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,1}^* = -(b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot f_{yd,1}$$

$$N_{Rd,1}^* = -(1 \cdot 0,8 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3$$

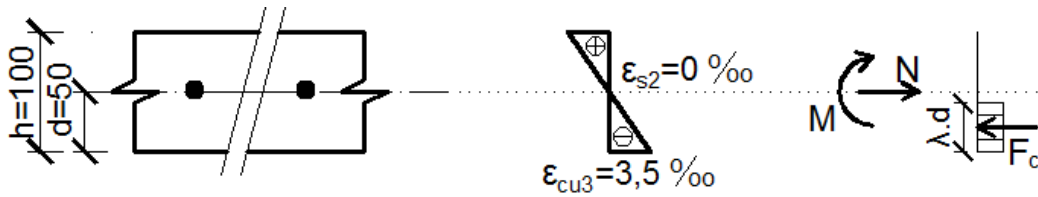
$$\underline{N_{Rd,1}^* = -1170,600 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd,1}^* = -(b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot h \cdot (1 - \lambda)) - A_s \cdot f_{yd,1} \cdot z$$

$$M_{Rd,1}^* = -(1 \cdot 0,8 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,1 \cdot (1 - 0,8)) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3 \cdot 0$$

$$\underline{M_{Rd,1}^* = -10,667 \text{ kNm}}$$

Bod 2* (nulové přetvoření výztuže)



$$f_{yd,2} = \frac{\varepsilon_{s2} \cdot f_{yd}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{0,00 \cdot 434,783}{2,07} = 0 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,2}^* = -(b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot f_{yd,2}$$

$$N_{Rd,2}^* = -(1 \cdot 0,8 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 0$$

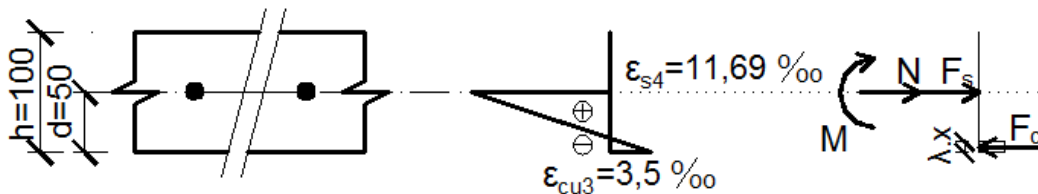
$$N_{Rd,2}^* = -533,330 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,2}^* = -(b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot d)) - A_s \cdot f_{yd,2} \cdot z$$

$$M_{Rd,2}^* = -(1 \cdot 0,8 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot (0,1 - 0,8 \cdot 0,05)) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 0 \cdot 0$$

$$M_{Rd,2}^* = -16,000 \text{ kNm}$$

Bod 3* (výztuž na mezi kluzu)



$$\varepsilon_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{sy}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,07} = 0,628 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,3}^* = -(\lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}) + A_s \cdot f_{yd}$$

$$N_{Rd,3}^* = -(0,8 \cdot 0,628 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3) + 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3$$

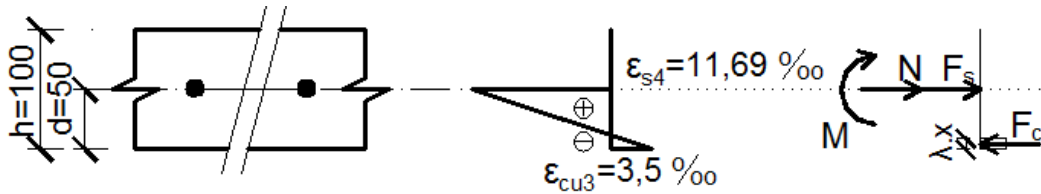
$$N_{Rd,3}^* = -212,200 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,3}^* = -(\lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d)) - A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$M_{Rd,3}^* = -(0,8 \cdot 0,628 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot (0,1 - 0,8 \cdot 0,628 \cdot 0,05)) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3 \cdot 0$$

$$M_{Rd,3}^* = -12,545 \text{ kNm}$$

Bod 4* (prostý ohyb)



$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3} = 0,01152 \text{ MPa}$$

$$N^*_{Rd,4} = -(b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}) + A_s \cdot f_{yd}$$

$$N^*_{Rd,4} = -(1 \cdot 0,8 \cdot 0,01152 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3) - 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3$$

$$\underline{N^*_{Rd,4} = 0,000 \text{ kN}}$$

$$M^*_{Rd,4} = -(b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot x)) + A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$M^*_{Rd,4} = -(1 \cdot 0,8 \cdot 0,01152 \cdot 1 \cdot 13,333 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot (0,1 - 0,8 \cdot 0,01152)) + 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 434,783 \cdot 10^3 \cdot 0$$

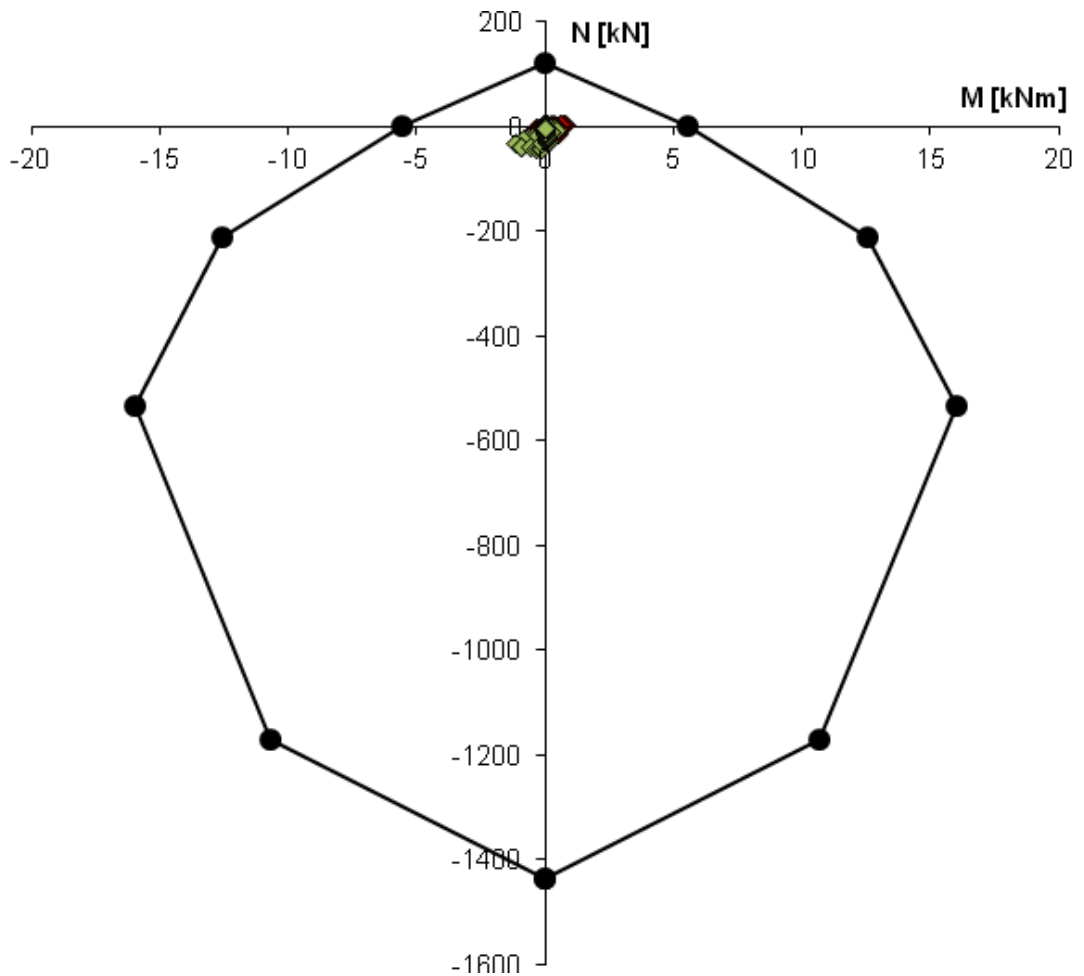
$$\underline{M^*_{Rd,4} = -5,580 \text{ kNm}}$$

b) Extrémní hodnoty normálových sil a ohybových momentů

Přehled kombinací hodnot normálových sil a ohybových momentů pro jednotlivé body konstrukce je, z důvodu přehlednosti této práce, součástí přílohy C.

c) Interakční diagram s dosazenými hodnotami pro posouzení

Hodnoty pro ostění v části tunelu bez opatření mikropilotovým deštníkem jsou znázorněny červenou barvou, hodnoty pro ostění se zajištěním mikropilotovým deštníkem jsou vybarveny zeleně.



Obr. 5-21: Interakční diagram pro primární ostění

d) Vyhodnocení

Normálové síly a ohybové momenty v primárním ostění v posuzovaném řezu, získané matematickým modelováním v programu PLAXIS 2D, nabývají, v měřítku interakčního diagramu, velmi nízkých a stabilních hodnot – nepřibližují se hranicím diagramu. Výpočet tedy potvrdil předpoklad, že výrub v posuzované části tunelu je stabilní a tedy hlavním úkolem primárního ostění je zabránit vypadávání částí břidličnaté a lokálně porušené horniny do výrubu – tzn. zajištění bezpečnosti ve výrubu a zabránění tvorby nežádoucích nadvýlomů.

5.6.4 Posouzení na účinky posouvajících sil

Posouzení bylo provedeno podle normy ČSN EN 1992-1-1 [42], pro prvky nevyžadující návrh smykové výztuže – v primárním ostění nebyla navržena smyková výztuž.

Aby mohl být uvažován tento postup výpočtu, je třeba splnit podmínku $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$.

Díličními vzorci pro ověření podmínky jsou:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$
$$\geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = \underline{0,12}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{50}} = 3,0 \leq \underline{2,0}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2,83 \cdot 10^{-4}}{1,0 \cdot 0,05} = \underline{0,00566} \leq 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,4427$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

- kde A_{sl} plocha tahové výztuže,
 d účinná výška průřezu [mm],
 b_w nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti [mm],
 N_{Ed} normálová síla v průřezu od zatížení [N],
 A_c plocha betonového průřezu [mm²].

Díličí výpočty byly provedeny v aplikaci MS Excel.

Konstrukce vyhoví požadavkům na účinky posouvajících sil ve všech posuzovaných bodech.

Přehled splnění podmínek rovnováhy pro jednotlivé body konstrukce je, z důvodu přehlednosti této práce, součástí přílohy D.

5.7 Posouzení sekundárního, resp. hlavního ostění u části prováděné v otevřené stavební jámě, analytickým výpočtem

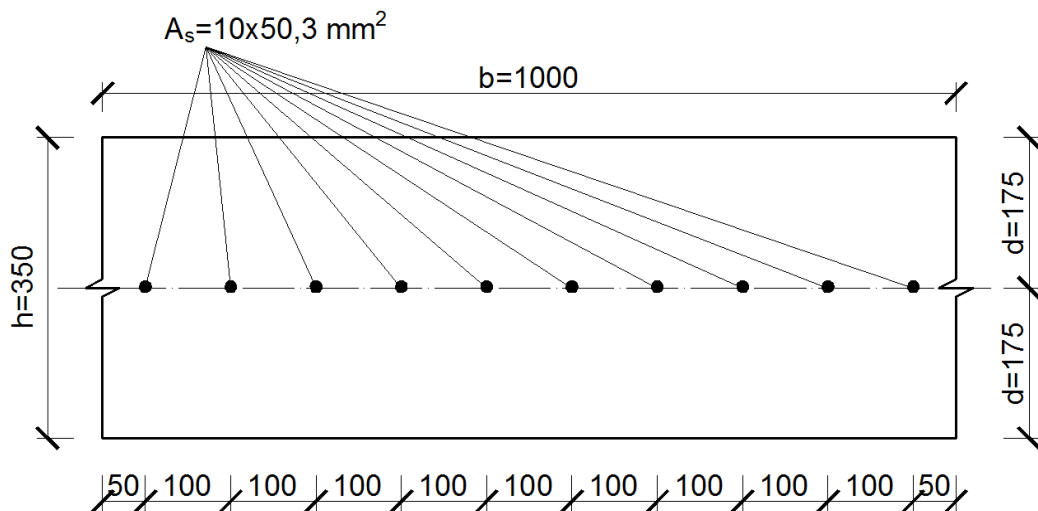
Sekundární ostění části prováděné tunelářským způsobem a ostění v části hloubené jsou navrženy jako totožné – se stejnými materiálovými i geometrickými charakteristikami. Mohou být tedy posouzeny společně.

Vzhledem k předpokladu, že sekundární ostění trvale převezme funkci dočasného primárního ostění, bylo posuzováno na vnitřní síly totožné se silami, které působí na primární ostění.

Hlavní ostění hloubené části bylo posuzováno na vnitřní síly získané matematickým výpočtem na modelu pro řez III-III' – viz kapitola 5.5.

5.7.1 Charakteristika posuzovaného průřezu a materiálů

Průřez byl posuzován na 1 bm své délky.



Obr. 5-22: Schéma posuzovaného průřezu (rozměry jsou v mm)

BETON (C25/30)**OCEL (B500)***Materiálové charakteristiky*

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 1,0$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{25}{1,5} = 16,666 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cu3} = 3,50 \text{ ‰}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,783}{210\,000} = 2,07 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{c3} \cdot E_s = 1,75 \cdot 210 = 367,500 \text{ MPa}$$

Geometrické charakteristiky

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,35 \text{ m}$$

$$\lambda = 0,8$$

$$A_s = 5,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$d_1 = d_2 = 0,175 \text{ m}$$

$$z = 0 \text{ m}$$

5.7.2 Konstrukční uspořádání prvků – minimální a maximální plochy výztuže

Ověření splnění požadavků konstrukčního uspořádání výztuže v sekundárním ostění bylo provedeno analogicky s postupem pro primární ostění, při dosažení odpovídajících hodnot.

a) Deska – podélná výztuž

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1 \cdot 0,175 = \underline{2,37 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2}$$

$$\geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,175 = 2,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,1 = \underline{140,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2}$$

$$\underline{A_{s,\min} = 2,37 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \leq A_s = 5,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \leq A_{s,\max} = 140,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2}$$

b) *Deska – osová vzdálenost prutů*

- Nosná výztuž

$$s_{\max,slabs} = 3 \cdot h = 3 \cdot 350 = 1\,050 \text{ mm} \leq \underline{400 \text{ mm}}$$

$$\underline{s = 100 \text{ mm} \leq s_{\max,slabs} = 400 \text{ mm}}$$

- Nosná výztuž v oblastech maximálních momentů

$$s_{\max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 350 = 1\,050 \text{ mm} \leq \underline{250 \text{ mm}}$$

$$\underline{s = 100 \text{ mm} \leq s_{\max,slabs} = 250 \text{ mm}}$$

c) *Stěna – osová vzdálenost prutů*

- Nosná výztuž

$$s_{\max,v} = 3 \cdot h = 3 \cdot 350 = 1\,050 \text{ mm} \leq \underline{400 \text{ mm}}$$

$$\underline{s = 100 \text{ mm} \leq s_{\max,v} = 400 \text{ mm}}$$

5.7.3 *Posouzení na účinky momentů a normálových sil*

Posouzení bylo provedeno podle normy ČSN EN 1992-1-1 [42], analogicky s postupem pro primární ostění, při dosažení odpovídajících hodnot.

a) *Body interakčního diagramu*

Interakční diagram byl sestaven analogicky s postupem pro primární ostění, uvedeny jsou tedy pouze hodnoty jednotlivých bodů interakčního diagramu.

Bod 0 (celý průřez tlačení)

$$\underline{N_{Rd,0} = -6\,018,186 \text{ kN}}$$

$$\underline{M_{Rd,0} = 0 \text{ kNm}}$$

Bod 1 (v dolních vláknech nulová deformace)

$$f_{yd,1} = 367,570 \text{ MPa}$$

$$\underline{N_{Rd,1} = -4\,851,554 \text{ kN}}$$

$$\underline{M_{Rd,1} = 163,333 \text{ kNm}}$$

Bod 2 (nulové přetvoření výztuže)

$$f_{yd,2} = 0 \text{ MPa}$$

$$\underline{N_{Rd,2} = -2\,333,333 \text{ kN}}$$

$$\underline{M_{Rd,2} = 245,000 \text{ kNm}}$$

Bod 3 (výztuž na mezi kluzu)

$$\varepsilon_{bal,1} = 0,628 \text{ MPa}$$

$$\underline{N_{Rd,3} = -1\,247,492 \text{ kN}}$$

$$\underline{M_{Rd,3} = 192,092 \text{ kNm}}$$

Bod 4 (prostý ohyb)

$$x = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\underline{N_{Rd,4} = 0,000 \text{ kN}}$$

$$\underline{M_{Rd,4} = 36,837 \text{ kNm}}$$

Bod 5 (celý průřez tažen)

$$\underline{N_{Rd,5} = 218,696 \text{ kN}}$$

$$\underline{M_{Rd,5} = 0,000 \text{ kNm}}$$

Bod 1* (v horních vláknech nulová deformace)

$$f_{yd,1} = 367,570 \text{ MPa}$$

$$\underline{N^*_{Rd,1} = -4\,851,554 \text{ kN}}$$

$$\underline{M^*_{Rd,1} = -163,333 \text{ kNm}}$$

Bod 2* (nulové přetvoření výztuže)

$$f_{yd,2} = 0 \text{ MPa}$$

$$\underline{N^*_{Rd,2} = -2\,333,333 \text{ kN}}$$

$$\underline{M^*_{Rd,2} = -245,000 \text{ kNm}}$$

Bod 3* (výztuž na mezi kluzu)

$$\varepsilon_{bal,1} = 0,628 \text{ MPa}$$

$$\underline{N^*_{Rd,3} = -1\,247,492 \text{ kN}}$$

$$\underline{M^*_{Rd,3} = -192,092 \text{ kNm}}$$

Bod 4* (prostý ohyb)

$$x = 0,016 \text{ MPa}$$

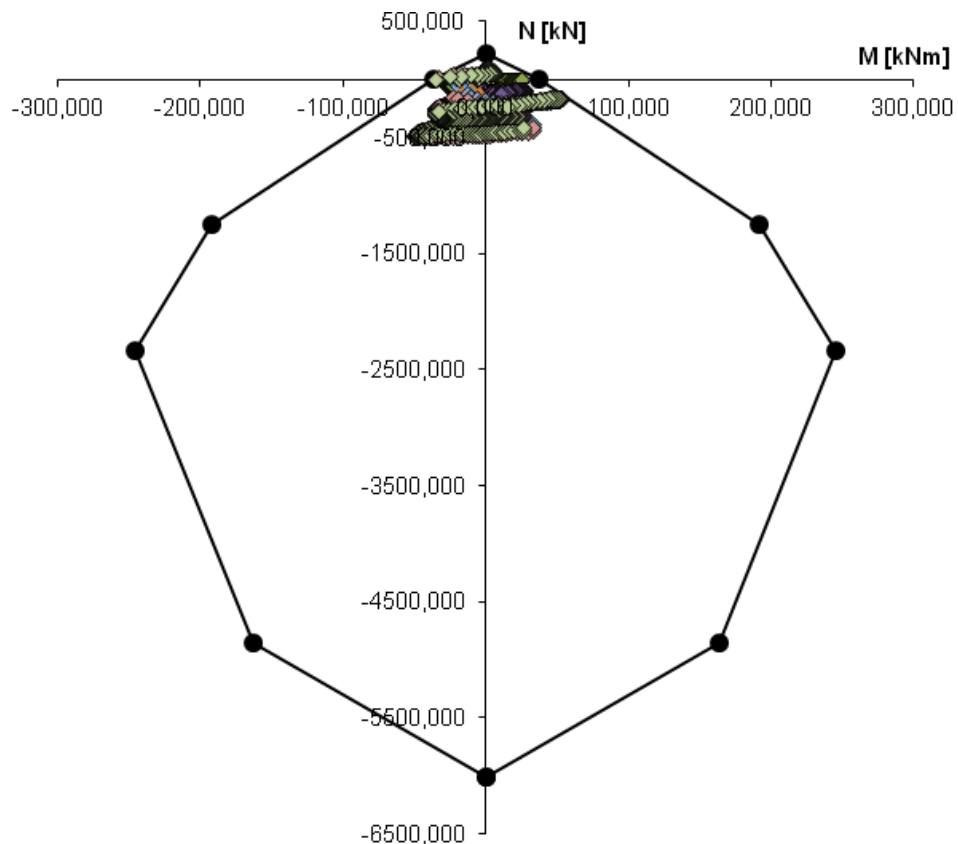
$$\underline{N^*_{Rd,4} = 0,000 \text{ kN}}$$

$$\underline{M^*_{Rd,4} = -36,837 \text{ kNm}}$$

b) Extrémní hodnoty normálových sil a ohybových momentů

Přehled kombinací hodnot normálových sil a ohybových momentů pro jednotlivé body konstrukce je, z důvodu přehlednosti této práce, součástí přílohy C.

c) *Interakční diagram s dosaženými hodnotami pro posouzení*



Obr. 5-23: Interakční diagram pro sekundární ostění a ostění hloubené části tunelu

Hodnoty pro různé fáze výstavby a funkce tunelu jsou v interakčním diagramu vyznačeny odlišnými barvami. Vzhledem k výskytu hodnot jednotlivých fází ve velmi podobných intervalech se však data překrývají a barevné odlišení není zcela zřetelné.

d) *Vyhodnocení*

Normálové síly a ohybové momenty v sekundárním ostění v tunelářském způsobem rekonstruovaném úseku tunelu nabývají, v měřítku interakčního diagramu, stejně jako u primárního ostění, velmi nízkých a stabilních hodnot – nepřibližují se hranicím diagramu. Jelikož primární ostění tunelu totožným vnitřním silám vyhovělo, mělo by i posuzované sekundární, mohutnější a více vyztužené, ostění požadavky na stabilitu splňovat. Tento předpoklad byl výpočtem potvrzen.

Ostění v hloubené (přesypané) části tunelu je naopak vystaveno mnohem významnějším vnitřním silám, způsobeným tíhou zásypu i účinkům hutnění jednotlivých vrstev zeminy v nadloží. Některé ze získaných hodnot se proto blíží hranicím interakčního diagramu, ve všech svých částech i fázích však konstrukce podmínku stability splňuje.

5.7.4 Posouzení na účinky posouvajících sil

Posouzení bylo provedeno analogicky s postupem pro primární ostění.

Konstrukce vyhoví požadavkům na účinky posouvajících sil ve všech posuzovaných bodech.

Přehled splnění podmínek rovnováhy pro jednotlivé body konstrukce je, z důvodu přehlednosti této práce, součástí přílohy D.

5.8 Posouzení svahu nad výjezdovým portálem

5.8.1 Charakteristika posuzovaného místa

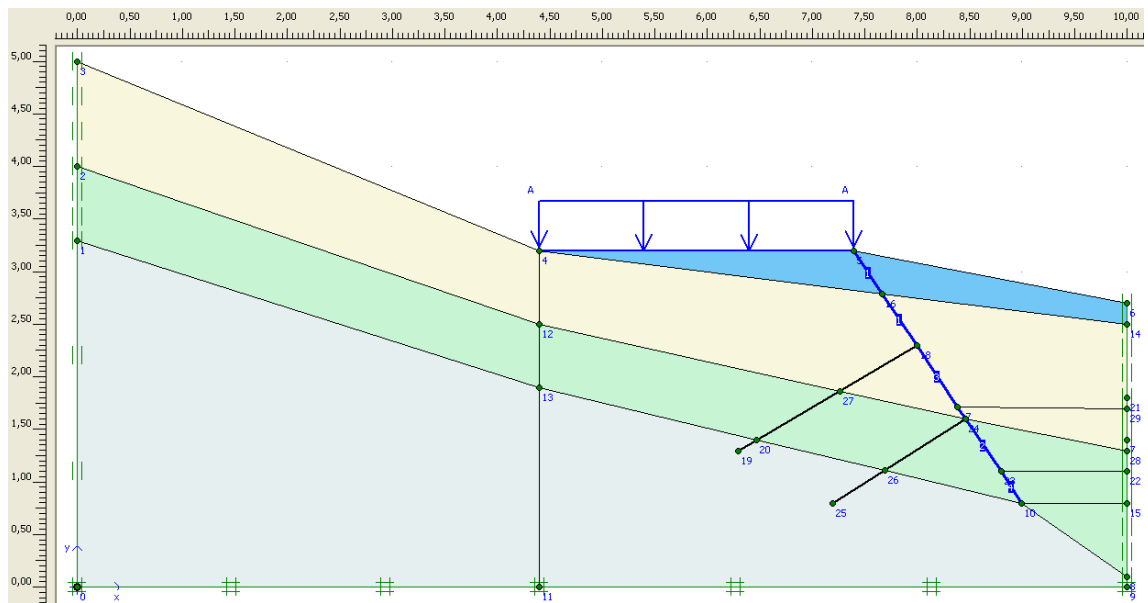
Jedná se o oblast výjezdového – severovýchodního portálu tunelu, která bude rekonstruovaná v otevřené stavební jámě. V této kapitole je řešen svah nad tunelem, který bude vytvořen při odtěžování nadloží a jehož zajištění je nezbytné. Řez je veden osou tunelu.

5.8.2 Výpočtový model

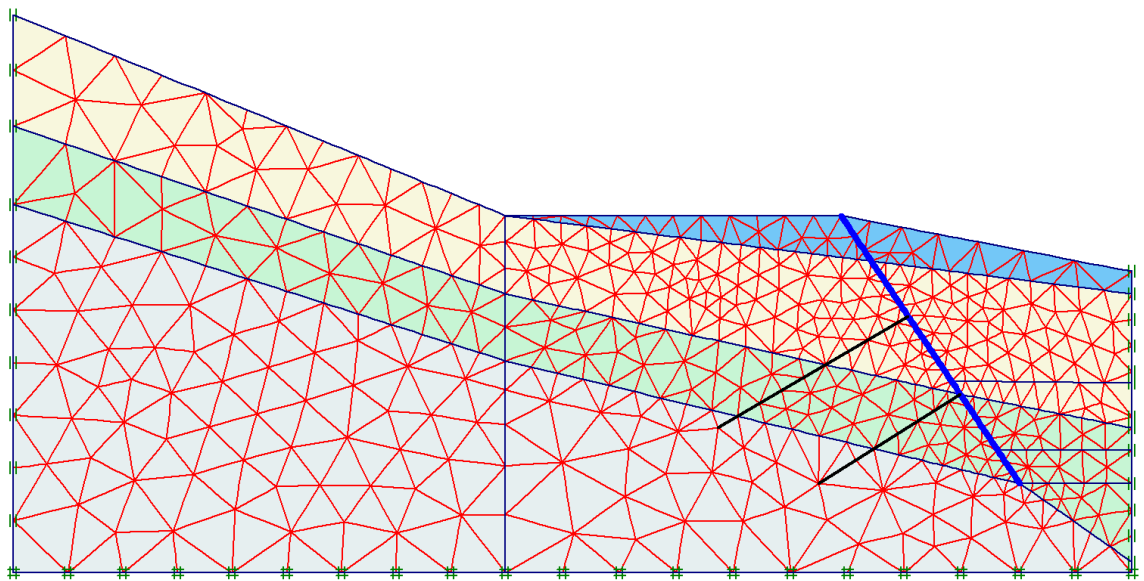
Geometrie geologické skladby byla odvozena na základě inženýrsko-geologických informací o lokalitě (viz kapitola 3) a získaných podkladů. Pod cestou je předpokládána vrstva navážek, pod ní sled hlinité zeminy a kamenité suti. Podloží je tvořeno flyšovou horninou.

Svah byl namodelován v odpovídajícím sklonu, s možností simulace odtěžování po etážích.

Vstupní geometrie je znázorněná na obrázku 5-24, vygenerovaná síť konečných prvků na obrázku 5-25.



Obr. 5-24: Výpočtový model pro svah nad výjezdovým portálem



Obr. 5-25: Síť konečných prvků pro svah nad výjezdovým portálem

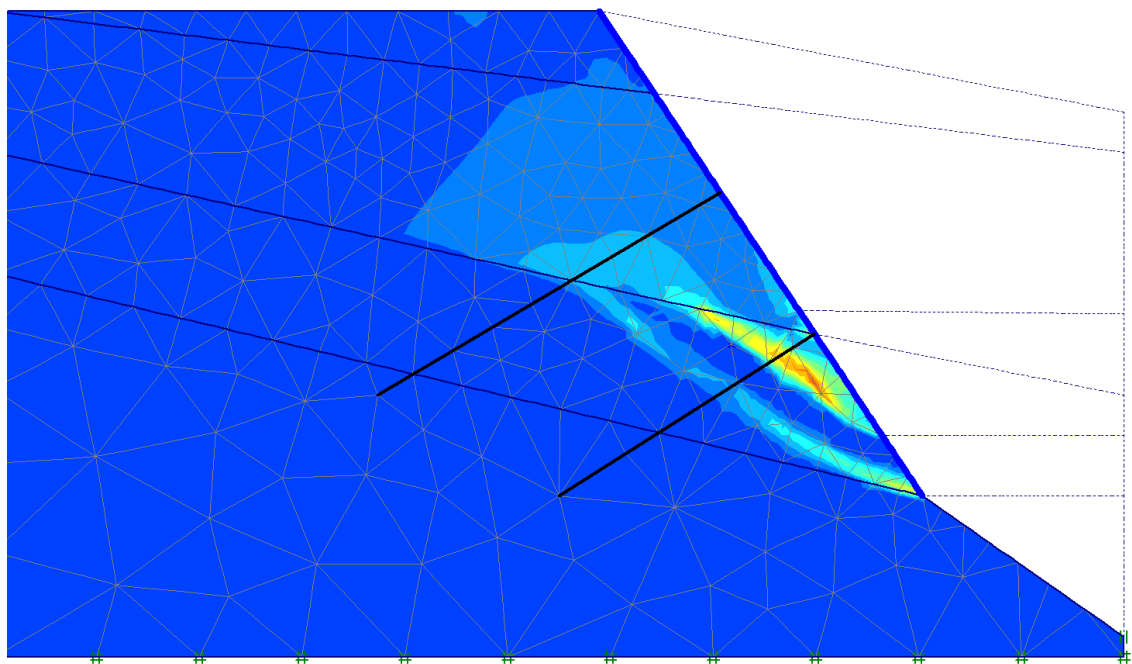
5.8.3 Fáze výpočtu (výstavby)

Úloha byla řešena v 12 fázích zachycujících jednotlivé fáze výstavby, tedy postupné odtěžování svahu s průběžným zajišťováním odtěžené etáže. Svah byl ve všech fázích odtěžování rovněž přitížen v koruně dopravou na lesní cestě.

5.8.4 Výstupy z výpočetního programu

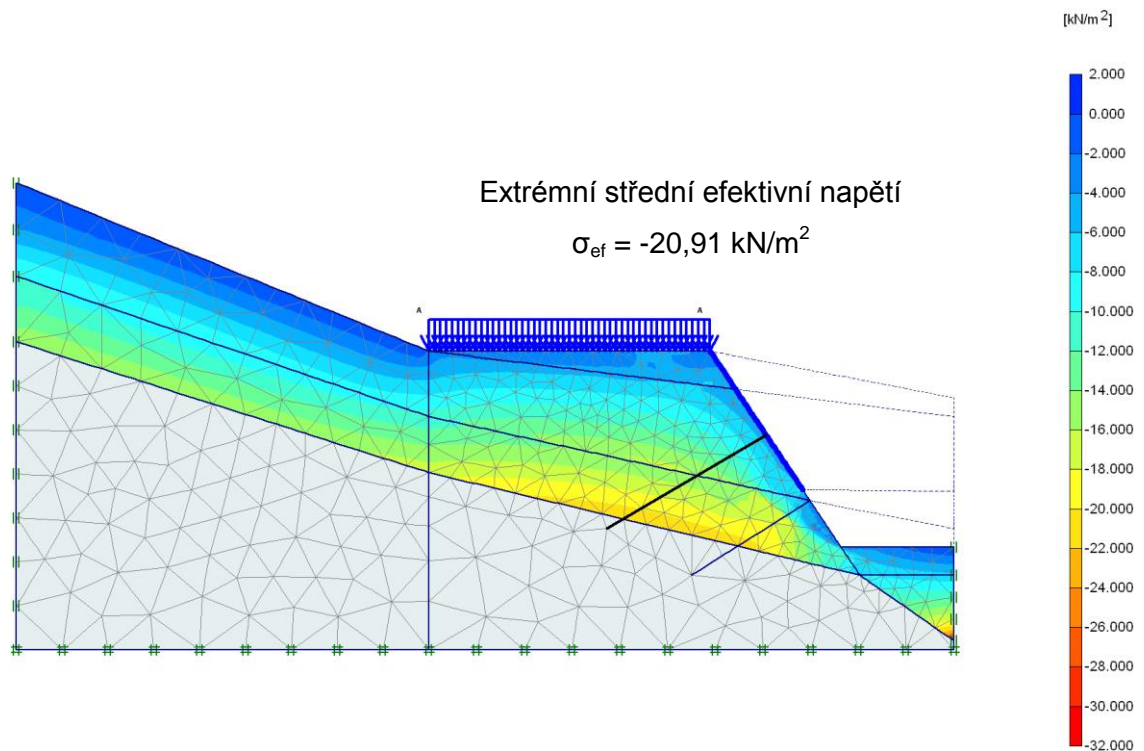
Ve svahu byly, podle teoretických předpokladů, tendence ke tvorbě smykových ploch (viz obrázek 5-26). Kolapsu svahu po těchto smykových plochách však bylo zabráněno odtěžováním po etážích. Smykové plochy byly „přerušeny“ hřebíky.

Nejnepříznivějšího stavu bylo podle výpočtu dosaženo ve fázi po odtěžení druhé etáže před zajištěním svahu hřebíky a stříkaným betonem, při současném zatížení lesní cesty v koruně svahu. V této fázi bylo dosaženo nejvyšších středních efektivních napětí (vykreslení efektivních napětí na obrázku 5-27).

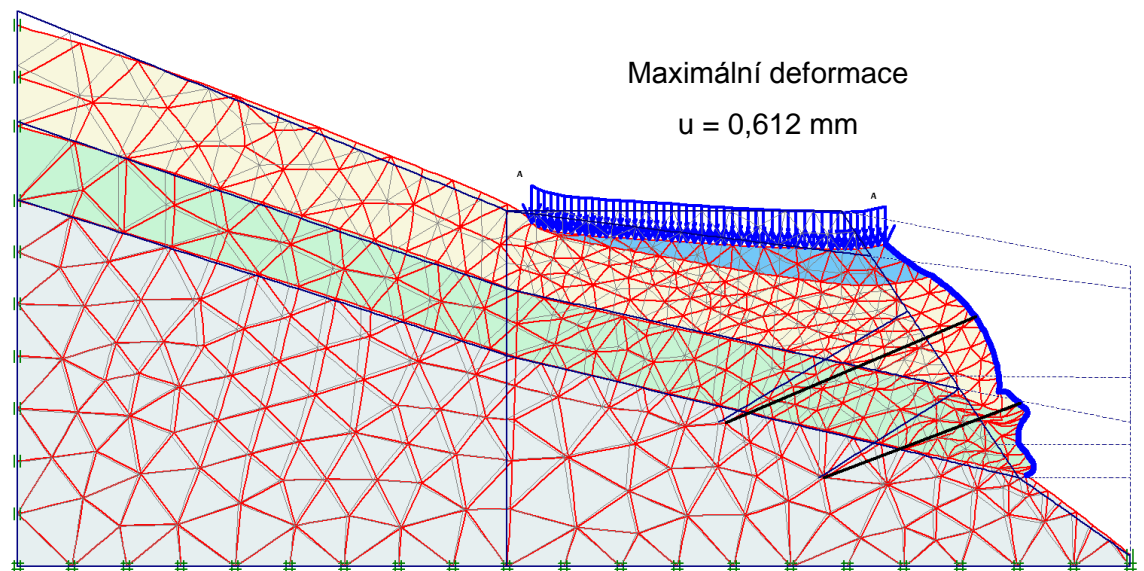


Obr. 5-26: Tvorba smykových ploch při „otevírání“ svahu“

Dosažení maximálních deformací je předpokládáno v poslední fázi – hotový zajištěný svahu při přitížení lesní cesty v koruně. V této fázi byly v oblasti rozhraní vrstev hlinité zeminy a kamenitých deluviálních sedimentů výpočtem dosaženy deformace o hodnotě 0,612 mm. Pohled na deformovanou síť v této fázi je na obrázku 5-28.



Obr. 5-27: Vykreslení středních efektivních napětí v nejnepříznivější fázi



Obr. 5-28: Vykreslení předpokládaných deformací svahu nad výjezdovým portálem
(pro názornost jsou deformace na schématu 1000 krát zvětšeny)

5.9 Posouzení bočních svahů v hloubené části tunelu

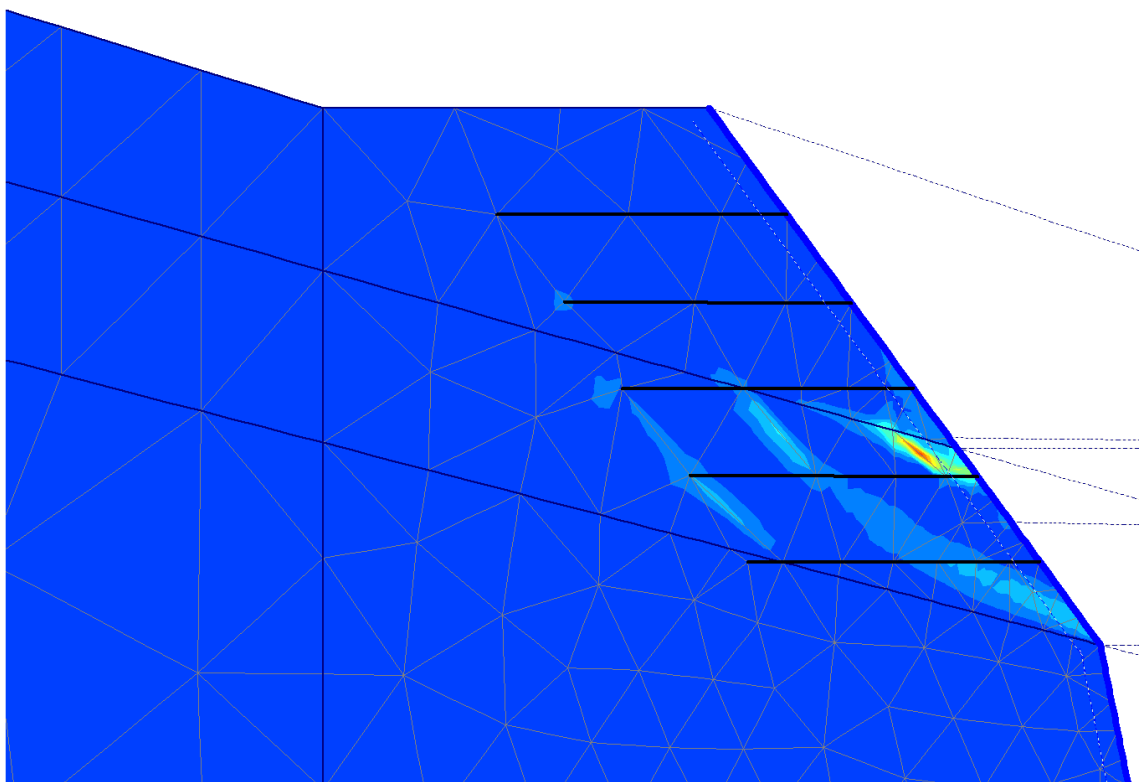
Posouzení bočních svahů v hloubené části tunelu bylo provedeno na modelu požitém pro posouzení řezu III-III' tunelu – viz kapitola 5.5. Charakteristika řezu, popis a schéma výpočtového modelu i shrnutí fází výpočtu je uvedeno již výše.

5.9.1 Výstupy z výpočetního software

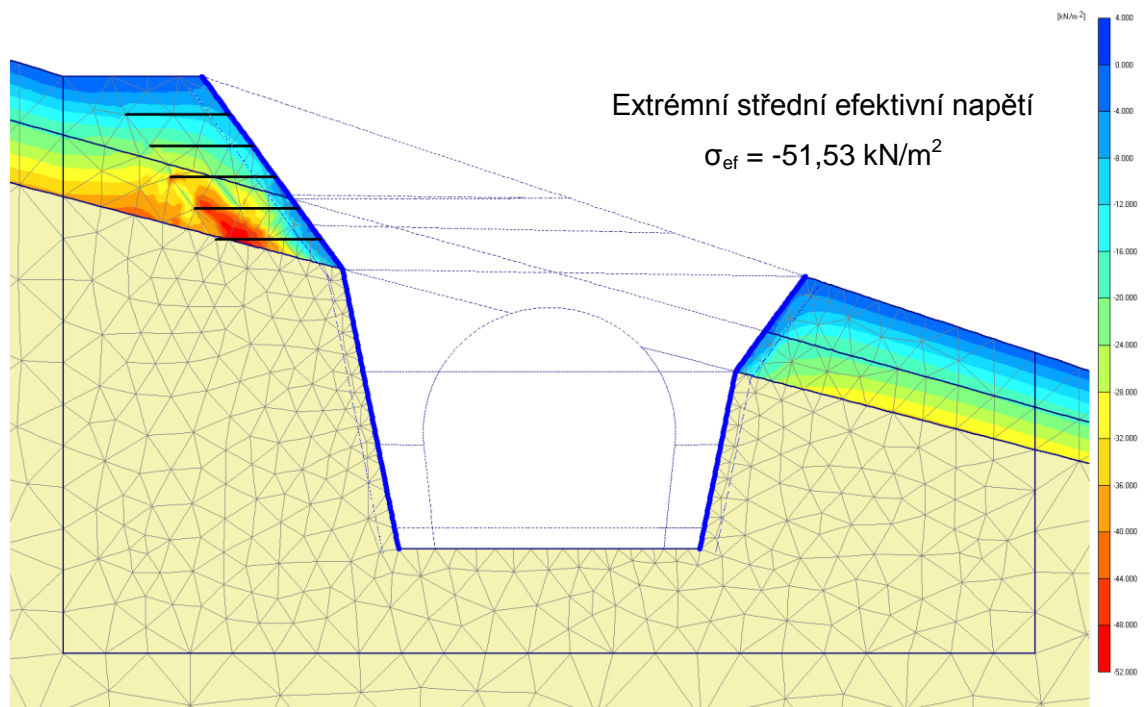
Chování levého bočního svahu výjezdového portálu bylo, vzhledem k podobnosti geologického prostředí a skladby se svahem nad výjezdovým portálem, obdobné. Vznikající smykové plochy byly rovněž „přerušeny“ řadami hřebíků (viz obrázek 5-29).

V případě pravého bočního svahu nebylo třeba, vzhledem k příznivější orientaci geologických vrstev, přistoupit ke speciálním stabilizačním opatřením.

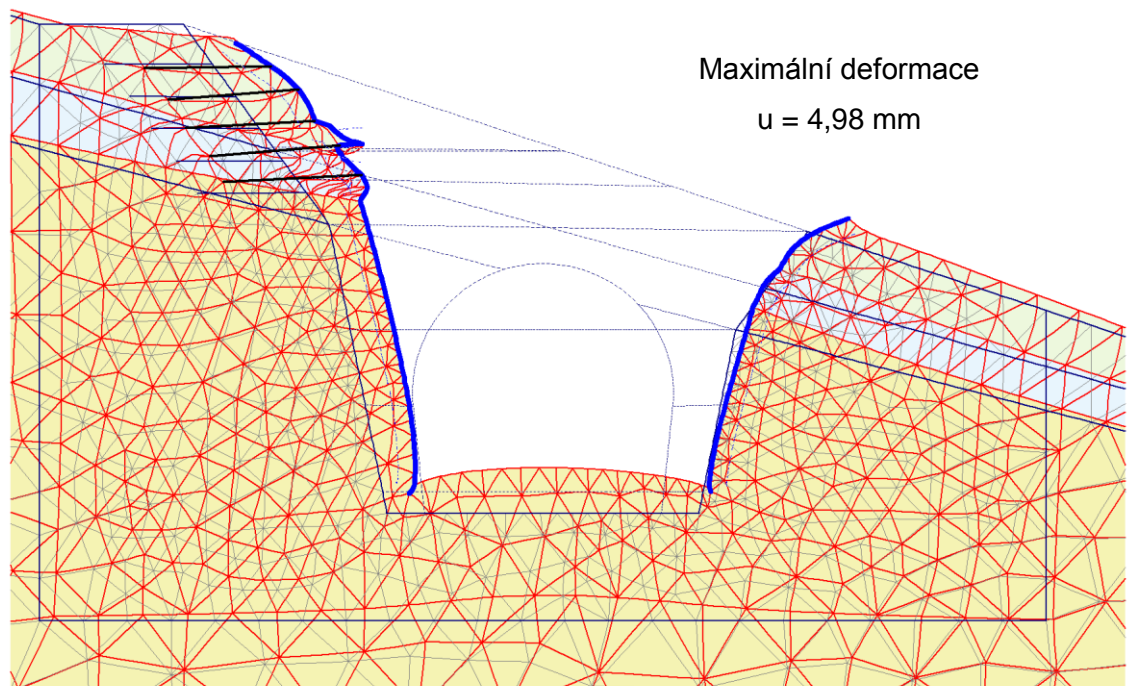
Za nejnepříznivější stav byla matematickým modelováním vyhodnocena fáze kompletně vyhloubené a zapažené stavební jámy. V této fázi bylo na modelu dosaženo nejvyšších středních efektivních napětí (vykreslení efektivních napětí na obrázku 5-30).



Obr. 5-29: Tvorba smykových ploch při „otevírání“ levého bočního svahu



Obr. 5-30: Vykreslení středních efektivních napětí v nejnepříznivější fázi



Obr. 5-31: Vykreslení předpokládaných deformací levého bočního svahu v hloubené části tunelu (pro názornost jsou deformace na schématu 500 krát zvětšeny)

Maximálních deformací bude podle výpočtu dosaženo v téže fázi, a to za rubem vrstvy stříkaného betonu v poloze rozhraní horní vrstvy hlinité zeminy a spodní kamenité suti. V tomto místě jsou na posuzovaném modelu dosaženy deformace 4,98 mm. Pohled na deformovanou síť v této fázi je na obrázku 5-31.

5.10 Deformace

U rekonstrukce je nutné sledovat především deformace výrubu po jeho otevření, deformace v primárním i sekundárním ostění a také případný vznik poklesové kotliny na povrchu. Kontrolovány by měly být rovněž deformace svahů a pažicích prvků (stříkaného betonu).

Hodnoty předpokládaných deformací byly získány analýzou provedenou matematickým modelováním v programu Plaxis 2D. Byly sledovány ve všech místech modelu, a to v různých fázích výstavby.

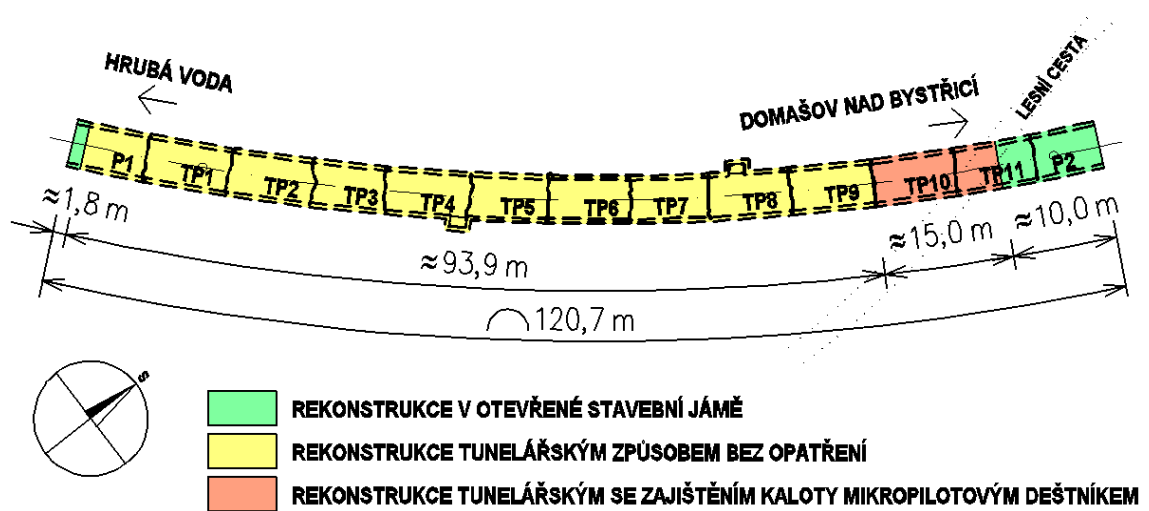
Deformace nesmějí překročit limitní hodnoty, které jsou, podle [19], **pro ostění po ustálení deformací 40 mm, maximální přípustná deformace povrchu je pak 60 mm.**

Z porovnání všech předpokládaných deformací s normovými hraničními hodnotami vyplývá, že během výstavby ani po dobu životnosti konstrukce není předpokládáno dosažení ani překročení těchto limitních hodnot.

6 TECHNOLOGICKÝ POSTUP VÝSTAVBY

Při rekonstrukci bude pro měnící se geologické podmínky v okolí výrubu po délce tunelu využito tří různých postupů. Jedná se o postupy:

- rekonstrukce v otevřené jámě,
- rekonstrukce tunelářským způsobem bez opatření v předstihu,
- rekonstrukce tunelářským způsobem se zajištěním kaloty v předstihu mikropilotovým deštníkem.



Obr. 6-1: Schéma rozložení odlišných způsobů rekonstrukce po délce tunelu

Jednotlivé stavební postupy jsou popsány v následujících podkapitolách. Druhý a třetí z výše uvedených bodů – rekonstrukce tunelářským způsobem, jsou sloučeny do jedné podkapitoly – tyto technologické postupy se liší pouze zhotovením mikropilotového deštníku v předstihu, průběh dalších prací je totožný.

6.1 Tunelářským způsobem

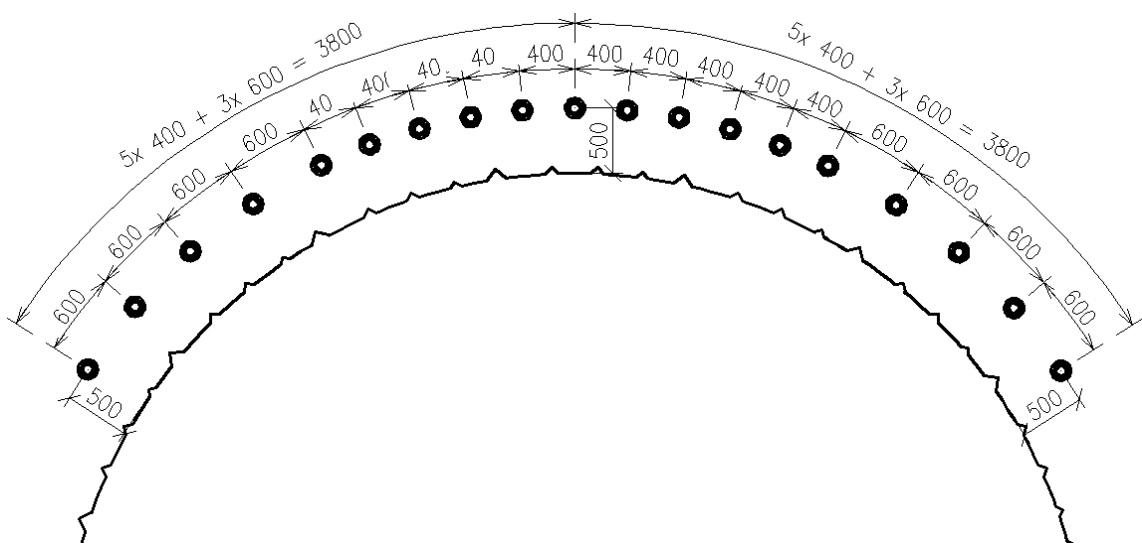
6.1.1 Práce v předstihu – mikropilotový deštník

V předstihu před snesením ostění bude v části tunelu u severovýchodního portálu nad kalotou stávajícího výrubu proveden jednořadový mikropilotový deštník. Ten bude

tvořený vodorovnými mikropilotami délky 12 m, zhotovenými z ocelových trubek $\varnothing 108/16$ mm, osazených do cementové zálivky o složení $c : v = 2,5 : 1$. Vrty budou prováděny rotačně příklepovým vrtáním o průměru 151 mm.

Mikropiloty budou vzájemně vzdáleny 0,4 m přímo nad kalotou tunelu, resp. 0,6 m při okrajích mikropilotového deštníku, budou provedeny v osové vzdálenosti 0,5 m nad okrajem výrubu. Rastr mikropilot v deštníku je na obrázku 6-2.

Při provádění mikropilot musí být dodrženy požadavky normy ČSN EN 14199 (73 1033) [38].



Obr. 6-2: Rastr rozložení mikropilot v mikropilotovém deštníku

6.1.2 Odstranění stávajícího ostění

Stávající ostění bude odstraněno s využitím mechanizace – lopatového rypadla. To může být využito i k následnému naložení jednotlivých dílců ostění na přepravníky.

Kolejnice, včetně jejich upevnění, budou odstraňovány postupně s probíhajícími pracemi tak, aby původní kolejiště mohlo být z druhé strany tunelu využito k odvozu vytěženého materiálu. Vzhledem ke stáří a opotřebení se nepočítá s opětovným využitím kolejnic ani jiného materiálu ze stávajícího kolejového lože. Po odstranění kolejnic bude podklad v případě potřeby upraven pro pojezd mechanizace provádějící bourací práce.

Demontáž ostění bude prováděna vždy na délku maximálně 2 m, výrub bude po odhalení hrubě očištěn tak, aby nehrozilo nebezpečí padání zbytků ostění či zaklady. Odstraněný materiál, včetně stávajícího kolejového lože a materiálu z počvy tunelu, bude poté naložen na nákladní vůz a po kolejích vyvezen ven z tunelu – odvoz po směru probíhající demontáže původního ostění.

Výrub bude očištěn tlakovou vodou a v co nejkratším čase bude v kalotě a na místě opěr tunelu aplikováno primární ostění.

6.1.3 Primární ostění

Primární ostění bude provedeno v kalotě a na místě opěr tunelu. Bude tvořeno stříkaným betonem pevnostní třídy SB25 (C20/25), typ II, obor J2. Provedeno bude mokřým způsobem nástřiku, v tloušťce 100 mm. Beton bude vyztužen KARI sítěmi 100x100x6 mm osazenými v jedné vrstvě. Přesahy jednotlivých sítí musí být nejméně 2 oka.

Realizace stříkaného betonu primárního ostění bude probíhat v následujících krocích:

- nástřik první vrstvy tloušťky cca 50 mm (tzv. podstřík),
- osazení KARI sítě,
- nástřik druhé vrstvy betonu – dostřikání na navrženou tloušťku 100 mm.

6.1.4 Hydroizolace

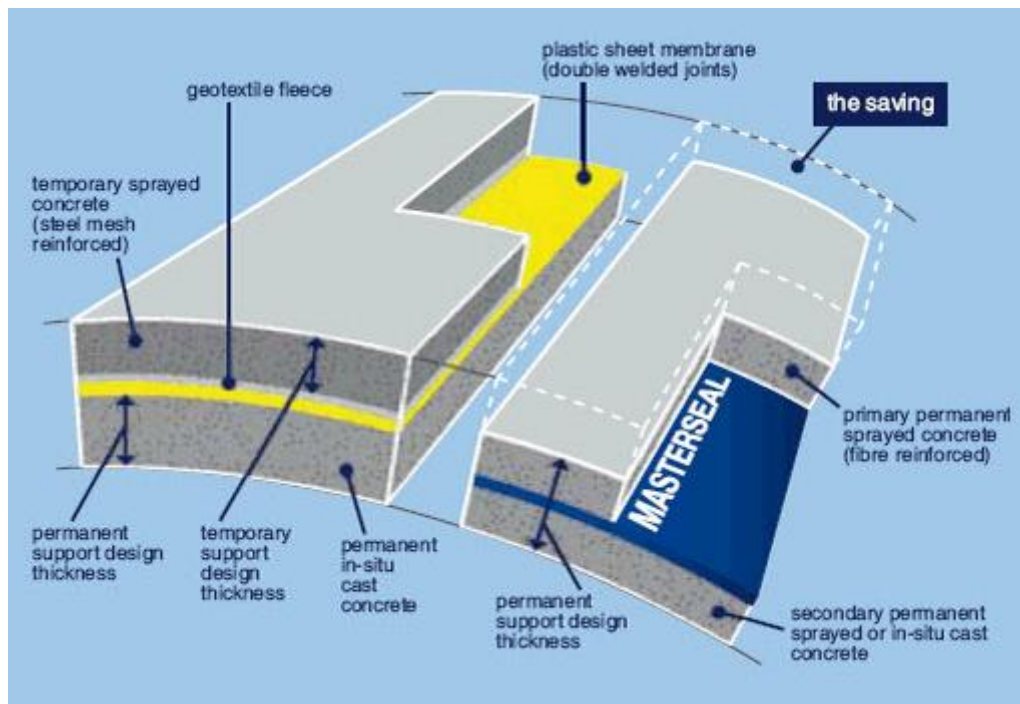
Zabránění průniku vody a vlhkosti z okolního horninového masivu do tunelu bude docíleno umístěním hydroizolace mezi primární a sekundární ostění. Zvolena byla progresivní technologie – stříkaná hydroizolace.

Ve srovnání této metody s klasickou foliovou hydroizolací odpadají při jejím použití potíže s pracnou instalací folií, možné problémy při netěsnosti spojů jednotlivých dílců či při porušení celistvosti folií při instalaci. Stříkaná hydroizolace je tedy z pohledu instalace efektivnější, rychlejší a méně pracná. Lépe si také poradí s případnými nerovnostmi povrchu primárního ostění. Navíc zaručuje dokonalou soudržnost s primárním i sekundárním ostěním a tedy ostění sekundární může být tvořeno

stříkaným betonem. Díky soudržnosti rovněž spolupůsobí s betonem a může tak být dosaženo subtilnější (úspornější) konstrukce ostění (viz obr. 6-3).

Pro hydroizolaci řešené rekonstrukce může být použit například produkt MASTERSEAL® 345 firmy BASF [26]. Před aplikací této hydroizolace musí být povrch primárního ostění očištěn a zbaven uvolněných částic. Odstraněny musí být i zbytky případných ošetřovacích prostředků. Poté je hydroizolace aplikována nástřikem suchým způsobem, a to v tloušťce 3 – 10 mm.

Betonáž sekundárního ostění je prováděna přímo na povrch hydroizolační membrány, bez jakékoliv úpravy. Započata může být po zatvrdnutí vrstvy, tedy po 6 až 8 hodinách od aplikace.



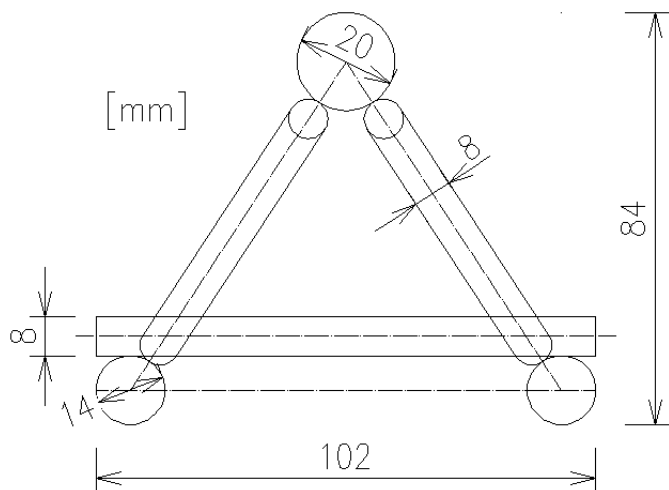
Obr. 6-3: Srovnání konstrukčního uspořádání a tloušťky konstrukce při použití foliové (vlevo) a stříkané (vpravo) hydroizolace [26]

6.1.5 Sekundární ostění

Sekundární ostění bude tvořeno stříkaným betonem pevnostní třídy SB30 (C25/30) – typ III, bude provedeno mokřím způsobem nástřiku, v tloušťce 350 mm. Vyztuženo bude KARI sítěmi 100x100x8 mm loženými v jedné vrstvě, osazeny budou rovněž výztužné oblouky.

Tyto oblouky budou mít pouze funkci konstrukční – nikoliv statickou. Jejich úkolem bude předurčení výsledného profilu tunelu a tím tedy zjednodušení betonáže, dosažení vyšší přesnosti geometrie a rovněž úspory materiálu – stříkaného betonu. Rovněž budou sloužit k uchycení KARI sítí, a tím zajištění jejich správné polohy.

Konstrukce oblouků musí být dostatečně tuhá, ale zároveň úsporná. Navrženy tedy byly jednoduché příhradové oblouky, trojúhelníkového příčného průřezu s označením ASTA 50SL, vyráběné firmou Ankra (obrázek 6-4). Budou umístěny ve vzájemné osově vzdálenosti 2 m. Oblouky zajišťují minimalizaci použitého materiálu (úspora betonu), relativně snadné spojení s výztužnou KARI sítí a rovněž vylučují možnost vzniku tzv. stříkacího stínu.



Obr. 6-4: Výztužný oblouk ASTA 50SL firmy Ankra – pohled (vlevo) [25] a okótovaný průřez (vpravo)

Navržené rozměry oblouků jsou pouze orientační. Oblouky budou, z důvodu hospodárnosti celé rekonstrukce, zhotoveny „na míru“ až po odstranění stávajícího ostění, a to v závislosti na skutečném tvaru výrubu. Jejich geometrický tvar by měl být co možná nejpřesněji zachován, rozměry se mohou lišit v závislosti na tvaru skutečného výrubu.

Realizace stříkaného betonu sekundárního ostění bude probíhat v následujících krocích:

- osazení a ukotvení výztužných oblouků,
- osazení KARI sítí a jejich ukotvení k obloukům,
- aplikace stříkaného betonu v tloušťce 350 mm.

6.2 V otevřené stavební jámě

6.2.1 Odtěžení nadloží a dočasné zajištění svahů

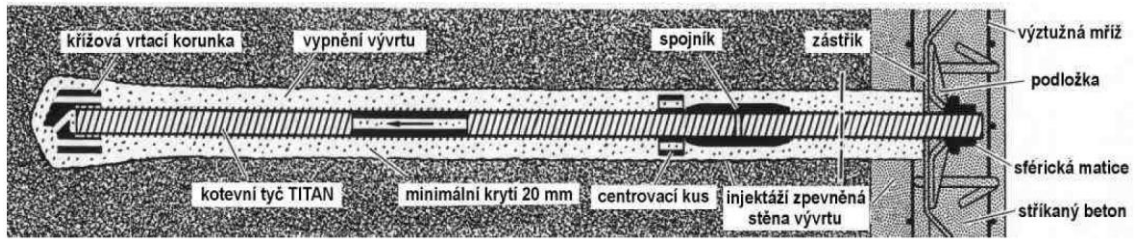
Svahy budou zajištěny technologií stříkaného betonu v kombinaci s nepředepnutými kotvami (tzv. hřebíky), resp. pouze stříkaným betonem v případě pravého bočního svahu výjezdového portálu (ve směru staničení) a svahů ve skalní hornině.

Svahy budou ve sklonu 1,5:1 v zeminách, v horninách je navržen sklon 8:1.

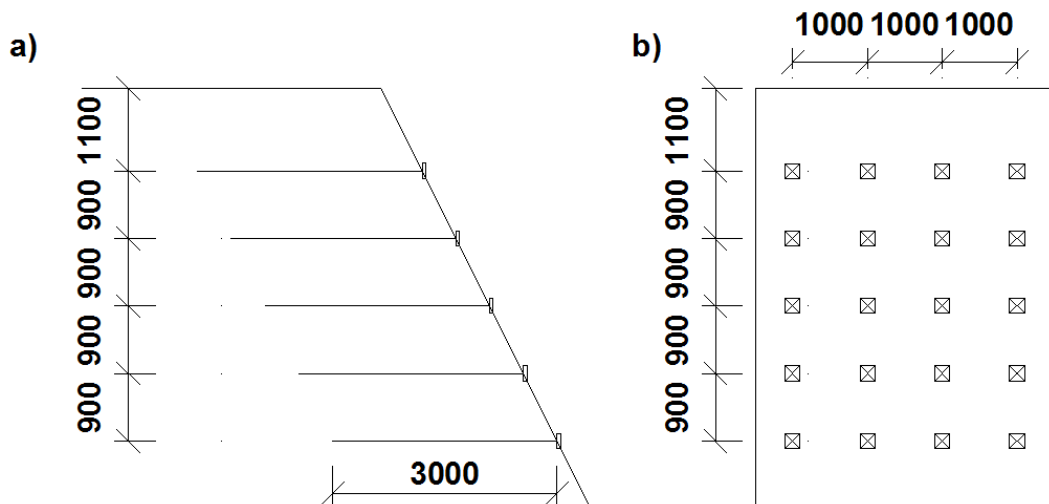
Zajišťování bude prováděno postupně s odtěžováním. Svah smí být „otevřen“ maximálně na šířku 5 m, maximální výška etáže je 1,5 m v zeminách a 3 m v horninách. V co nejkratším čase od odtěžení zeminy v dané etáži musí být provedeno osazení kotev a následná aplikace stříkaného betonu.

V případě levého bočního svahu výjezdového portálu (ve směru staničení) může být kotvení realizováno například injekčními zavrtávacími kotevními tyčemi typu TITAN, dodávanými firmou Minova Bohemia s r. o. – viz obr. 6-5. Z nabídky firmy jsou navrženy kotevní tyče typu 30/16, délky 3m. Osazeny budou ve vzájemných vzdálenostech podle schématu na obrázku 6-6.

Pravý boční svah výjezdového portálu není, vzhledem k jeho výšce, potřeba zajišťovat hřebíky. Bude provedena pouze vrstva stříkaného betonu.



Obr. 6-5: Kotevní tyč typu TITAN firmy Minova (použití jako hřebík) [27]



Obr. 6-6: Rastr osazení hřebíků pro vyztužení levého bočního svahu výjezdového portálu: a) řez svahem, b) pohled na svah

Svah nad tunelem bude ve své největší výšce kotven dvěma řadami hřebíků, ve vzájemné vodorovné vzdálenosti 1 m. Hřebíky v horní řadě budou délky 2 m, pro spodní řadu byly navrženy hřebíky délky 1,5 m.

Stříkaný beton bude, stejně jako v případě sekundárního ostění tunelu, pevnostní třídy SB30 (C25/30), bude proveden mokřím způsobem nástřiku, ve vrstvě 100 mm. Bude vyztužen KARI sítěmi 100x100x6 mm osazenými v jedné vrstvě.

6.2.2 Odstranění stávajícího ostění

Odstraňování stávajícího ostění bude probíhat obdobně jako v případě části rekonstruované tunelářským způsobem. Výhodou bude jeho snadnější přístupnost v důsledku absence nadloží.

6.2.3 Betonáž ostění

Ostění bude betonováno na bednění. Hlavní nosná vrstva tloušťky 350 mm bude navazovat na sekundární ostění části konstruované tunelářským způsobem – bude kopírovat jeho geometrii (viz výkresová dokumentace). Konstrukce bude tvořena betonem C25/30, vyztužena KARI sítěmi 100x100x8 mm loženými v jedné vrstvě.

Na tuto nosnou konstrukci bude aplikována vrstva stříkané hydroizolace (viz výše). Ta bude chráněna obložení extrudovaným polystyrénem XPS tloušťky 50 mm.

Spára mezi částí ostění budovanou v otevřené stavební jámě a tunelářským způsobem bude řešena jako dilatační, musí být zajištěna vodotěsnost této spáry a navázání hydroizolačních systémů pomocí pryžového těsnění.

6.2.4 Zpětný zásyp konstrukce

Jakmile beton dosáhne požadované pevnosti, může být konstrukce zpětně zasypána původním odtěženým materiálem. Zasypávání bude probíhat postupně a rovnoměrně – ve vrstvách tak, aby v konstrukci tunelu nevznikaly neúměrné vnitřní síly. Každá vrstva bude po uložení důkladně zhutněna.

7 VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

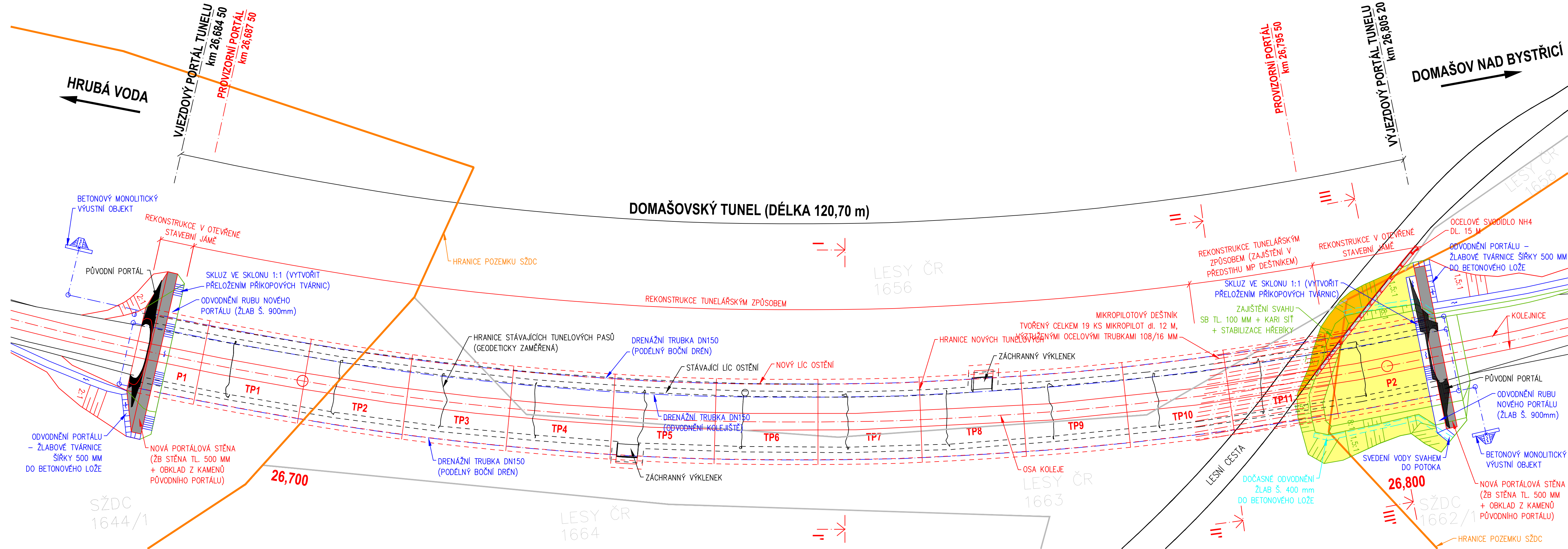
7.1 Situace (M 1:200)

7.2 Podélný řez (M 1:200/50)

7.3 Příčný řez (M 1:50)

7.4 Příčný řez (M 1:50)

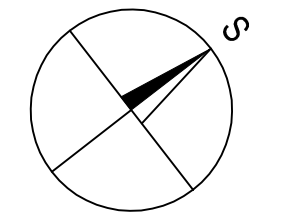
SITUACE
M 1:200



- LEGENDA**
- PŮVODNÍ STAV
 - NAVRŽENÝ STAV
 - ODVODNĚNÍ
 - DOČASNÉ STAVEBNÍ ÚPRAVY
 - DOČASNÉ ODVODNĚNÍ
 - ZPĚTNÝ ZÁSYP (OHUMUSOVÁNÍ 200 MM)
 - OBNOVA CESTY (ŠTĚRKODRŤ 300 MM)
 - ŽELEZOBETONOVÝ PORTÁL
 - BETONOVÝ ZÁKLAD POD SVODIDLO
 - HRANICE PARCEL
 - HRANICE DRÁŽNÍHO POZEMKU (SŽDC, S.O.)

KÓTOVÁNO V M

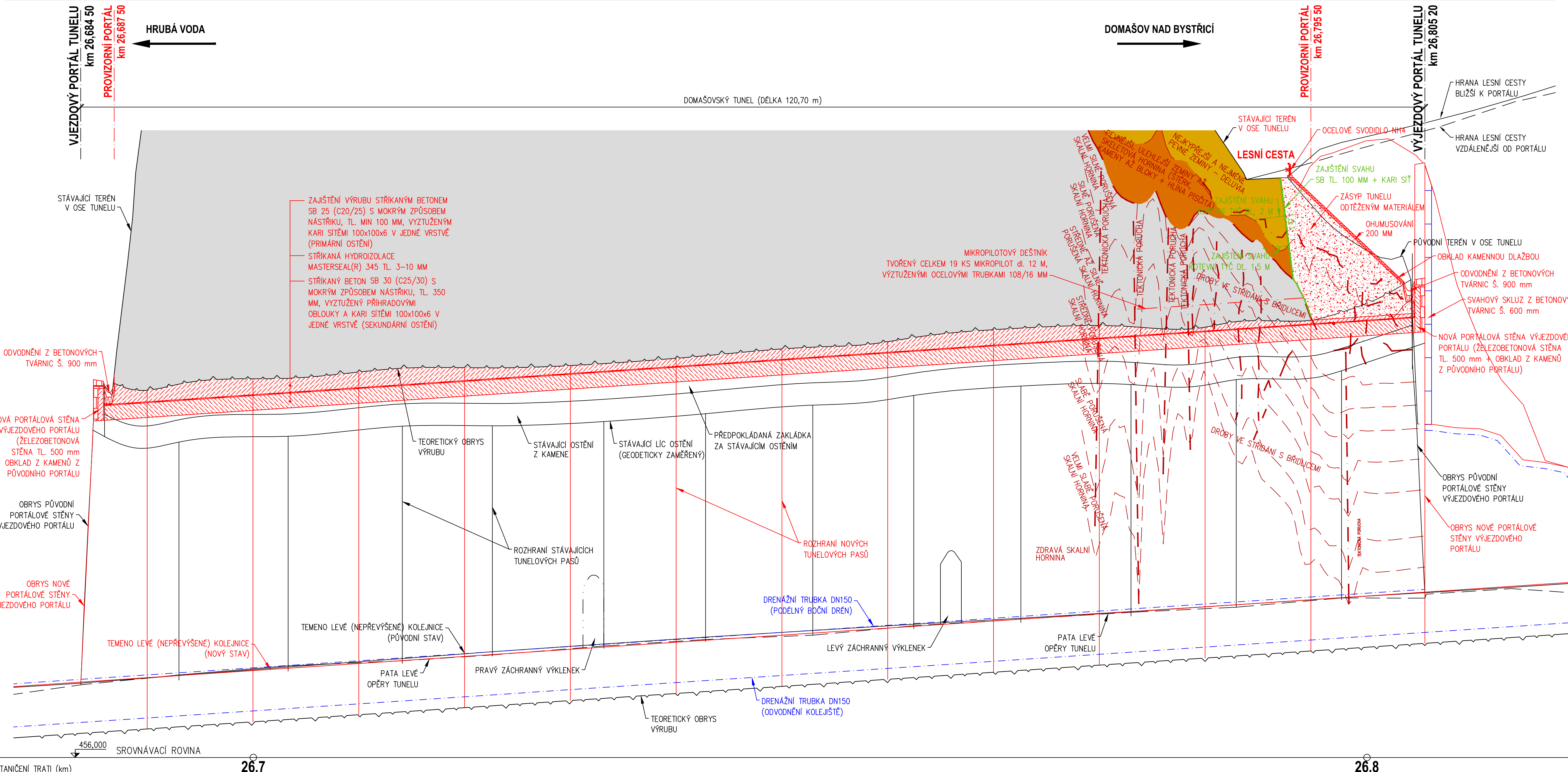
SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM: B.p.v.



VYPRACOVAL	Bc. Jiří NEKL	 Veveří 331/95 602 00 Brno Tel.: +420 541 141 111 Fax: +420 549 245 147
VEDOUcí PRÁCE	Doc. Ing. Vladislav HORÁK, CSc.	
VEDOUcí ÚSTAVU	Doc. Ing. Lumír MIČA, Ph.D.	
NÁZEV AKCE	DIPLOMOVÁ PRÁCE RENOSTRUKCE ŽELEZNIČNÍHO TUNELU DOMAŠOVSKÝ TUNEL	
DATUM	01/2013	
FORMÁT	5 x A4	
MĚŘITKO	1:200/50	
NÁZEV PŘÍLOHY	SITUACE	
Č. SOUPRAVY	1	Č. PŘÍLOHY
		1

PODÉLNÝ ŘEZ
M 1:200/50

KATASTRÁLNÍ OZEMÍ	DOMAŠOV NAD BYSTRICÍ			
ČÍSLO PARCELY	1644/1 (SŽDC)	1663 (LESY ČR)	1663 (LESY ČR)	1662/1 (SŽDC)



LEGENDA

	PŮVODNÍ STAV
	NAVRŽENÝ STAV
	DOČASNÉ STAVEBNÍ ÚPRAVY
	GEOLOGIE
	ODVODNĚNÍ

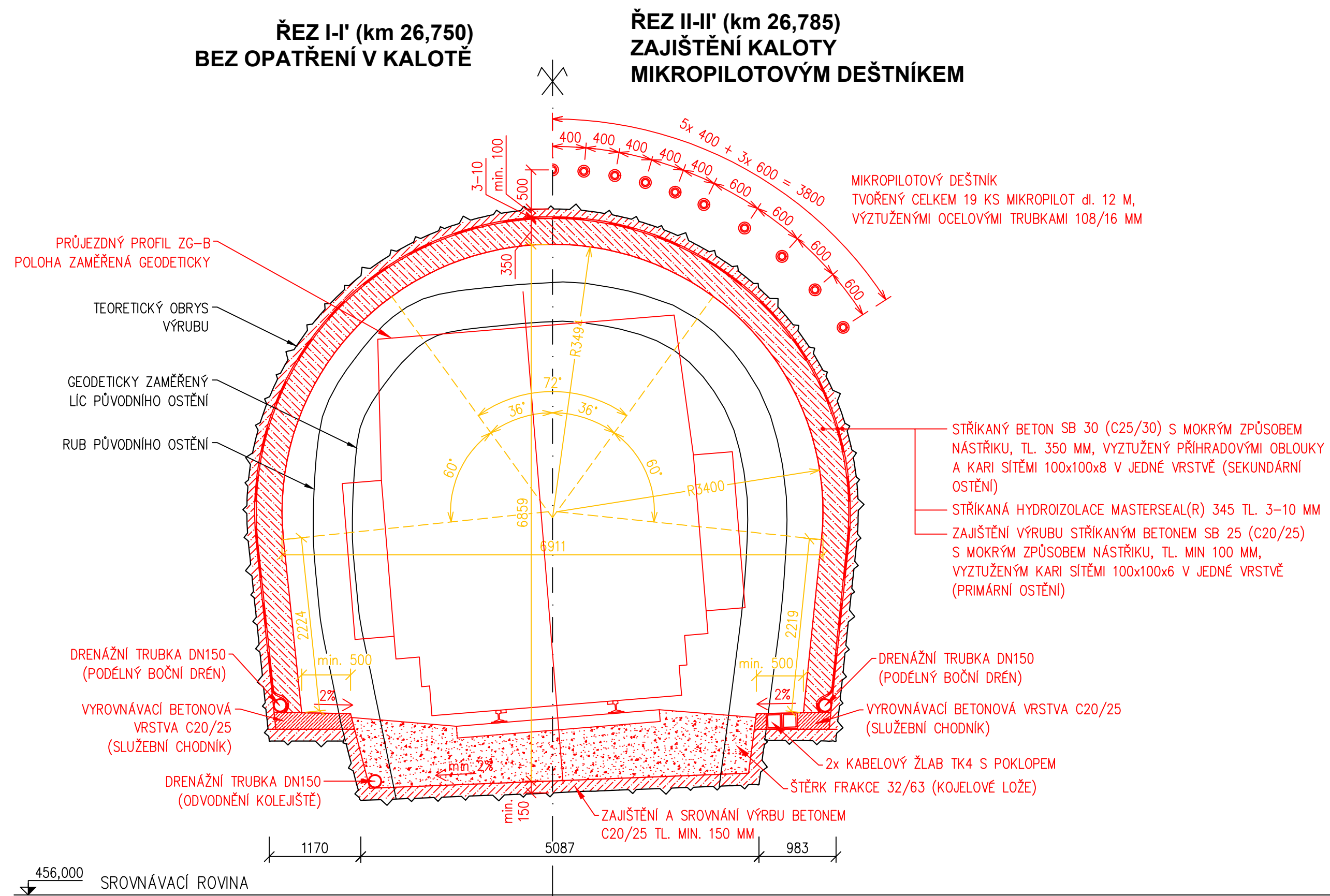
SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM: B.p.v.

ČÍSLO PASU	P1	TP 1	TP 2	TP 3	TP 4	TP 5	TP 6	TP 7	TP 8	TP 9	TP 10	TP 11	P2
DÉLKA PASU (m)	8,8	9,8	10,3	8,1	10,0	9,1	9,6	9,1	9,6	9,9	9,5	9,5	7,5
SMĚROVÉ POMĚRY	OBLOUK R=287m OD km 26,622 DO km 26,713 DL. 91,0 m				OBLOUK R=266m OD km 26,713 DO km 26,753 DL. 40,0 m				OBLOUK R=311m OD km 26,753 DO km 26,813 DL. 60,0 m				
SKLONOVÉ POMĚRY	OD km 26,53960 DO km 26,85460 KLESA 1,67 ‰ V DÉLCE 330,0 m												
ZÁCHRANNÉ VÝKLENKY						P				L			

ČÍSLO PASU	P 1	TP 1	TP 2	TP 3	TP 4	TP 5	TP 6	TP 7	TP 8	TP 9	TP 10	TP 11	P 2
DÉLKA PASU (m)	6,0	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	10,2

VYPRACOVAL	Bc. Jiří NEKL		Vevří 331/95 602 00 Brno Tel.: +420 541 141 111 Fax: +420 549 245 147	
VEDOUČÍ PRÁCE	Doc. Ing. Vladislav HORÁK, CSc.			
VEDOUČÍ ÚSTAVU	Doc. Ing. Lumír MIČA, Ph.D.			
NÁZEV AKCE	DIPLOMOVÁ PRÁCE RENOSTRUKCE ŽELEZNIČNÍHO TUNELU DOMAŠOVSKÝ TUNEL		DÁTUM	01/2013
NÁZEV PŘÍLOHY	PODÉLNÝ ŘEZ		FORMÁT	10 x A4
			MĚŘÍTKO	1:200/50
			Č. SOUPRAVY	1
			Č. PŘÍLOHY	2

CHARAKTERISTICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ I-I' (KM 26,750) A II-II' (KM 26,785)
(REKONSTRUKCE TUNELÁŘSKÝM ZPŮSOBEM)
M 1:50



LEGENDA

- PŮVODNÍ STAV
- NAVRŽENÝ STAV
- NAVRŽENÝ STAV - PŘEDPOKLÁDANÉ HODNOTY,
VE SKUTEČNOSTI SE MOHOU LIŠIT

TVAR VÝRUBU JE PŘEDPOKLÁDANÝ, ROZMĚRY A GEOMETRIE OSTĚNÍ
BUDOU UPRAVENY DLE SKUTEČNOSTI
TLOUŠTKY VRSTEV OSTĚNÍ MUSEJÍ DODRŽENY

KÓTOVÁNO V M

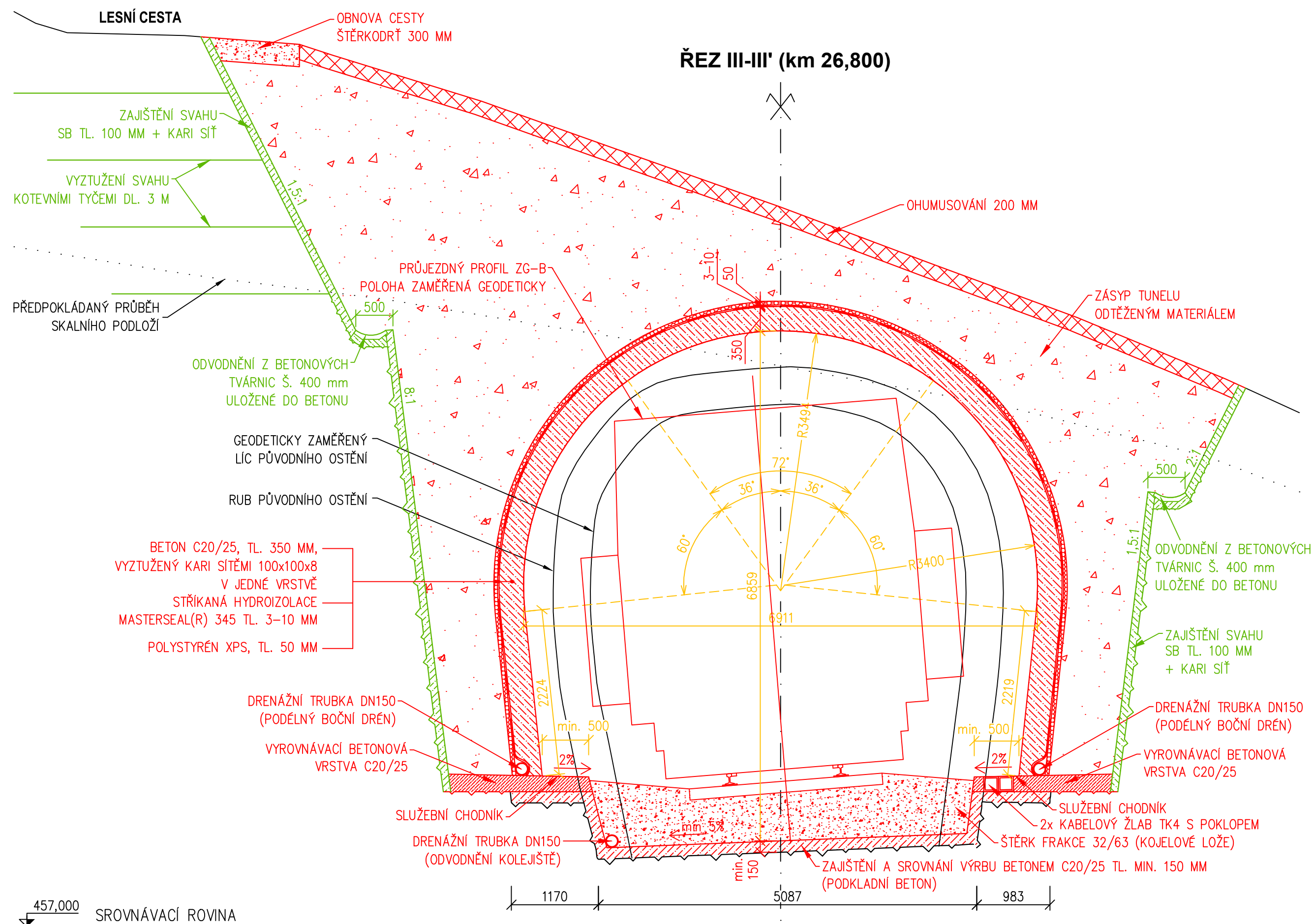
SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK

VÝŠKOVÝ SYSTÉM: B.p.v.

VYPRACOVAL	Bc. Jiří NEKL	Veveří 331/95 602 00 Brno Tel.: +420 541 141 111 Fax: +420 549 245 147
VEDOUCÍ PRÁCE	Doc. Ing. Vladislav HORÁK, CSc.	
VEDOUCÍ ÚSTAVU	Doc. Ing. Lumír MIČA, Ph.D.	
NÁZEV AKCE	DIPLOMOVÁ PRÁCE REKONSTRUKCE ŽELEZNIČNÍHO TUNELU DOMAŠOVSKÝ TUNEL	
	DATUM	01/2013
	FORMÁT	3 x A4
	MĚŘÍTKO	1:50
NÁZEV PŘÍLOHY	Č. SOUPRAVY	Č. PŘÍLOHY
PŘÍČNÉ ŘEZY I-I' a II-II'	1	3

CHARAKTERISTICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ III-III' (KM 26,800) - REKONSTRUKCE V OTEVŘENÉ STAVEBNÍ JÁMĚ

M 1:50



TVAR VÝRUBU JE PŘEDPOKLÁDANÝ, ROZMĚRY A GEOMETRIE OSTĚNÍ BUDOU UPRAVENY DLE SKUTEČNOSTI TLOUŠŤKY VRSTEV OSTĚNÍ MUSEJÍ DODRŽENY

KÓTOVÁNO V M

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK

VÝŠKOVÝ SYSTÉM: B.p.v.

VYPRACOVAL	Bc. Jiří NEKL	Veverí 331/95 602 00 Brno Tel.: +420 541 141 111 Fax: +420 549 245 147	
VEDOUCÍ PRÁCE	Doc. Ing. Vladislav HORÁK, CSc.		
VEDOUCÍ ÚSTAVU	Doc. Ing. Lumír MIČA, Ph.D.		
NÁZEV AKCE	DIPLOMOVÁ PRÁCE REKONSTRUKCE ŽELEZNIČNÍHO TUNELU DOMAŠOVSKÝ TUNEL	DATUM	01/2013
		FORMÁT	3 x A4
		MĚŘÍTKO	1:50
NÁZEV PŘÍLOHY	PŘÍČNÝ ŘEZ - III-III'	Č. SOUPRAVY	1
		Č. PŘÍLOHY	4

8 TECHNICKÁ ZPRÁVA

8.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Název stavby:	Rekonstrukce Domašovského tunelu
Evidenční číslo tunelu:	254
Správce:	SDC Olomouc
Staničení:	km 26,684 50 až 26,805 20
Délka tunelové trouby:	120,7 m
Rok dokončení stavby:	1872
Trať:	Olomouc – Krnov
Traťový úsek:	TÚ 2191 Olomouc - Krnov
Definiční úsek:	DÚ 10 Hrubá Voda – Domašov nad Bystřicí
Obec:	Domašov nad Bystřicí
Katastrální území:	Domašov nad Bystřicí 630811
Okres:	Domašov nad Bystřicí
Kraj:	Olomoucký

8.2 VŠEOBECNÉ ÚDAJE

Domašovský železniční tunel, na traťovém úseku Olomouc – Krnov, byl dokončen roku 1872. Od té doby nebyl podroben rozsáhlejší rekonstrukci. Jedná se o tunel ražený ve skalním úbočí, zděný z místního kamene. Vzhledem ke stavu konstrukce – rozsáhlé deformace klenby, chybějící spárování, značné průsaky vody – je potřeba tunel podrobit komplexní rekonstrukci snesením stávajícího ostění a zbudováním nové spolehlivé, vodotěsné konstrukce.

8.3 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ, HYDROGEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY LOKALITY

8.3.1 Inženýrskogeologické a geotechnické poměry

Tunel je veden patou svahu zářezu říčky Bystřice. Svah se jeví jako stabilní, je však třeba zachovat obezřetnost, neuváženými kroky by mohlo dojít k narušení jeho stability.

Objekt je vyražen ve spodnokarbonském flyši oblasti Nízkého Jeseníku. Setkáváme se s rychlým střídáním vrstev hornin, které jsou nepravidelně zvlňeny. Pokryv je tvořen deluviálními sedimenty – balvanitými sutěmi, nad nimi se nachází hlíny s úlomky hornin.

8.3.2 Hydrogeologické poměry

Tunel se nachází nad hladinou podzemní vody, není jí ovlivněn.

Propustnost nadložních materiálů a četné pukliny v horninovém masivu umožňují pronikání srážkových vod a vod z tajícího sněhu do prostoru tunelu.

8.4 STAVEBNĚ-TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

8.4.1 Příčný řez

Příčný řez vychází z tvaru stávajícího výrubu. Nejsou plánovány žádné dodatečné odtěžovací práce.

8.4.2 Podélný řez

a) Směrové řešení

Směrové řešení tunelu bude kopírovat původní stav. Trať leží v levostranném směrovém oblouku s proměnným poloměrem. Od jihozápadního portálu (včetně min. 10 metrového úseku před tunelem) až do staničení km 26,713 je poloměr 287 m, ve staničení km 26,713 až km 26,753 je poloměr směrového oblouku 266 m a od

staničení km 26,753 až k SV portálu (včetně min. 5ti metrového úseku za tunelem) se jedná o poloměr 311 m.

b) Výškové řešení

Výškové řešení tunelu bude kopírovat původní stav. Trať v celé délce tunelu konstantně stoupá ve sklonu 1,6736 %.

8.4.3 Záchranné výklenky

V objektu budou dva záchranné výklenky – jeden pravostranný a jeden levostranný, přibližně ve třetinách délky tunelu. Budou realizovány přebudováním stávajících výklenků na jejich původních místech. Musjí být dodrženy minimální rozměry výklenků: šířka 2 000 mm, hloubka 750 mm, výška 2 200 mm.

8.4.4 Služební chodník

Služební chodník bude umístěn po obou stranách tunelu, v minimální šířce 500 mm. Povrch levostranného chodníku bude tvořen betonem C20/25. Pravostranný chodník bude současně sloužit jako kabelový žlab, povrch chodníku bude tvořen částečně betonem C20/25 a částečně poklopem žlabu.

8.4.5 Povrchová úprava ostění

Vzhledem k charakteru a využití stavby není požadována žádná speciální povrchová úprava ostění tunelu.

8.4.6 Větrání tunelu

Větrání je předpokládáno jako přirozené podélné bez instalace dodatečného ventilačního příslušenství.

8.4.7 Požární bezpečnost

Požární bezpečnost musí být sledována a zachována jak při stavebních pracích, tak při provozování objektu. Na odolnost konstrukce proti požáru je projektováno sekundární ostění. Na povrch ostění může být aplikována protipožární ochranná vrstva.

8.4.8 Bezpečnostní značení v tunelu

Záchranné výklenky budou opatřeny trvanlivým světelným nátěrem v pruhu tloušťky 100 mm, a to ve vnějším obrysu na líci tunelové trouby a také uvnitř výklenku.

Na ostění budou provedeny orientační pruhy pro zajištění bezpečného pohybu a úkrytu pracovníků v tunelu. Pruhy budou šikmé a budou mít šířku 200 mm, musejí vést v celé délce tunelu (od portálu k portálu). Pruhy musejí být ve výšce 0,5 až 2 m nad úrovní pochozí plochy.

V tunelu budou také umístěny tabulky informující o vzdálenostech k portálům tunelu. Rozměry tabulek budou 370 mm x 370 mm.

Tunelové pasy budou označeny tabulkami s čísly. Tabulky budou umístěny na levé opěře tunelu, ve výši 1,5 m nad niveletou přilehlé koleje, ve vzdálenosti 1,0 m od začátku každého z pasů. Značící tabulky budou mít rozměr 200 mm (výška) x 250 mm (šířka), minimální výška písma bude 140 mm.

8.5 TECHNOLOGICKÝ POSTUP REKONSTRUKCE

8.5.1 Úvod

Rekonstrukce bude po délce tunelu prováděna třemi různými postupy. Jedná se o metody:

- rekonstrukce v otevřené jámě (**km 26,684 50 až km 26,687 50 a km 26,795 50 až km 26,805 20**),
- rekonstrukce tunelářským způsobem bez opatření v předstihu (**km 26,687 50 až km 26,783 50**),
- rekonstrukce tunelářským způsobem se zajištěním kaloty v předstihu mikropilotovým deštníkem (**km 26,783 50 až km 26,795 50**).

8.5.2 Práce v předstihu – mikropilotový deštník

Jednořadový mikropilotový deštník bude tvořený vodorovnými mikropilotami délky 12 m, zhotovenými z ocelových trubek \varnothing 108/16 mm, osazených do cementové zálivky

o složení $c : v = 2,5 : 1$. Vrtý budou prováděny rotačně přiklepovým vrtáním o průměru 151 mm.

Mikropiloty budou vzájemně vzdáleny 0,4 m přímo nad kalotou tunelu, resp. 0,6 m při okrajích mikropilotového deštníku, budou provedeny v osově vzdálenosti 0,5 m nad okrajem výrubu.

Při provádění mikropilot musí být dodrženy požadavky normy ČSN EN 14199 (73 1033) [38].

8.5.3 Zajištění výrubu – primární ostění

Obnažený výrub bude zajištěn stříkaným betonem SB25 (C20/25), typ II, obor J2, s mokrým způsobem nástřiku, v tloušťce 100 mm, stříkaným ve dvou vrstvách. Beton bude vyztužen KARI sítěmi 100x100x6 mm osazenými v jedné vrstvě. Přesahy jednotlivých sítí musí být nejméně 2 oka.

8.5.4 Sekundární ostění

Sekundární ostění bude tvořeno stříkaným betonem SB30 (C25/30) – typ III, s mokrým způsobem nástřiku, v tloušťce 350 mm.

Před nástřikem bude ve výrubu osazena výztuž, která bude tvořena konstrukčními výztužnými oblouky ASTA 50SL firmy Ankra, trojúhelníkového příčného průřezu, osazenými v osově vzdálenosti 2 m. Tyto oblouky budou vyrobeny „na míru“ po odstranění stávajícího ostění a vyhodnocení skutečného tvaru výrubu. K obloukům budou v jedné vrstvě připevněny KARI síť 100x100x8 mm.

Před zbudováním sekundárního ostění bude provedeno odvodnění líce primárního ostění.

8.5.5 Hlavní ostění hloubených úseků

Ostění bude betonováno na bednění betonem C25/30 v tloušťce 350 mm. Vyztužení bude provedeno KARI sítěmi 100x100x8 mm loženými v jedné vrstvě, uprostřed mocnosti betonu.

Konstrukce ostění bude navazovat na sekundární ostění části konstruované tunelářským způsobem. Spára mezi částmi ostění budovanými v otevřené stavební jámě a tunelářským způsobem bude řešena jako dilatační, musí být zajištěna vodotěsnost této spáry a navázání hydroizolačních systémů pomocí pryžového těsnění.

8.5.6 Hydroizolace

Vodonepropustnost ostění bude řešena stříkanou hydroizolací MASTERSEAL® 345 firmy BASF. Vrstva tloušťky 3 – 10 mm bude provedena na vnitřní povrch primárního ostění, resp. vnější povrch hlavního ostění v hloubených úsecích, nástřikem suchým způsobem.

Povrch musí být před aplikací hydroizolace očištěn a zbaven uvolněných částic. Odstraněny musí být i zbytky případných ošetřovacích prostředků.

8.5.7 Odvodnění líce ostění

Ostění bude odvodněno podélnými bočními drény (drenážními trubkami DN150), umístěnými na vyrovnávací betonové vrstvě u primárního ostění opěr.

8.5.8 Odvodnění kolejiště

Kolejiště bude odvodněno drenážní trubkou DN150, umístěnou v nejnižším bodě betonem zajištěného výrubu (u levé opěry).

8.5.9 Zpětný zásyp hloubených úseků

Před zásypem bude povrch tunelu, resp. hydroizolace, obložen polystyrenem XPS tloušťky 50 mm, sloužícím jako ochrana proti mechanickému poškození izolace.

Zásyp bude proveden vytěženým materiálem po vrstvách. Jednotlivé vrstvy budou průběžně hutněny.

8.6 STAVBOU DOTČENÉ POZEMKY A OBJEKTY

Soupis pozemků dotčených výstavbou, doplněný o základní informace z veřejně přístupného oddílu katastru nemovitostí, je uveden v příloze E této práce.

8.7 VLIV STAVBY NA ŽIVOTNÍ PROSTŘEDÍ

Při návrhu byl kladen důraz na minimalizaci zásahů do reliéfu krajiny, v místech tímto dotčených bude stav terénu uveden, v rámci možností, do původního stavu.

Provozem stavby po rekonstrukci se nezvýší zátěž pro životní prostředí oproti stavu původnímu. Při provádění stavebních prací bude kladen důraz na omezení použití úroveň hluku zvyšujících zařízení a vyloučení mechanizace ve špatném technickém stavu nebo s možností úniku provozních kapalin.

Odtěžený přírodní materiál, získaný budováním dočasné stavební jámy, bude uskladněn na mezideponii a využit ke zpětnému zasypání konstrukce. Materiál antropogenní, z původního ostění, bude odvezen na skládku. Nepředpokládá se jeho druhotné využití.

8.8 VÝLUKA NA TRATI

Vzhledem k rozsahu plánované rekonstrukce je nezbytná úplná výluka na železniční trati v úseku tunelu.

Obsluhu úseku Olomouc-Hrubá Voda bude zajišťovat náhradní autobusová doprava. Spoje této dopravy budou zastavovat v místech železničních zastávek. Pouze zastávka Jívová, vzhledem k jejímu umístění ve vzdálenosti cca 4 km od stejnojmenné obce, nebude po dobu výluky obsluhována, bude nahrazena zastávkou ČSAD v obci Jívová.

8.9 INŽENÝRSKÉ SÍTĚ A KOMUNIKACE

8.9.1 Přeložky inženýrských sítí

Podle dostupných podkladů [13] se v místě budoucí rekonstrukce tunelu nacházejí dva kabely inženýrských sítí, u nichž bude vyžadováno dočasné přeložení – zabezpečovací kabel a kabel ve správě ČD – Telematika.

Zabezpečovací kabel se nachází v hloubce cca 600 mm od horní hrany pražce u pravé opěry tunelu. Je uložen ve štěrkovém obsypu, krytý svrchu cihlou.

Oba kabely budou přeloženy do prostoru nad tunelem, v místě portálů se musejí nacházet mimo dočasný zábor. V místě křížení lesní cesty musejí být kabely chráněny proti poškození případnou dopravou a pojezdy stavební mechanizace.

Po ukončení rekonstrukce budou kabely uloženy do kabelových kanálů, které budou součástí nového ostění (viz Výkresová dokumentace).

8.9.2 Komunikace dotčené stavbou

V místě severovýchodního portálu tunelu, tj. v místě rekonstruovaném v otevřené stavební jámě, je vedena zpevněná komunikace – lesní cesta. Provoz na této komunikaci bude v průběhu rekonstrukce tunelu částečně omezen. Po dobu prací na úseku realizovaném v otevřené stavební jámě (tj. od jejího otevírání až po provedení zpětného zásypu již hotové konstrukce) bude komunikace pro veřejnost uzavřena úplně. V ostatních fázích výstavby bude cesta zpřístupněna pro pěší a nemotorová vozidla (s výjimkou vozidel stavby s povolením). Objížďka komunikace nebude značena.

Po ukončení stavebních prací na severovýchodním (výjezdovém) portálu a zpětném přesypání konstrukce tunelu bude lesní cesta upravena na svoji původní šířku. Násyp cesty bude navíc rozšířen o 0,5 m. V tomto místě bude zhotoven betonový základ výšky 0,2 m, na kterém bude osazeno ocelové bezpečnostní svodidlo NH4 se zábradlím, délky 15 m.

8.10 GEOTECHNICKÝ MONITORING

8.10.1 Monitoring v průběhu výstavby

V průběhu odtěžování svahů a obnažování výrubu snášením ostění bude na staveništi přítomen geolog, který povede záznamy o veškerých změnách zastiženého geologického prostředí vzhledem k projektem uvažované situaci a v případě potřeby navrhne řešení – nezbytná opatření a další postup.

Průběžně musí být sledován vývoj deformací a jejich soulad s předpoklady danými výpočty.

8.10.2 Monitoring v hotové konstrukci

Po ukončení výstavby definitivního ostění budou v tunelu osazeny potřebné geodetické značky pro sledování případných deformací nového tělesa tunelu. Měření bude prováděno po celou dobu životnosti, a to alespoň dvakrát ročně.

Podrobný projekt monitoringu musím být obsažen v RDS.

8.11 CHARAKTERISTIKA STAVENIŠTĚ

8.11.1 Zařízení staveniště

Zařízení staveniště bude realizováno prováděcí firmou v rozsahu jejích vlastních potřeb. Pro objekty zařízení staveniště bude vyhrazena plocha u vjezdového (jihozápadního) portálu tunelu.

8.11.2 Doprava na staveništi, přeprava materiálu

Vzhledem k obtížné dostupnosti staveniště po pozemních komunikacích – především pro těžkou techniku a nákladní vozy, bude k přepravě materiálu a techniky v převážné míře využito kolejové dopravy po stávajícím kolejišti s výlukou dopravy. Nakládka a vykládka materiálu je doporučena v místech železničních stanic Jívová a Domašov nad Bystřicí.

Alternativně může být využita nezpevněná cesta vedoucí z železniční stanice Jívová, resp. z druhé strany tunelu nezpevněná cesta z obce Domašov nad Bystřicí.

K přepravě mezi portály tunelu je možnost využití lesní cesty vedoucí nad tunelem, na které bude po dobu stavebních prací částečně vyloučena doprava. Její šířka u severovýchodního portálu však bude v některých fázích rekonstrukce značně redukována.

8.11.3 Stávající zeleň

V terénu dotčeném zemními pracemi a prostředky zařízení staveniště se nachází náletový porost, který bude odstraněn. Ostatní porost, především dřeviny, nebude rekonstrukcí postižen.

8.12 BEZPEČNOST PRÁCE A OCHRANA ZDRAVÍ NA STAVENIŠTI

Bezpečnost práce a ochrana zdraví na staveništi se bude řídit platnými předpisy pro BOZP (zákony, nařízeními vlády a vyhláškami – především vyhláškou ČBÚ).

Staveniště bude zřetelně ohraničeno a možná přístupová místa budou opatřena prostředky zakazujícími vstup nepovolaných osob.

Všechny osoby pohybující se na staveništi musí používat reflexní vestu a ochrannou helmu, a musí být předem seznámeny s pravidly bezpečnosti práce a ochrany zdraví.

9 ZÁVĚR

Úkolem této diplomové práce byl návrh rekonstrukce Domašovského tunelu na traťovém úseku Olomouc – Krnov. Snahou bylo přinést moderní a ekonomické řešení, které bude splňovat normové i funkční požadavky a odpovídat nárokům na bezpečnost i životnost konstrukce.

Úvodní kapitoly této diplomové práce uvádějí do problematiky, přinášejí obecnou charakteristiku stavby, současný stav konstrukce a inženýrsko-geologické, hydrogeologické a geotechnické zhodnocení lokality.

V prostřední části této diplomové práce jsou nastíněny teoretické možnosti způsobu rekonstrukce, je vybrán postup řešení a ten je posouzen statickým výpočtem.

Návrh je shrnut v závěrečných kapitolách formou výkresové dokumentace, rozepsaného technologického postupu a technické zprávy.

10 SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

MONOGRAFIE

- [1] Chlupáč, I. (2011): Geologická minulost České republiky. – Academia. Praha.
- [2] Karhánek, J. (1986): Návod y ke cvičení z podzemních staveb. – SNTL - Nakladatelství technické literatury. Praha.
- [3] Klepsatel, F. – Kusý, P. & Mařík, L. (2003): Výstavba tunelů ve skalních horninách. – Vydavatelství Jaga group, v. o. s. Bratislava.
- [4] Klepsatel, F. – Mařík, L. & Frankovský, M. (2005): Městské podzemní stavby. – Jaga group, s . r. o. Bratislava.
- [5] Procházka, J. – Štěpánek, P. – Krátký, J. – Kohoutková, A. & Vašková, J. (2007): Navrhování betonových konstrukcí 1. Prvky z prostého a železového betonu. – ČBS Servis. Třetí vydání. Praha.
- [6] Stipek, W. – Galler, R. – Bauer, M. et al. (2012): NATM: The Austrian Practice of Conventional Tunnelling. – Austrian Society for Geomechanics. Salzburg.
- [7] Šimek, J. – Barták, J. & Bucek, M. (1980): Zakládání staveb a podzemní stavby. – ČVUT. Praha.
- [8] Tureček, P. – Hulla, J. – Barták, J. – Vaniček, I. – Masopust, J. & Rozsypal, A. (2005): Zakládání staveb. – Jaga group, s . r. o. Bratislava.

ČLÁNKY Z PERIODIK

- [9] Kuchta, T. (2012): Sanace Domašovského a Jívovského tunelu na trati Olomouc - Krnov. – Železniční magazín, 2012 (9): 20-21. Praha.
- [10] Mařík, L. (2011): Ražené tunely Olbramovický a Tomický I. Na trati Votice - Benešov u Prahy. – Časopis Tunel, 20 (4/2011): 24-32. Praha.
- [11] Sedláček, M. & Krátký, J. (2007): Interakční diagram pro prostý beton podle ČSN EN 1992-1-1. – Časopis Tunel, 16 (2/2007): 21-24. Praha.

- [12] Ebermann, T. – Hort, O. – Křístek, V. & Rozsypal, A. (2011): Deformace povrchu terénu a budov způsobené ražením mělkých tunelů - 1. část. – Časopis Tunel, 19 (4/2010): 4-14. Praha.

ZÁVĚREČNÉ A STUDENTSKÉ PRÁCE A ZPRÁVY

- [13] Lacina, J. & Matějček, J. (2009): Trať ČD Olomouc – Krnov, km 26,684 50 – 26,805 20. Domašovský tunel. Průzkumné práce. – Závěrečná zpráva. Brno.
- [14] Nekl, J. (2010): Mělké podzemní stavby - studie s návaznou aplikací. – Bakalářská práce. Fakulta stavební Vysokého učení technického v Brně. Brno.
- [15] Nováková, Z. (2012): Podzemní garáže v Brně. – Diplomová práce. Fakulta stavební Vysokého učení technického v Brně. Brno.
- [16] Provozník, J. (2010): Zpráva o geologickém a geotechnickém průzkumu pro sanaci Domašovského tunelu na železniční trati Olomouc - Krnov. – Závěrečná zpráva. Brno.
- [17] Račanský, V. (2007): Modelování hluboké stavební jámy ve svažitém prostředí. – JUNIORSTAV 2007. Fakulta stavební Vysokého učení technického v Brně. Brno.
- [18] Repáková, V. (2010): Modelování technologie „pipe roofing“ pro sanaci tunelu Jablunkov. – Diplomová práce. Fakulta stavební VŠB - Technické univerzity Ostrava. Ostrava.
- [19] Rychtecký, J. (2011): Primární kolektor v Brně. – Diplomová práce. Fakulta stavební Vysokého učení technického v Brně. Brno.
- [20] Valtr, V. (2010): Geofyzikální průzkum pro sanaci Domašovského tunelu. – Závěrečná zpráva. Brno.
- [21] Vrbata, J. (2010): Návrh primárního ostění tunelu Tomický II. – SVOČ 2010. Fakulta stavební Českého vysokého učení technického v Praze. Praha.

INTERNETOVÉ ZDROJE

- [22] Barták, J. (2007): Redukce deformací nadloží a ochrana povrchové zástavby při ražbě tunelů. – Dostupné na:
<http://www.casopisstavebnictvi.cz/clanek.php?detail=227>, 12. 11. 2012.
- [23] Český tunelářský komitét ITA-AITES (2008): Stříkaný beton v podzemním stavitelství. – Dostupné na: http://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/ctuk_03_strikany_beton.pdf, 22. 9. 2012.
- [24] Český tunelářský komitét ITA-AITES (2003): Zásady pro používání stříkaného betonu. – Dostupné na: http://www.ita-aites.cz/files/SB_zasady.pdf, 22. 9. 2012.
- [25] Fa Ankra: Kotevní technika. – Dostupné na:
http://www.ankra.cz/show.php?kat=kotevni_tech, 3. 12. 2012.
- [26] Fa BASF SE (2008): MASTERSEAL® 345: Efficient and reliable waterproofing for tunnels. – Dostupné na: <http://www.construction-chemicals.basf.com/en/innovations/pages/masterseal%C2%AE345efficientandreliablewaterproofingfortunnels.aspx>, 1. 12. 2012.
- [27] Fa Minova (2011): Technický list - Injekční zavrtávací kotevní tyče typu TITAN. – Dostupné na: www.minova.cz/file/422, 2. 12. 2012.
- [28] Fa Prefkalk: Žlab kabelový - TK2 se zámky. – Dostupné na:
<http://www.prefkalk.cz/tk2.htm>, 4. 12. 2012.
- [29] Fa Zakládání staveb: Horninové kotvy. – Dostupné na:
<http://www.zakladani.cz/cz/horninove-kotvy>, 23. 12. 2012.
- [30] Gamsjäger, H. – Scholz, M. (2007): Pipe Roofing – Features & Application. – Dostupné na: <http://www.ctta.org/FileUpload/ita/2009/papers/P-03/P-03-05.pdf>, 14. 10. 2012.
- [31] Martínek, O. (2006): Definitivní ostění z prostého betonu. – Dostupné na:
<http://www.fsv.cvut.cz/svoc/2006/prisp/07/martinek.pdf>, 15. 11. 2012.

- [32] Soukup, L. (2011): Gotthardský tunel z trochu jiného pohledu. – Dostupné na: <http://www.k-report.net/clanky/gotthardsky-tunel-z-trochu-jineho-pohledu>, 23. 12. 2012.

NORMY A PŘEDPISY

- [33] ČSN 73 1001. Základová půda pod plošnými základy. – Úřad pro normalizaci a měření. 1987.
- [34] ČSN 73 3050. Zemné práce. Všeobecné ustanovenia. – Úřad pro normalizaci a měření. 1987.
- [35] ČSN 73 6320. Průjezdne průřezy na dráhách celostátních, dráhách regionálních a vlečkách normálního rozchodu. – Český normalizační institut. 1997.
- [36] ČSN 73 7501. Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů. – Centrum služeb pro normalizaci. 1992.
- [37] ČSN 73 7508. Železniční tunely. – Český normalizační institut. 2002.
- [38] ČSN EN 14199. Provádění speciálních geotechnických prací – Mikropiloty. – Český normalizační institut. 2005.
- [39] ČSN EN 1991-1-3. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem. – Český normalizační institut. 2005.
- [40] ČSN EN 1991-2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. – Český normalizační institut. 2005.
- [41] ČSN EN 1991-6. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění. – Český normalizační institut. 2006.
- [42] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. – Český normalizační institut. 2006.
- [43] ČSN EN 1997-1. Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla. – Český normalizační institut. 2006.

[44] TKP 30. Speciální zemní konstrukce. – ARCADIS Geotechnika, a.s. 2009.

MAPY

[45] Geologická mapa České republiky 1 : 500 000. – Česká geologická služba. 2007.

[46] Geologická mapa ČR. Mapa předčtvrtohorních útvarů. Měřítko 1 : 200 000. List Olomouc. – Český geologický ústav. 1996.

[47] Mapa seismicity ČSSR. 1956.

PŘEDNÁŠKY

[48] Galler, R. (2012): Specialized Construction Methods in Rock and Soil. – Přednášky. Chair of Subsurface Engineering - Montanuniversität Leoben. Leoben.

[49] Nečas, R. (2010): Betonové mosty. – Přednášky. Fakulta stavební Vysokého učení technického v Brně. Brno.

SEZNAM ILUSTRACÍ

OBR. 2-1:	PŮDORYSNÉ SCHÉMA TUNELU SE ZNAČENÍM PASŮ A ZNÁZORNĚNÍM VÝKLENKŮ.....	- 15 -
OBR. 2-2:	POHLED NA JIHOZÁPADNÍ PORTÁL TUNELU – VE SMĚRU OD OBCE HRUBÁ VODA	- 16 -
OBR. 2-3:	POHLED NA SEVEROVÝCHODNÍ PORTÁL TUNELU – VE SMĚRU OD OBCE DOMAŠOV NAD BYSTRICÍ.....	- 17 -
OBR. 2-4:	DEFORMACE KLENBY V PASU T10.....	- 19 -
OBR. 2-5:	DETAIL CHYBĚJÍCÍHO SPÁROVÁNÍ.....	- 19 -
OBR. 2-6:	POHLED NA DUTINU V OSTĚNÍ S DEGRADOVANOU MALTOU	- 20 -
OBR. 2-7:	ZÁRUBNÍ ZEĎ U SEVEROVÝCHODNÍHO PORTÁLU TUNELU	- 20 -
OBR. 3-1:	LOKALIZACE ZÁJMOVÉHO OBJEKTU NA VÝŘEZU Z MAPY ČR, VČETNĚ DETAILU.....	- 21 -
OBR. 3-2:	VÝŘEZ Z GEOLOGICKÉ MAPY ČR PŘEDČTVRTOHORNÍCH ÚTVARŮ	- 24 -
OBR. 3-3:	PŘIBLIŽNÝ PRŮBĚH MOCNOSTI NADLOŽÍ PO DÉLCE TUNELU	- 26 -
OBR. 4-1:	TUNELOVÝ PRŮJEZDNÝ PRŮŘEZ PRO ELEKTRIZOVANOU TRAŤ V OBLOUKU O POLOMĚRU $R < 300$ M S PŘEVÝŠENÍM (PODLE ČSN 73 7508).....	- 34 -
OBR. 4-2:	VÝSTAVBA TUNELU V OTEVŘENÉ STAVEBNÍ JÁMĚ – GOTTHARDSKÝ TUNEL	- 37 -
OBR. 4-3:	PŘÍKLAD VÝSTAVBY TUNELÁŘSKÝM ZPŮSOBEM (BEZ ODSTRANĚNÍ NADLOŽÍ) – GOTTHARDSKÝ TUNEL	- 39 -
OBR. 4-4:	STABILIZACE STĚN VÝKOPU SVAHOVÁNÍM.....	- 42 -
OBR. 4-5:	INSTALACE ZÁPOROVÉHO PAŽENÍ.....	- 43 -
OBR. 4-6:	SCHÉMA POUŽITÍ KOTVENÍ SVAHU V PRAXI.....	- 44 -
OBR. 4-7:	NEZAJIŠTĚNÝ (NEPODEPŘENÝ) VÝRUB	- 45 -
OBR. 4-8:	RUČNÍ ZPŮSOB APLIKACE STRÍKANÉHO BETONU SUCHOU CESTOU	- 47 -
OBR. 4-9:	DETAIL SPOJE OBLOUKŮ OCELOVÉ OBLOUKOVÉ VÝZTUŽE	- 47 -
OBR. 4-10:	PŘÍKLADY TYPŮ PRŮŘEZU OCELOVÉ OBLOUKOVÉ VÝZTUŽE	- 48 -
OBR. 4-11:	PŘÍKLAD PŘÍČNÉHO ŘEZU TUNELU – ZAJIŠTĚNÍ VÝRUBU KOTVENÍM... -	- 49 -
OBR. 4-12:	SCHÉMA MIKROPILOTOVÉHO DEŠTNÍKU.....	- 50 -
OBR. 4-13:	REALIZACE TECHNOLOGIE PIPE-ROOFING	- 51 -
OBR. 4-14:	SCHÉMA PŘÍČNÉHO ŘEZU TUNELU PŘI ZAJIŠTĚNÍ NADLOŽÍ Z POVRCHU TERÉNU.....	- 52 -
OBR. 4-15:	DETAIL OTEVŘENÉHO SYSTÉMU HYDROIZOLACE TUNELŮ.....	- 56 -
OBR. 5-1:	SCHÉMA ODVOZENÍ ZATÍŽENÍ OD KOLEJOVÉ DOPRAVY V TUNELU.....	- 62 -
OBR. 5-2:	VÝPOČTOVÝ MODEL PRO ŘEZ I-I'	- 63 -
OBR. 5-3:	SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ PRO ŘEZ I-I'	- 64 -

OBR. 5-4:	VYKRESLENÍ NORMÁLOVÝCH SIL NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ I-I'	- 65 -
OBR. 5-5:	VYKRESLENÍ POSOUVAJÍCÍCH SIL NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ I-I'	- 65 -
OBR. 5-6:	VYKRESLENÍ OHYBOVÝCH MOMENTŮ NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ I-I'	- 66 -
OBR. 5-7:	VYKRESLENÍ DEFORMACÍ NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ I-I'	- 66 -
OBR. 5-8:	VÝPOČTOVÝ MODEL PRO ŘEZ I-I'	- 68 -
OBR. 5-9:	SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ PRO ŘEZ I-I'	- 68 -
OBR. 5-10:	VYKRESLENÍ NORMÁLOVÝCH SIL NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ II-II'	- 70 -
OBR. 5-11:	VYKRESLENÍ POSOUVAJÍCÍCH SIL NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ II-II'	- 70 -
OBR. 5-12:	VYKRESLENÍ OHYBOVÝCH MOMENTŮ NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ II-II'	- 71 -
OBR. 5-13:	VYKRESLENÍ DEFORMACÍ NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ II-II'	- 71 -
OBR. 5-14:	VÝPOČTOVÝ MODEL PRO ŘEZ III-III'	- 73 -
OBR. 5-15:	SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ PRO ŘEZ III-III'	- 73 -
OBR. 5-16:	VYKRESLENÍ NORMÁLOVÝCH SIL NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ III-III'	- 75 -
OBR. 5-17:	VYKRESLENÍ POSOUVAJÍCÍCH SIL NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ III-III'	- 75 -
OBR. 5-18:	VYKRESLENÍ OHYBOVÝCH MOMENTŮ NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ III-III'	- 76 -
OBR. 5-19:	VYKRESLENÍ DEFORMACÍ NA KONSTRUKCI OSTĚNÍ PRO ŘEZ III-III'	- 76 -
OBR. 5-20:	SCHÉMA POSUZOVANÉHO PRŮŘEZU (ROZMĚRY JSOU V MM)	- 77 -
OBR. 5-21:	INTERAKČNÍ DIAGRAM PRO PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ	- 85 -
OBR. 5-22:	SCHÉMA POSUZOVANÉHO PRŮŘEZU (ROZMĚRY JSOU V MM)	- 87 -
OBR. 5-23:	INTERAKČNÍ DIAGRAM PRO SEKUNDÁRNÍ OSTĚNÍ A OSTĚNÍ HLOUBENÉ ČÁSTI TUNELU	- 92 -
OBR. 5-24:	VÝPOČTOVÝ MODEL PRO SVAH NAD VÝJEZDOVÝM PORTÁLEM	- 94 -
OBR. 5-25:	SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ PRO SVAH NAD VÝJEZDOVÝM PORTÁLEM	- 94 -
OBR. 5-26:	TVORBA SMYKOVÝCH PLOCH PŘI „OTEVÍRÁNÍ“ SVAHU“	- 95 -
OBR. 5-27:	VYKRESLENÍ STŘEDNÍCH EFEKTIVNÍCH NAPĚTÍ V NEJNEPŘÍZNVĚJŠÍ FÁZI	- 96 -
OBR. 5-28:	VYKRESLENÍ PŘEDPOKLÁDANÝCH DEFORMACÍ SVAHU NAD VÝJEZDOVÝM PORTÁLEM	- 96 -
OBR. 5-29:	TVORBA SMYKOVÝCH PLOCH PŘI „OTEVÍRÁNÍ“ LEVÉHO BOČNÍHO	

	SVAHU.....	- 97 -
OBR. 5-30:	VYKRESLENÍ STŘEDNÍCH EFEKTIVNÍCH NAPĚTÍ V NEJNEPŘÍZNIVĚJŠÍ FÁZI.....	- 98 -
OBR. 5-31:	VYKRESLENÍ PŘEDPOKLÁDANÝCH DEFORMACÍ LEVÉHO BOČNÍHO SVAHU V HLOUBENÉ ČÁSTI TUNELU	- 98 -
OBR. 6-1:	SCHÉMA ROZLOŽENÍ ODLIŠNÝCH ZPŮSOBŮ REKONSTRUKCE PO DÉLCE TUNELU	- 100 -
OBR. 6-2:	RASTR ROZLOŽENÍ MIKROPILOT V MIKROPILOTOVÉM DEŠTNÍKU	- 101 -
OBR. 6-3:	SROVNÁNÍ KONSTRUKČNÍHO USPOŘÁDÁNÍ A TLOUŠŤKY KONSTRUKCE PŘI POUŽITÍ FOLIOVÉ (VLEVO) A STŘÍKANÉ (VPRAVO) HYDROIZOLACE.....	- 103 -
OBR. 6-4:	VÝZTUŽNÝ OBLOUK ASTA 50SL FIRMY ANKRA – POHLED (VLEVO) A OKÓTOVANÝ PRŮŘEZ (VPRAVO)	- 104 -
OBR. 6-5:	KOTEVNÍ TYČ TYPU TITAN FIRMY MINOVA (POUŽITÍ JAKO HŘEBÍK)	- 106 -
OBR. 6-6:	RASTR OSAZENÍ HŘEBÍKŮ PRO VYZTUŽENÍ LEVÉHO BOČNÍHO SVAHU VÝJEZDOVÉHO PORTÁLU.....	- 106 -

SEZNAM TABULEK

TAB. 3-1:	PŘEHLED GEOTECHNICKÝCH PARAMETRŮ PRO ZASTIŽENÝ ANTROPOGENNÍ MATERIÁL	- 27 -
TAB. 3-2:	PŘEHLED GEOTECHNICKÝCH PARAMETRŮ PRO ZASTIŽENÉ KVARTÉRNÍ SEDIMENTY JEMNĚJŠÍ ZRNITOSTI.....	- 28 -
TAB. 3-3:	PŘEHLED GEOTECHNICKÝCH PARAMETRŮ PRO ZASTIŽENÉ KVARTÉRNÍ SEDIMENTY HRUBŠÍ ZRNITOSTI.....	- 29 -
TAB. 3-4:	PŘEHLED GEOTECHNICKÝCH PARAMETRŮ PRO ZASTIŽENÉ JEDNOTLIVÉ FLYŠOVÉ HORNINY.....	- 30 -
TAB. 3-5:	PŘEHLED GEOTECHNICKÝCH PARAMETRŮ PRO KOMPLEX FLYŠOVÝCH VRSTEV	- 31 -
TAB. 5-1:	VSTUPNÍ HODNOTY DO VÝPOČETNÍHO PROGRAMU PLAXIS – SOIL & INTERFACES.....	- 60 -
TAB. 5-2:	VSTUPNÍ HODNOTY DO VÝPOČETNÍHO PROGRAMU PLAXIS – PLATES.....	- 61 -
TAB. 5-3:	VSTUPNÍ HODNOTY DO VÝPOČETNÍHO PROGRAMU PLAXIS – ANCHORS ..	- 61 -

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

A_s	plocha betonářské výztuže
$A_{s,max}$	maximální plocha betonářské výztuže
$A_{s,min}$	minimální plocha betonářské výztuže
b	šířka průřezu
ČBÚ	Český báňský úřad
ČD	České dráhy
d	účinná výška průřezu
dl	délka
DÚ	definiční úsek
E_s	modul pružnosti oceli
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová)
f_{yd}	návrhová mez kluzu oceli
f_{yk}	charakteristická mez kluzu oceli
h	výška průřezu
JJZ	jih-jihozápad
M	měřítka
M	ohybový moment
M_{Rd}	únosnost v ohybovém momentu
MKP	metoda konečných prvků

N	normálová síla
N_{Rd}	únosnost na normálovou sílu
obr.	obrázek
P	portálová pas
Q	posouvající síla
RDS	realizační projektová dokumentace
SB	stříkaný beton
SDC	Správa dopravní cesty
SSV	severo-severovýchod
SŽDC	Správa železniční dopravní cesty
tl.	tloušťka
TP	tunelový pas
TÚ	traťový úsek
V	posouvající síla
V_{Rd}	únosnost ve smyku
VJV	východo-jihovýchod
ZSZ	západo-severozápad
α_{cc}	součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžení
γ_c	dílčí součinitel bezpečnosti pro beton
γ_s	dílčí součinitel bezpečnosti pro ocel
Ø	průměr

SEZNAM PŘÍLOH

PŘÍLOHA A: GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE ARCHIVNÍCH SOND

PŘÍLOHA B: VÝSTUPY Z GEOFYZIKÁLNÍCH MĚŘENÍ

**PŘÍLOHA C: STATICKÝ VÝPOČET: HODNOTY NORMÁLOVÝCH SIL
A OHYBOVÝCH MOMENTŮ**

**PŘÍLOHA D: STATICKÝ VÝPOČET: POSOUZENÍ NA ÚČINKY
POSOUVAJÍCÍCH SIL**

PŘÍLOHA E: STAVBOU DOTČENÉ POZEMKY A OBJEKTY