

**VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ**

**Fakulta stavební**

**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**Brno, 2019**

**Bc. Jiří Bastl**



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

**FAKULTA STAVEBNÍ**

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

**ÚSTAV GEOTECHNIKY**

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

## **NÁVRH RAŽBY A PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ DŘEVNOVICKÉHO TUNELU NA STAVBĚ VYSOKORYCHLOSTNÍHO ŽELEZNIČNÍHO SPOJENÍ BRNO – PŘEROV**

DESIGN OF EXCAVATION AND PRIMARY LINING OF THE DŘEVNOVICKÝ TUNNEL  
AT THE CONSTRUCTION OF HIGH-SPEED RAILWAY CONNECTION BRNO - PŘEROV

**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

DIPLOMA THESIS

**AUTOR PRÁCE**

AUTHOR

**Bc. Jiří Bastl**

**VEDOUCÍ PRÁCE**

SUPERVISOR

**doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.**

**BRNO 2019**



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

## FAKULTA STAVEBNÍ

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

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

<b>Student</b>	Bc. Jiří Bastl
<b>Název</b>	Návrh ražby a primárního ostění Dřevnovického tunelu na stavbě vysokorychlostního železničního spojení Brno – Přerov
<b>Vedoucí práce</b>	doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
<b>Datum zadání</b>	31. 3. 2018
<b>Datum odevzdání</b>	11. 1. 2019

V Brně dne 31. 3. 2018

---

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

---

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.  
Děkan Fakulty stavební VUT

## **PODKLADY A LITERATURA**

Budou předány vedoucím diplomové práce zvlášť.

### **ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ**

Dřevnovický tunel je navržený v úseku druhé stavby Blažovice – Vyškov připravované modernizace trati Brno – Přerov. Jedná se o tunel délky cca 390 m situovaný do prostředí neogenních jílu s max. mocností nadloží přibližně 19 m. Předmětem diplomové práce je volba vhodné metody ražby tunelu, členění výrubu, primárního zajištění (včetně statického posouzení), geotechnického monitoringu, příp. dalších doprovodných opatření.

### **STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE**

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

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

---

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



## **ABSTRAKT**

Předmětem diplomové práce je návrh primárního zajištění výrubu Dřevnovického tunelu na stavbě vysokorychlostního železničního spojení Brno – Přerov. Práce se dále zabývá návrhem vhodné metody ražby tunelu, členěním samotného výrubu, návrhem optimální technologie výstavby a osnovou geotechnického monitoringu. K vytvoření numerických modelů dvou příčných řezů Dřevnovického tunelu byl použit program Plaxis 2D, který je založen na metodě konečných prvků. Na základě výstupů získaných z MKP analýzy, byl proveden návrh a statický výpočet primárního ostění.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Dřevnovický tunel, nová rakouská tunelovací metoda (NRTM), numerické modelování, Plaxis 2D

## **ABSTRACT**

This master thesis deals with a design of a Dřevnovice tunnel primary lining at planned high speed rail corridor connecting Brno and Přerov. The whole design as well as defining of the most suitable tunnel excavation method are described. Thesis also contains a breakdown of the excavation, construction technology and the scheduling of geotechnical monitoring procedures. The Plaxis 2D program, based on the finite element method, was used to create numerical models of two cross sections of the Dřevnovice tunnel. Based on mathematical modeling outputs, a static calculation of the primary lining was calculated.

## **KEYWORDS**

Dřevnovce tunnel, new austrian tunnelling method (NATM), numerical modelling, Plaxis 2D

## **BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP**

Bc. Jiří Bastl *Návrh ražby a primárního ostění Dřevnovického tunelu na stavbě vysokorychlostního železničního spojení Brno – Přerov*. Brno, 2018. 103 s., 14 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

## **PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE**

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Návrh ražby a primárního ostění Dřevnovického tunelu na stavbě vysokorychlostního železničního spojení Brno – Přerov* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 4. 1. 2019

---

Bc. Jiří Bastl  
autor práce

## **PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Návrh ražby a primárního ostění Dřevnovického tunelu na stavbě vysokorychlostního železničního spojení Brno – Přerov* zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 4. 1. 2019

---

Bc. Jiří Bastl  
autor práce

## **PODĚKOVÁNÍ**

Rád bych poděkoval vedoucímu své diplomové práce doc. Ing. Vladislavu Horákovi, CSc. za podnětné rady a čas strávený konzultacemi, dále Ing. Juraji Chalmovskému, Ph.D. a Ing. Pavlu Koudelovi za konzultace a rady při tvorbě matematických modelů v programu Plaxis 2D. Děkuji svému vedoucímu Erasmus+ praktické stáže Matjažovi Nekrepovi Percovi, univ. dipl. inž. grad. za podporu při tvorbě mé diplomové práce. Poslední velké poděkování, za podporu při studiu, patří především mé rodině a přátelům.



## Obsah

<b>Obsah .....</b>	<b>1</b>
<b>1 ÚVOD.....</b>	<b>4</b>
<b>2 MODERNIZACE TRATI BRNO – PŘEROV.....</b>	<b>5</b>
2.1 Historie a současný stav trati a její budoucnost .....	5
2.2 Parametry modernizace trati Brno – Přerov .....	6
2.2.1 Tunely na modernizované trati Brno – Přerov .....	6
<b>3 DŘEVNOVICKÝ TUNEL .....</b>	<b>9</b>
3.1 Směrové a výškové poměry .....	9
3.1.1 Směrové parametry .....	9
3.1.2 Výškové poměry .....	9
3.2 Uspořádání tunelu .....	12
3.3 Návrh příčného profilu.....	14
<b>4 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ, HYDROGEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY ZÁJMOVÉ LOKALITY .....</b>	<b>16</b>
4.1 Uskutečněné průzkumné práce .....	16
4.2 Geografie a geomorfologie .....	17
4.3 Geologické poměry .....	18
4.4 Hydrogeologické poměry.....	18
4.5 Doporučené charakteristiky zemin pro modelování Dřevnovického tunelu.....	19
<b>5 METODA TUNELOVÁNÍ .....</b>	<b>21</b>
5.1 Tunely ražené.....	21
5.1.1 Konvenční tunelování obecně .....	21
5.1.2 Prstencová metoda .....	23
5.1.3 Vrtání a odstřel.....	23
5.1.4 Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM / NATM) .....	24
5.1.5 Kontinuální strojní tunelování (TBM – Tunnel Boring Machines, SM – Shield Machines) .....	26
5.2 Tunely Hloubené.....	27
5.2.1 Cut & Cover.....	28
5.2.2 Top – Down (Milánská modifikovaná metoda, metoda čelního odtěžování) .....	29
5.2.3 Přesypané tunely budované na povrchu.....	29
5.2.4 Metoda „želva“.....	30
5.3 Geotechnické zhodnocení staveniště s přiřazením metody tunelování Dřevnovickému tunelu 31	
5.4 Shrnutí.....	33



<b>6</b>	<b>STATICKÝ VÝPOČET .....</b>	<b>35</b>
6.1	Vybrané příčné řezy .....	35
6.2	Zadání geometrie.....	36
6.2.1	Řez A – staničení 58,066 km resp. 58,376 km.....	36
6.2.2	Řez B – staničení 58,237 km.....	37
6.3	Geologie a její vstupní parametry .....	37
6.3.1	Hardening-soil materiálový model.....	37
6.3.2	Stanovení parametrů $E_{50}^{ref}$ , $E_{oed}^{ref}$ , $E_{ur}^{ref}$ a $m$ .....	38
6.3.3	Ostatní parametry HS modelu.....	41
6.3.4	Rekapitulace vstupních parametrů pro popis geologického podloží v prostoru Dřevnovického tunelu pomocí HS modelu.....	42
6.4	Parametry ostění.....	43
6.5	Definování sítě konečných prvků.....	44
6.6	Fáze výstavby.....	45
6.7	Výsledky .....	46
6.7.1	Deformace .....	47
6.7.2	Napětí.....	49
6.7.3	Vnitřní síly .....	50
6.8	Posouzení primárního ostění .....	60
6.8.1	Zjednodušená metoda návrhu .....	60
6.8.2	Ověření splnění podmínek pro užití zjednodušené metody – HEB 240 .....	63
6.8.3	Výpočet krajních bodů interakčního diagramu – HEB 240 .....	64
6.8.4	Posouzení primárního ostění na normálová napětí .....	68
6.8.5	Posouzení ostění na účinky posouvajících sil .....	74
<b>7</b>	<b>TECHNOLOGIE VÝSTAVBY PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ .....</b>	<b>79</b>
7.1	Přehled základních údajů .....	79
7.2	Skladba primárního ostění.....	81
7.3	Dočasné portály.....	81
7.4	Startovací ochranné MKP deštníky.....	81
7.5	Rozpojování, nakládání a odvoz rubaniny .....	82
7.6	Aplikace stříkaného betonu.....	82
7.7	Postup ražby a výstavby primárního ostění.....	83
7.7.1	Horní štoly - 1. – 4. fáze výstavby .....	84
7.7.2	Dolní štoly - 5. – 8. fáze výstavby.....	85
7.7.3	Kalota - 9. – 11. fáze výstavby.....	86
7.7.4	Počva - 12. – 14. fáze výstavby.....	87
7.8	Odvodnění .....	88



---

7.9	Stavební větrání.....	88
7.10	Geotechnický monitoring (GTM).....	89
<b>8</b>	<b>ZÁVĚR .....</b>	<b>93</b>
	<b>LITERATURA .....</b>	<b>95</b>
	<b>SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ A ZKRATEK .....</b>	<b>98</b>
	<b>SEZNAM VÝKRESŮ .....</b>	<b>102</b>
	<b>SEZNAM PŘÍLOH.....</b>	<b>103</b>
<b>A</b>	<b>INTERPRETACE INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝCH PROFILŮ VRTŮ .....</b>	<b>104</b>
<b>B</b>	<b>POLNÍ A LABORATORNÍ ZKOUŠKY.....</b>	<b>112</b>



## 1 ÚVOD

Tunel je dopravní stavba, která vede pod zemí, a tím překonává krajinnou vyvýšeninu, mořskou úžinu či záliv, říční tok, či městské zastavěné území. ([wikipedia.org](http://wikipedia.org) [1])

Návrh železničního tunelu je potřebné řešit tak, aby zapadal do celkové koncepce řešené železniční trati. Příčné profily jednokolejných železničních tunelů se odvíjí od normou (ČSN 73 7508: 2002 – Železniční tunely [5]) stanoveného tunelového průjezdného průřezu (TPP) a v případě dvoukolejných tunelů od sdruženého tunelového průjezdného průřezu (STPP). Návrh konstrukce tunelu, si vyžaduje poznat především charakter a vlastnosti prostředí ve kterém má být ražen či hlouben. K tomu je zapotřebí provedení inženýrskogeologického a hydrogeologického průzkumu. U návrhu inženýrského počínu takového charakteru je potřeba brát zřetel na požadovanou vodotěsnost konstrukce, odvodnění tunelu, ochranu ostatních staveb v zóně indukovaných účinků, na vybavení tunelu, na bezpečnost, životnost tunelu, architektonické požadavky řešení portálových konstrukcí a jejich okolí a v neposlední řadě na ekologické požadavky.

Cílem této diplomové práce je vyřešit návrh průřezu, statický výpočet primárního ostění a návrh způsobu ražby Dřevnovického tunelu na stavbě modernizace železničního spojení Brno – Přerov.

První část předkládané práce je věnována stručnému představení modernizované železniční trati Brno – Přerov a řešeného Dřevnovického tunelu. Navazující část práce představuje navržené geometrické parametry trasy tunelu a návrh příčného profilu. Dalším bodem bude rešerše průzkumných prací zájmového území a následné vyhodnocení inženýrskogeologických, hydrogeologických a geotechnických parametrů horninového prostředí, od nichž se bude odvíjet návrh metody tunelování. Dále je uveden statický výpočet a návrh primárního ostění ražené části tunelu, na který navazuje popis technologie provádění ražby a konstrukce primárního ostění. V poslední části se diplomová práce věnuje návrhu geotechnického monitoringu.



## 2 MODERNIZACE TRATI BRNO – PŘEROV

### 2.1 Historie a současný stav trati a její budoucnost

Železniční trať Brno – Přerov, v jízdním řádu pro cestující označená číslem 300, byla uvedena do provozu v roce 1869. Plně elektrifikovaná trať byla pak zprovozněna v roce 1996 [1].

Železnice vede z Brna přes Blažovice, Holubice, Vyškovy, Nezamyslice, Němčice a Kojetín až do Přerova (viz obr. 1 a výkres č. 1). V úseku Brno – Blažovice je trať dvoukolejná, zbývající úsek z Blažovic do Přerova je jednokolejný. Délka tratě je 90,1 km a stávající provozní rychlost na ní kolísá v rozmezí 40 km/h až k 100 km/h.

S přihlédnutím i k faktu, že trať Brno – Přerov je zařazena v rámci EU do základní sítě TEN-T (trans-european network) pro osobní železniční dopravu (viz obr. 1), je zřejmé, že v současnosti tak tento úsek, využívaný především dálkovou osobní dopravou, představuje úzké hrdlo, s již dále nedostačující kapacitou.



Obr. 1: Mapa železničních koridorů (TEN-T) v ČR  
(Zdroj: Studie proveditelnosti trati Brno - Přerov 07/2015 - SUDOP BRNO, spol. s r.o. [2])

Už před rokem 1989 bylo uvažováno o zdvoukolejnění tratě, ale projekční práce byly reálně zahájeny až v roce 2004. V průběhu několika následujících let byly zpracovány studie proveditelnosti, které ovšem vznikaly na základě rozdílných nebo měnících se parametrů, případně na sebe nenavazovaly nebo řešily pouze některé možné varianty. Proto bylo v roce 2015 rozhodnuto vypracovat novou studii proveditelnosti. Ta měla komplexně zhodnotit všechny reálné i dříve uvažované varianty uplatnitelné pro

modernizaci trati Brno – Přerov. V úvahu tehdy připadalo celkem 8 variant a jelikož varianta modernizace železnice na vysokorychlostní trať 350 km/h byla z ekonomických důvodů zamítnuta, tak 1. září 2015 Centrální komise ministerstva dopravy, na základě této studie, určila variantu označenou M2 jako vítěznou.

## 2.2 Parametry modernizace trati Brno – Přerov

Modernizace trati Brno – Přerov podle varianty M2 uvažuje s úplným zdvoukobjněním trati a dosažením souvislé traťové rychlosti  $v_{max} = 200$  km/h, což by mělo umožnit zkrácení jízdní doby mezi stanicemi Brno a Přerov až na 30 minut. Tato varianta také jako jediná, s kladným výsledkem ekonomického hodnocení, splňuje požadavky na trať zařazené do základní sítě TEN-T a je povinností České republiky tato zařídění respektovat a podle Směrnice 2008/57/ES a Nařízení 1315/2013 trať Brno – Přerov modernizovat na předepsané parametry. Tyto předpisy zavazují Českou republiku dokončit modernizaci do roku 2030.

V současné době se projekční práce nacházejí ve fázi zpracování dokumentace pro územní rozhodnutí modernizace trati Brno – Přerov. Vzhledem k současné ekonomické úrovni České republiky, zařazení tratě do základní sítě TEN-T a sledovanosti této stavby, další odklady na této stavbě nejsou očekávány.

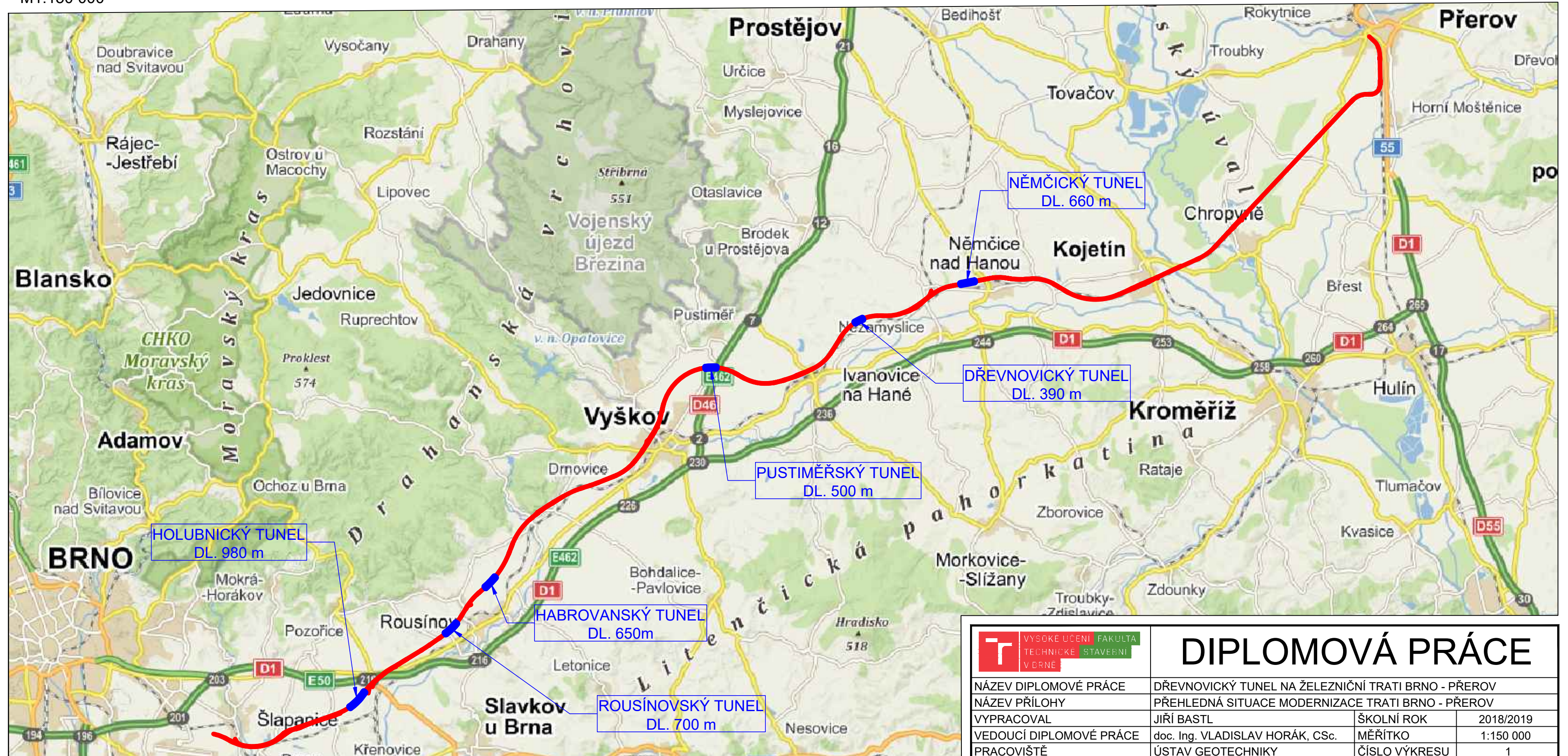
### 2.2.1 Tunely na modernizované trati Brno – Přerov

Součástí modernizace trati bude výstavba šesti nových tunelů (viz výkres č. 1)

- Holubnický tunel – délky 980 m
- Rousínovský tunel – délky 700 m
- Habrovanský tunel – délky 650 m
- Pustiměřský tunel – délky 500 m
- **Dřevnovický tunel – délky 390 m**
- Němčický tunel – délky 660 m



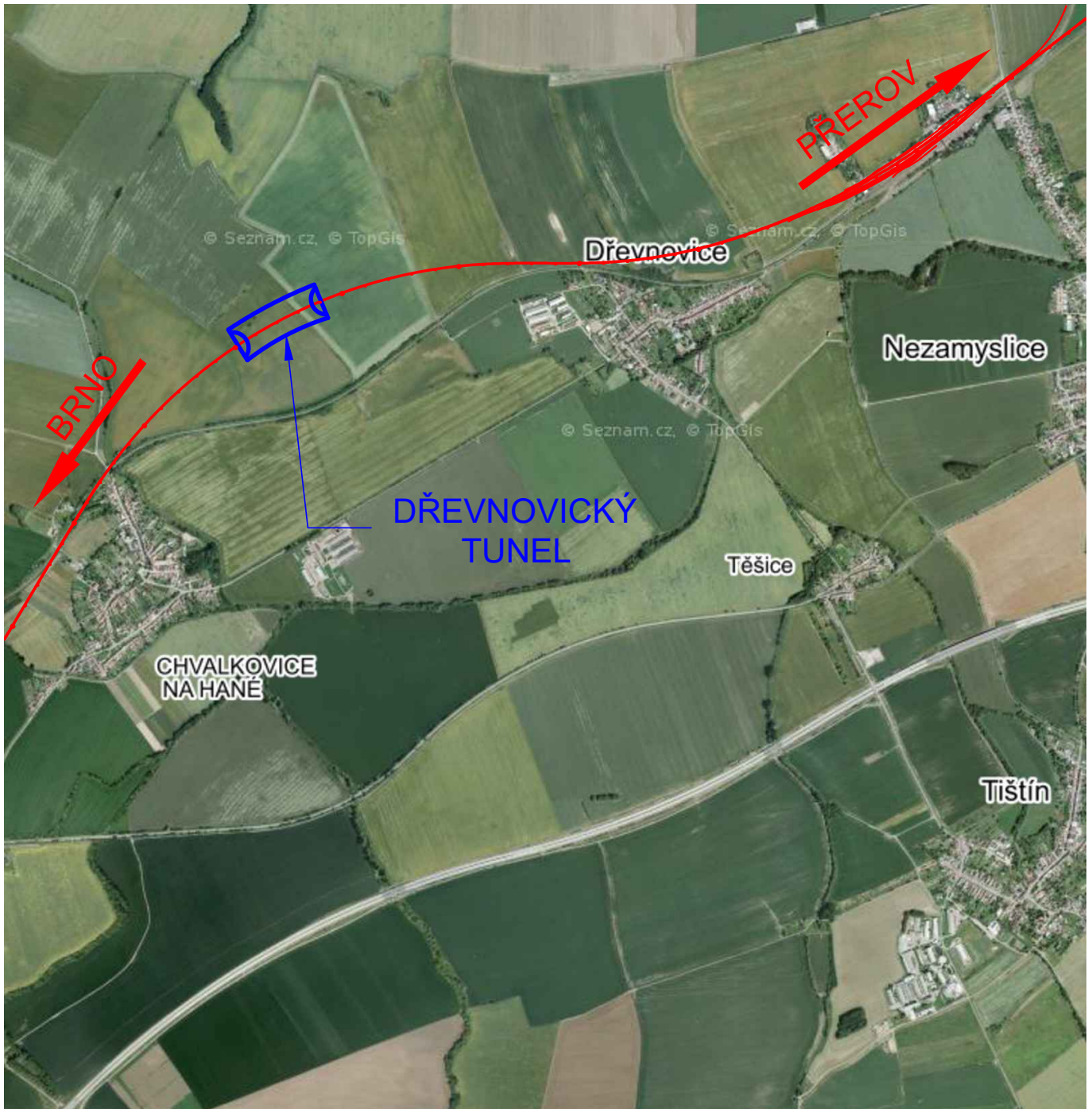
Přehledná situace modernizace trati Brno - Přerov  
M1:150 000







Situace Dřevnovického tunelu  
M1:25 000



VYSOKÉ UČENÍ FAKULTA  
TECHNICKÉ STAVEBNÍ  
V BRNĚ

# DIPLOMOVÁ PRÁCE

NÁZEV DIPLOMOVÉ PRÁCE	DŘEVNOVICKÝ TUNEL NA ŽELEZNIČNÍ TRATI BRNO - PŘEROV		
NÁZEV PŘÍLOHY	SITUACE DŘEVNOVICKÉHO TUNELU		
VYPRACOVAL	JIŘÍ BASTL	ŠKOLNÍ ROK	2018/2019
VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.	MĚŘÍTKO	1:25 000
PRACOVNÍŠTĚ	ÚSTAV GEOTECHNIKY	ČÍSLO VÝKRESU	2

### 3 DŘEVNOVICKÝ TUNEL

Projektovaný Dřevnovický tunel v km 58,016 - 58,406 se nachází v okrese Vyškov, mezi obcemi Chvalkovice na Hané a Dřevnovice v katastrálním území obce Dřevnovice (viz výkres č. 2). Návrhová rychlost pro tento tunel je podle celkové koncepce modernizace trati Brno – Přerov stanovena na 200 km/h.

Na obrázku č. 3 je prostorově vyobrazen zakres přibližného vedení železniční trati, v místě Dřevnovického tunelu.

#### 3.1 Směrové a výškové poměry

##### 3.1.1 Směrové parametry

Celý Dřevnovický tunel se nachází v oblouku o poloměru  $R = 2063,000$  m s délkami přechodnic ve tvaru klotoidy  $L_{k1} = 237,500$  m a  $L_{k2} = 262,255$  m. Celková délka oblouku  $d_0$  s převýšením koleje  $D = 125$  mm činí 1891,682 m (viz výkres č. 3).

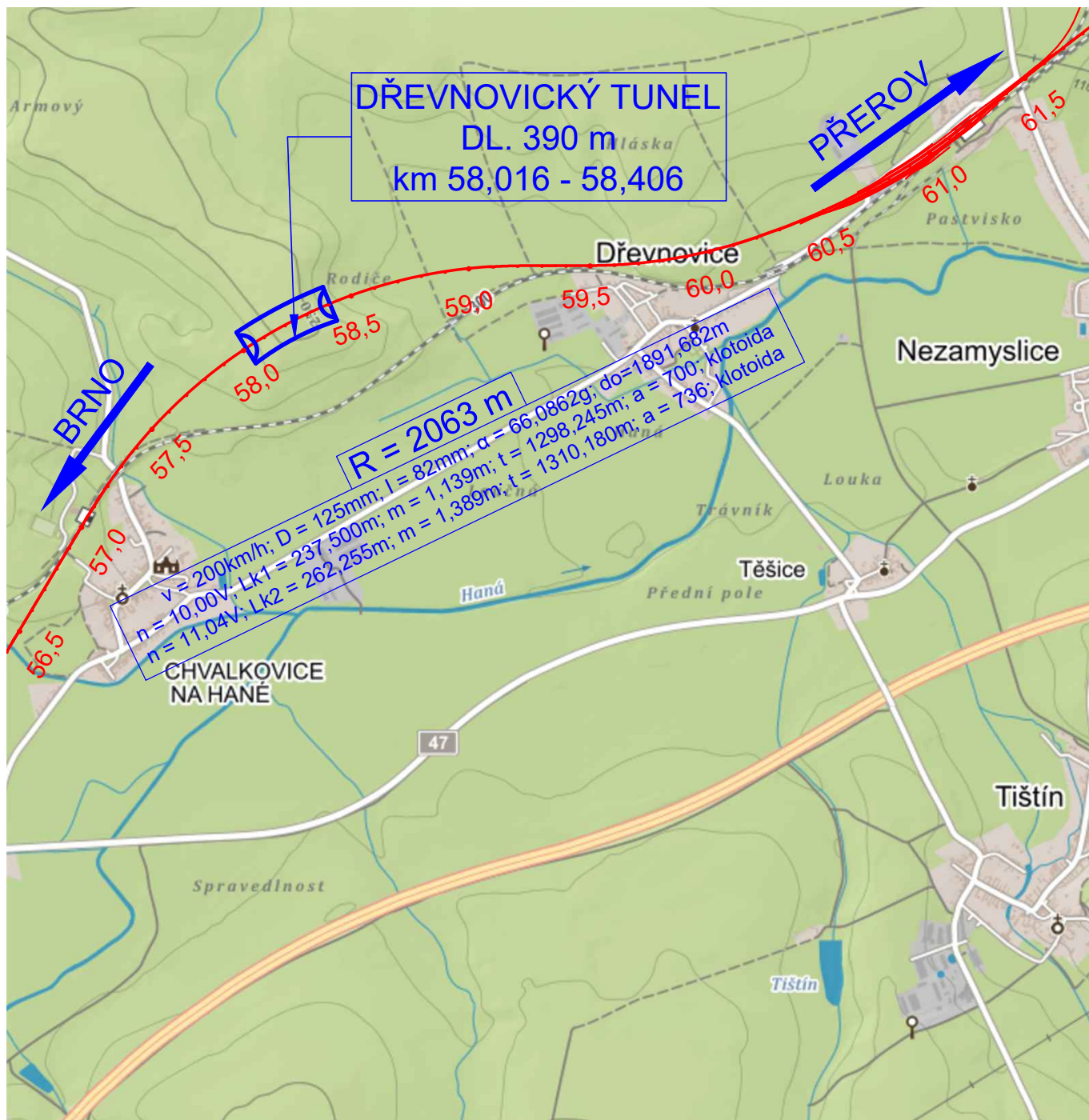
Železniční trať v oblouku do horninového masivu, v místě vjezdového portálu, pronikne v km 58,016 a 390 metrů dlouhý tunel ukončí výjezdový portál v km 58,406 (viz obr. 4).

##### 3.1.2 Výškové poměry

Tunel v celé své délce klesá v neměnném sklonu 3,66 ‰ (viz výkres č. 4). Terén v navrhované trase tunelu je zvlněný s nadmořskou výškou 234 až 255 m n.m.



## Směrové parametry Dřevnovického tunelu M1:25 000

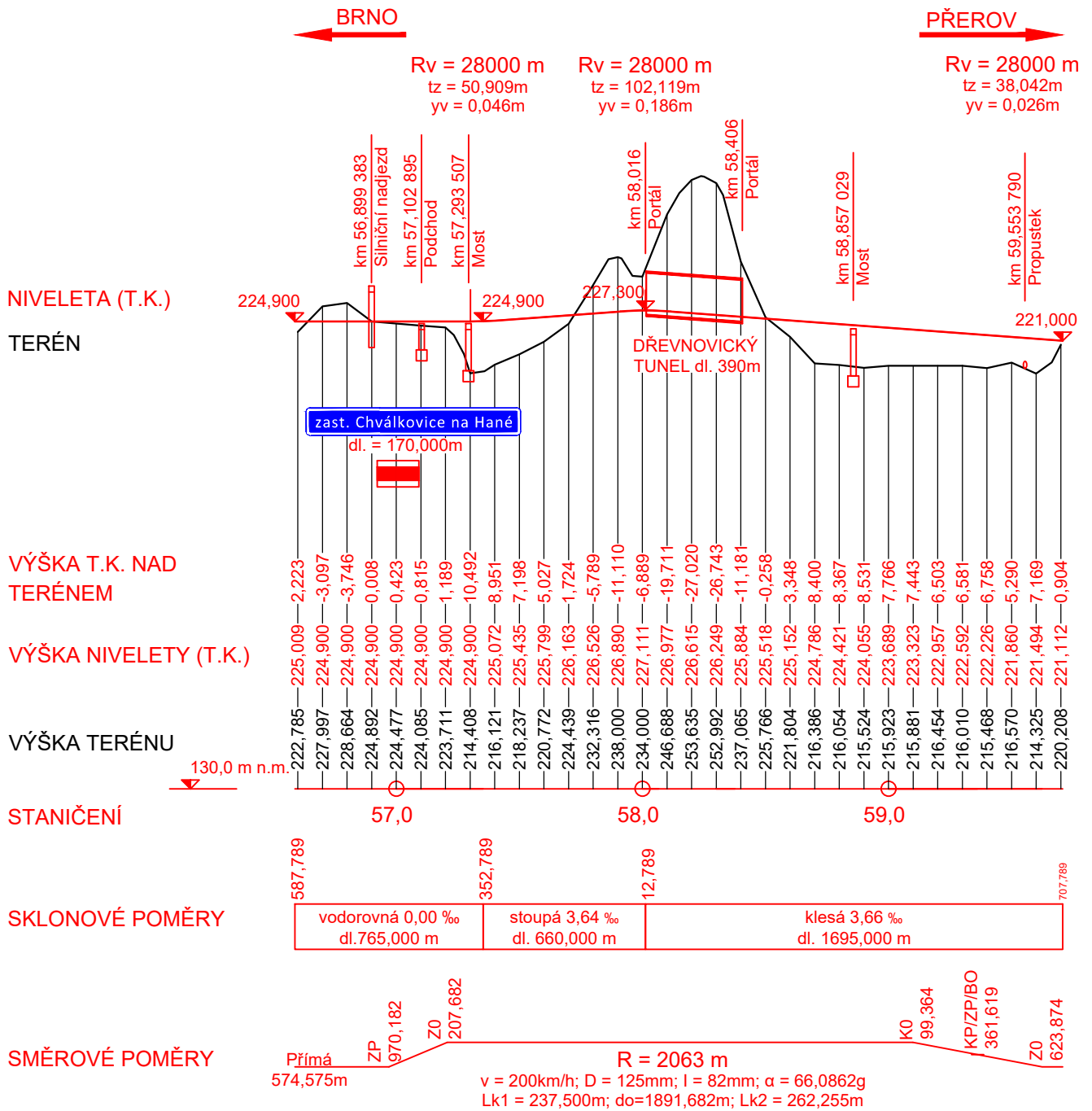


	VYSOKÉ UČENÍ FAKULTA TECHNICKÉ STAVEBNÍ V BRNĚ	<h1>DIPLOMOVÁ PRÁCE</h1>	
NÁZEV DIPLOMOVÉ PRÁCE	DŘEVNOVICKÝ TUNEL NA ŽELEZNIČNÍ TRATI BRNO - PŘEROV		
NÁZEV PŘÍLOHY	SMĚROVÉ PARAMETRY DŘEVNOVICKÉHO TUNELU		
VYPRACOVAL	JIŘÍ BASTL	ŠKOLNÍ ROK	2018/2019
VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.	MĚŘÍTKO	1:25 000
PRACOVNÍŠTĚ	ÚSTAV GEOTECHNIKY	ČÍSLO VÝKRESU	3





Podélný profil  
M1:25 000 / 2 000



	<b>DIPLOMOVÁ PRÁCE</b>		
	DŘEVNOVICKÝ TUNEL NA ŽELEZNIČNÍ TRATI BRNO - PŘEROV		
NÁZEV DIPLOMOVÉ PRÁCE	DŘEVNOVICKÝ TUNEL NA ŽELEZNIČNÍ TRATI BRNO - PŘEROV		
NÁZEV PŘÍLOHY	PODÉLNÝ PROFIL		
VYPRACOVAL	JIŘÍ BASTL	ŠKOLNÍ ROK	2018/2019
VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.	MĚŘÍTKO	1:25 000/2000
PRACOVIŠTĚ	ÚSTAV GEOTECHNIKY	ČÍSLO VÝKRESU	4

## 3.2 Uspořádání tunelu

Z hlediska základního uspořádání je možné tunel na dvoukolejně železniční trati navrhnout jako jeden dvoukolejný tunel nebo dva jednokolejné tunely. V minulosti byly železniční tunely navrhovány spíše jako dvoukolejné. V současnosti, kdy je kladen stále větší důraz na bezpečnost, se tunely na dvoukolejně železniční trati navrhuji převážně jako dva jednokolejné. Obě tyto varianty s sebou nesou klady i zápory.

### • Výhody a nevýhody jednoho dvoukolejného tunelu

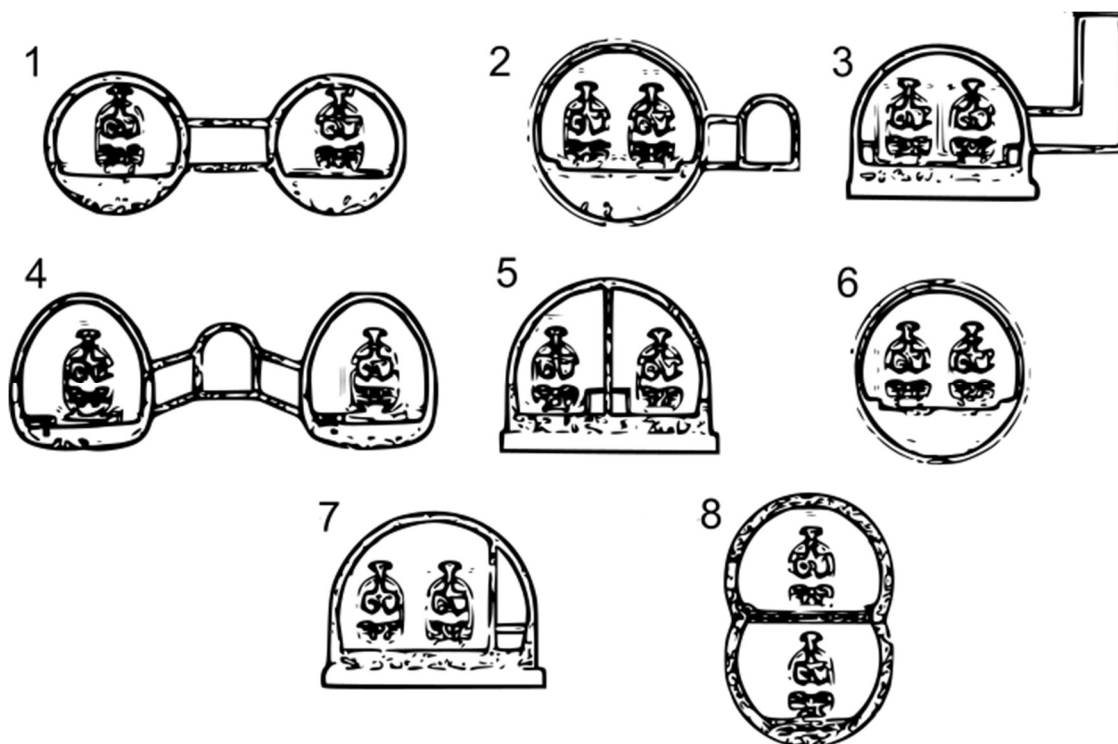
- |   |  |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"><li>+ Nízká cena</li><li>+ Menší objem rubaniny</li><li>+ Nižší náklady na zajištění výrubu a na trvalé ostění</li><li>+ Jednoduchá instalace přejezdů</li><li>+ Větší objem vzduchu v tunelu =&gt; delší doba pro evakuaci</li></ul> | <ul style="list-style-type: none"><li>- Při nehodě lze očekávat jedoucí protisměrný vlak</li><li>- Velká plocha výrubu =&gt; větší nebezpečí při ražbě</li></ul> |
|---|--|

### • Výhody a nevýhody dvou jednokolejných tunelů

- |   |   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"><li>+ Bezpečnost</li><li>+ Rychlý únik osob z oblasti požáru</li><li>+ Směr proudění vzduchu v tunelu je jednosměrný</li><li>+ Ražba pomocí TBM nemá zásadní vliv na plochu výrubu</li><li>+ Menší plocha výrubu =&gt; větší bezpečnost při ražbě</li></ul> | <ul style="list-style-type: none"><li>- Vysoké náklady</li><li>- Velký objem rubaniny</li><li>- Zásah do trati před i za tunelem z titulu zvětšení osové vzdálenosti kolejí</li></ul> |
|---|---|



Tak jak v dnešní době rostou rychlosti vlaků, rostou také požadavky na bezpečnost a požadavky na dostatečné zhotovení únikových východů. Díky tomuto faktu lze ve světě vidět různé koncepty tunelů pro dvoukolejnou trať (viz obr. 2).



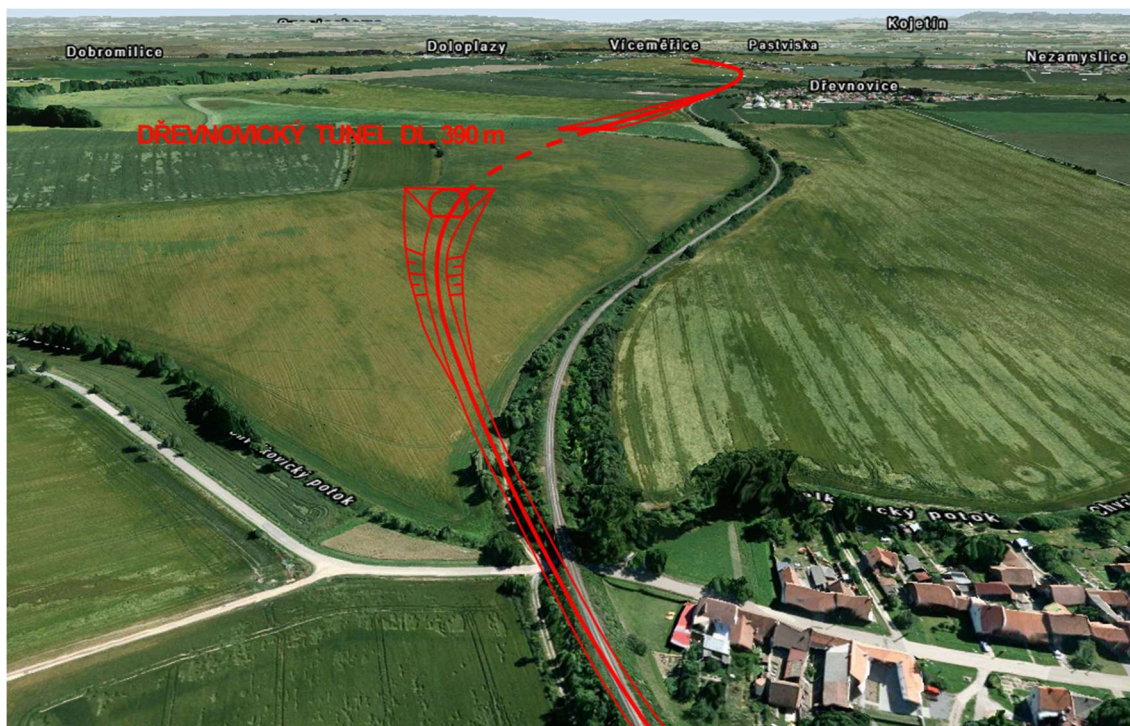
Obr. 2: Varianty uspořádání tunelů pro dvoukolejnou trať  
(Zdroj: Matouš Hilar, Habilitační práce 2008 [3])

- 1 – Dva jednokolejné tunely s propojkami
- 2 – Jeden dvoukolejný tunel s paralelní únikovou štolou
- 3 – Jeden dvoukolejný tunel s únikovými šachtami
- 4 – Dva jednokolejné tunely s paralelním obslužným tunelem
- 5 – Jeden dvoukolejný tunel s přepážkou oddělující protisměrné tratě
- 6 – Jeden dvoukolejný tunel bez únikových východů
- 7 – Jeden dvoukolejný tunel s přepážkou oddělující nouzový únik
- 8 – Jeden dvoukolejný tunel s tratěmi ve dvou úrovních

- **Dílčí závěr pro základní volbu varianty**

Varianta dvou jednokolejných tunelů se sice jeví jako šetrnější pro ražbu tunelu, avšak s přihlédnutím především k tomu, že délka Dřevnovického tunelu bude pouhých 390 metrů a u jednokolejné varianty by při dvou tunelech docházelo k velkému záboru pozemků a k výraznějšímu zásahu do krajiny (nutnost mezilehlého pilíře s větší osovou

vzdáleností kolejí, větší kubatury zářezů a násypů) a tím pádem i k navýšení nákladů, je **Dřevnovický tunel v této diplomové práci navržen jako jeden dvoukolejný, bez únikových východů.**



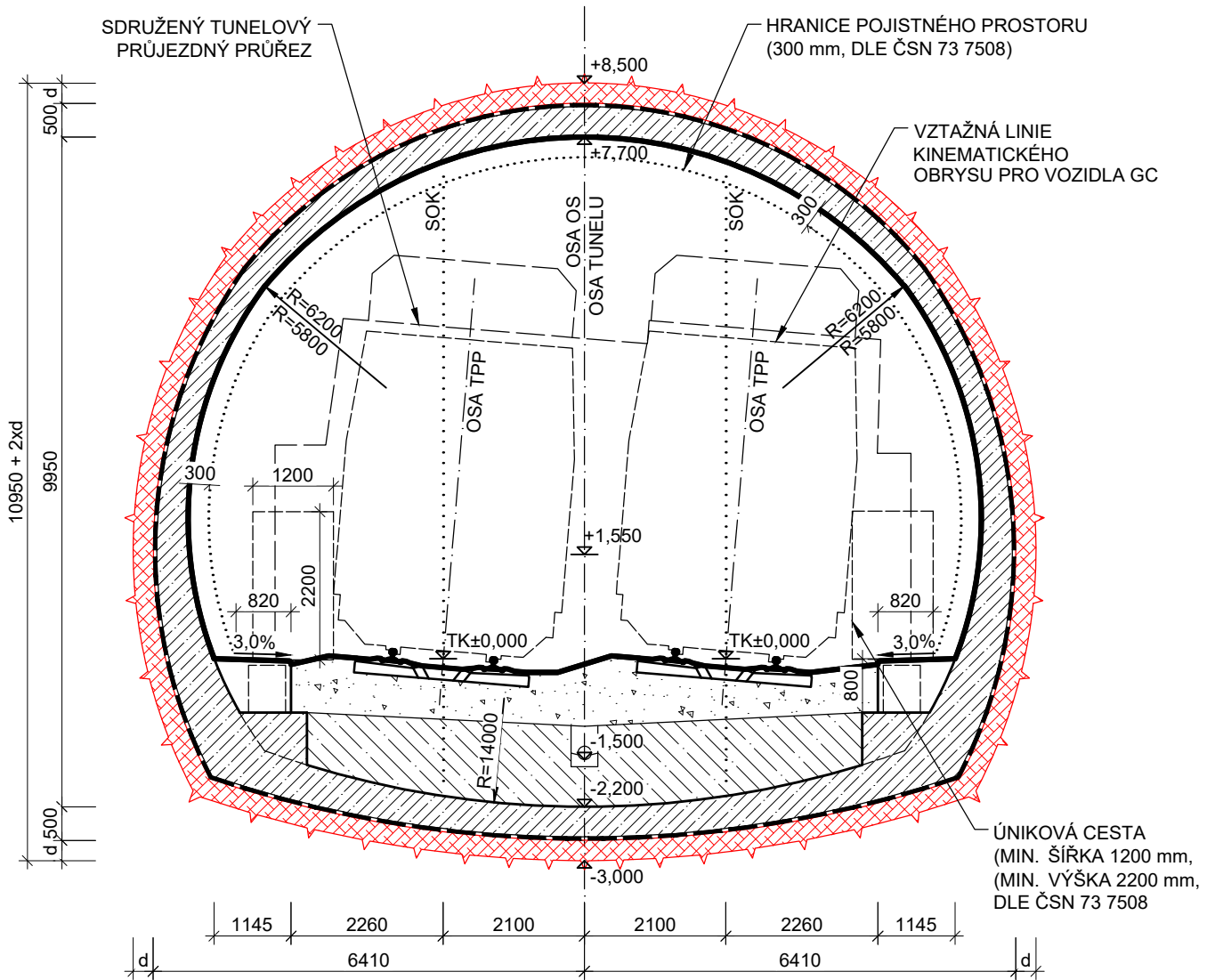
Obr. 3: 3D zákres přibližného vedení železniční trati v místě Dřevnovického tunelu  
(Zdroj fotomapy: [mapy.cz](http://mapy.cz) [4])

### 3.3 Návrh příčného profilu

Příčný profil Dřevnovického tunelu je navržen pro osové vzdálenosti kolejí 4200 mm a traťovou rychlost 200 km/h v souladu s ČSN 73 7508: 2002 – Železniční tunely [5] a se vzorovým listem Správy železniční dopravní cesty – Světly tunelový průřez dvoukolejného tunelu (konvenční ražba) [6]. Vzhledem k předpokládaným náročným geologickým a geotechnickým poměrům bude příčný profil Dřevnovického tunelu opatřen spodní klenbou.

Norma ČSN 73 7508: 2002 – Železniční tunely [5] stanovuje, že tunely musí být po 25 metrech vybaveny po obou stranách záchrannými výklenky o minimální světlé šířce 2000 mm, výšce 2200 mm a hloubce 750 mm. Tento požadavek tunel splní díky navrženým únikovým chodníkům šířky 750 mm po obou stranách (viz výkres č. 5).

## Vzorový příčný řez M1:100



d = tloušťka primárního ostění

	<b>VYSOKÉ UČENÍ FAKULTA TECHNICKÉ STAVEBNÍ V BRNĚ</b>			<h1>DIPLOMOVÁ PRÁCE</h1>	
	<b>NÁZEV DIPLOMOVÉ PRÁCE</b>		<b>DŘEVNOVICKÝ TUNEL NA ŽELEZNIČNÍ TRATI BRNO - PŘEROV</b>		
<b>NÁZEV PŘÍLOHY</b>		<b>VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ</b>			
<b>VYPRACOVAL</b>		<b>JIŘÍ BASTL</b>	<b>ŠKOLNÍ ROK</b>	<b>2018/2019</b>	
<b>VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE</b>		<b>doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.</b>	<b>MĚŘÍTKO</b>	<b>1:100</b>	
<b>PRACOVISŤE</b>		<b>ÚSTAV GEOTECHNIKY</b>	<b>ČÍSLO VÝKRESU</b>	<b>5</b>	

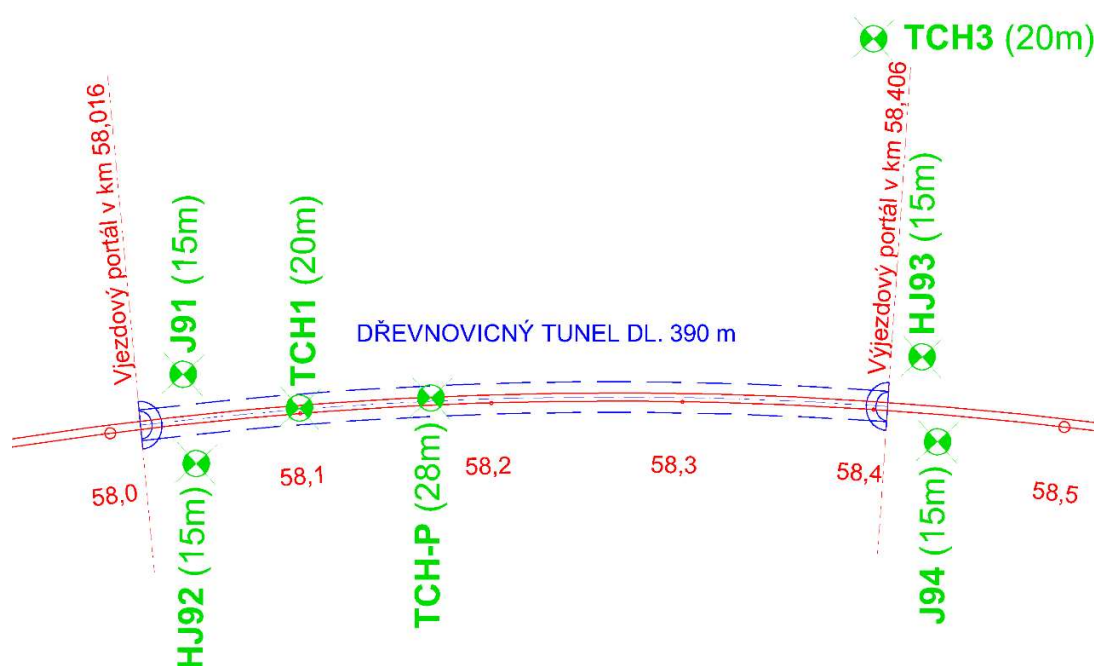
## 4 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ, HYDROGEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY ZÁJMOVÉ LOKALITY

### 4.1 Uskutečněné průzkumné práce

V rámci zpracování dokumentace pro územní rozhodnutí stavby modernizace železniční trati Brno – Přerov byl proveden předběžný geotechnický průzkum pro návrh ražby Dřevnovického tunelu [7]. Průzkum byl realizován společnostmi SUDOP Praha a.s. a Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7]. V rámci tohoto průzkumu byly provedeny vrtné práce, laboratorní zkoušky vzorků zemin a podzemní vody, presiometrická zkouška a geologická interpretace zjištěných výsledků.

Bylo realizováno 7 průzkumných vrtů (obr. 4 vyznačeny zeleně), ze kterých bylo odebráno celkem 5 porušených a 3 neporušené vzorky zemin. V laboratoři byly na neporušených vzorcích provedeny patřičné zkoušky jako jsou stanovení zrnitosti, zkoušky Atterbegových mezí a zatřídění zeminy. Z neporušených vzorků byly pak navíc stanoveny parametry smykové pevnosti, propustnosti, prosedavosti spraši a edometrický modul přetvárnosti.

Inženýrskogeologické profily vrtů jsou uvedeny v příloze A.



Obr. 4: Vyznačení průzkumných vrtů v situaci Dřevnovického tunelu



## 4.2 Geografie a geomorfologie

Zájmové území se nachází na zemědělsky využívané půdě na 58. kilometru modernizace trati Brno – Přerov, v bývalém okresním celku Vyškova, mezi obcemi Chvalkovice na Hané a Dřevnovice v katastrálním území obce Dřevnovice (viz výkres č. 1, 2 a 3). Nejbližší vodní tok, jímž je Chvalkovický potok protíná trať v km 57,5. Chvalkovický potok protéká ze severu na jih a bezprostředně za obcí Chvalkovice na Hané se společně s Pustiměřským potokem vlévají do řeky Hané, jež odvodňuje široké okolí.

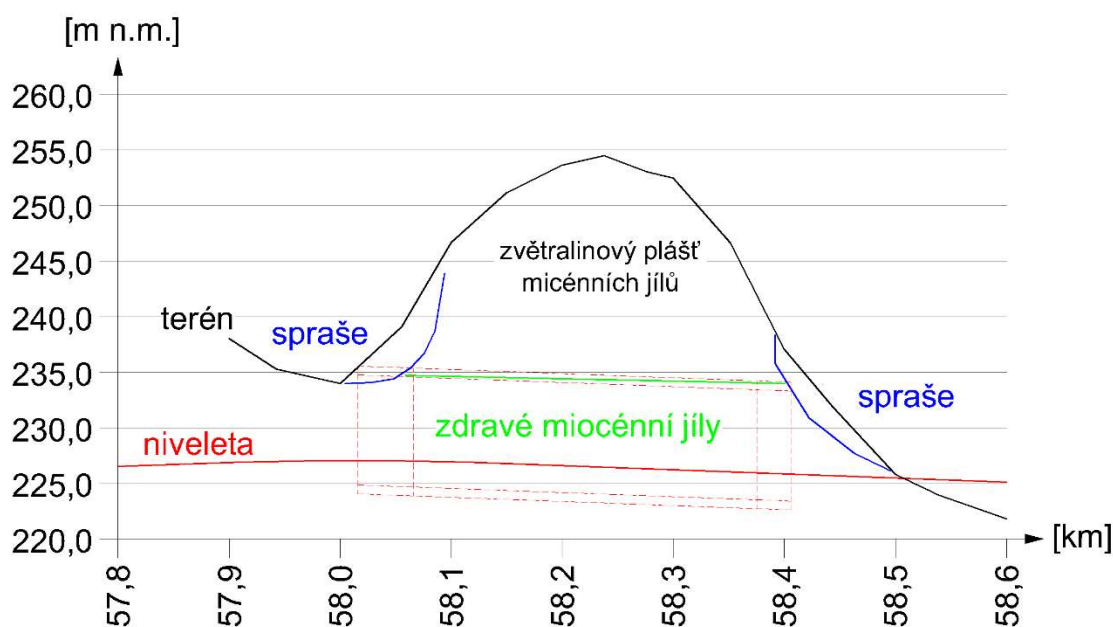
Lokalita se z hlediska geomorfologických jednotek nachází v celku Vyškovské brány, která je ze severozápadu lemována výrazným svahem Dražanské vrchoviny a z jihovýchodu je omezena Litencickou pahorkatinou. Vyškovská brána představuje úzkou sníženinu, spojující Dyjsko-svratecký úval na jihu s úvalem Hornomoravským na severu. Jde o samostatný geomorfologický celek v rámci soustavy Vněkarpatských sníženin, podsoustavy Západní, který má dva podcelky, a to bránu Rousínovskou a Ivanovickou (viz obr. 5).



Obr. 5: Mapa geomorfologických jednotek zájmové lokality  
(Zdroj: [geoportal.cuzk.cz](http://geoportal.cuzk.cz) [8])

### 4.3 Geologické poměry

Ve vrtech u portálů, byly ověřeny spraše, popsané jako jíly se střední plasticitou, tuhé až pevné konzistence; byly zastiženy v mocnosti 3,0 – 4,0 m. Vlastní geologické podloží zájmové lokality tvoří téměř výhradně šedožluté a níže pak tmavě šedé barvy miocénní jíly vystupující až na povrch. Mají vysokou až velmi vysokou plasticitu, jsou pevné konzistence. Jsou překryty pouze humózní vrstvou o mocnosti 0,2 – 0,3 m. Skutečnost, že povrchová vrstva miocénních jílu byla vystavena intenzivním zvětrávacím procesům, vedla k tomu, že jsou tyto jíly překonsolidované. Rozhraní zvětralinového pláště miocénních jílu se podle vrtných sond nachází v rozmezí 233,9 – 234,7 m n. m. (viz obr. 6) tzn. v hloubce 5 až 20 metrů pod terénem.

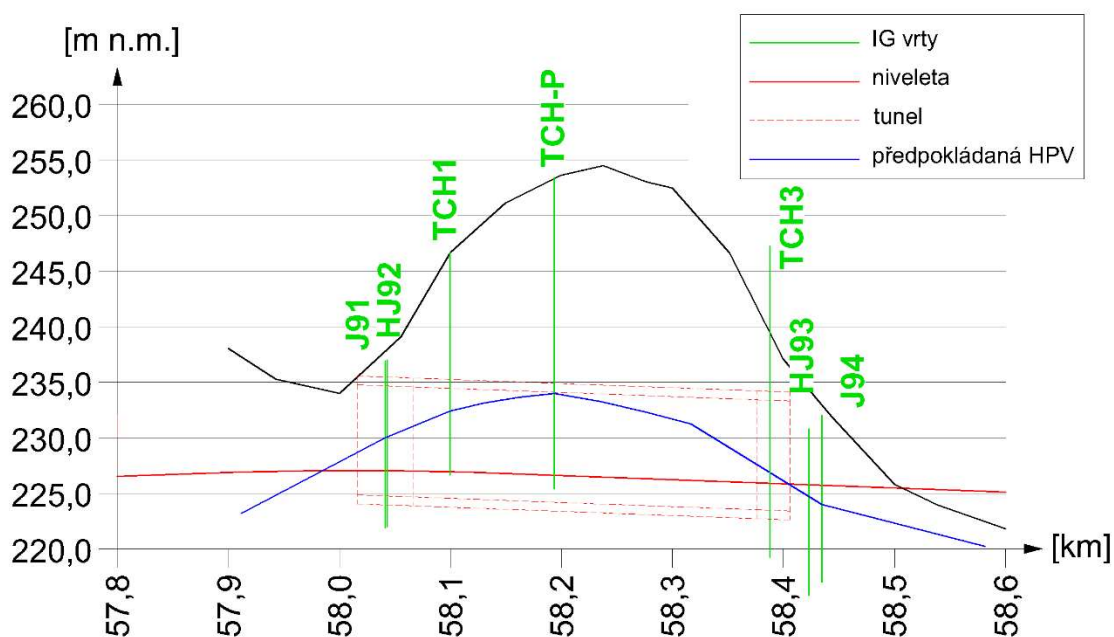


Obr. 6: Schématické vyobrazení geologie v prostoru Dřevnovického tunelu [7]

### 4.4 Hydrogeologické poměry

V miocénních jílech byly vrty prokázány písčité vložky o mocnosti do 10 cm, které jsou místy zvodnělé. V závislosti na obsahu písčité složky, jsou tyto jinak prakticky nepropustné jíly, prostoupeny propustnějšími polohami. Naražená a ustálená hladina podzemní vody ve vztahu k niveletě tunelu je uvedena v tabulce 1. Z hodnot uvedených v tabulce 1 lze vyčíst, že hladina podzemní vody je mírně napjatá. Stupeň vlivu prostředí pro beton, byl z hlediska výskytu podzemní vody klasifikován jako XA1 – slabě agresivní na beton [7]. Podélný řez s předpokládaným průběhem hladiny podzemní vody je znázorněn na obr. č. 7.

Zkouškami bylo stanoveno, že změny objemu miocénických jíílů při kontaktu s vodou, se pohybují v rozsahu od 11% do 48% do 9 hodin interakce vzorku s vodou.



Obr. 7: Podélný řez s předpokládaným průběhem hladiny podzemních vod [7]

Vrt	Naražená hladina p.v. (m.p.t.)	Naražená hladina p.v. (m n.m.)	Ustálená hladina p.v. (m.p.t.)	Ustálená hladina p.v. (m n.m.)	Úroveň nivelety (m n.m.)
TCH1	14,5	232,2	14,3	232,4	227,0
TCH-P	19,1	233,8	-	-	226,7
TCH3	11,3	235,9	10,1	237,1	225,9
J91	11,8	225,0	7,1	229,7	227,1
HJ92	12,0	225,0	7,0	230,0	227,1
HJ93	7,5	222,8	6,9	223,4	225,8
J94	8,1	223,8	6,2	225,7	225,8

Tabulka 1: Hloubka podzemní vody

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])

#### 4.5 Doporučené charakteristiky zemín pro modelování Dřevnovického tunelu

Z laboratorních zkoušek byly firmou Stavební geologie – Geotechnika a.s. stanoveny charakteristické parametry zemín, zastižených na lokalitě v prostoru Dřevnovického tunelu. Charakteristiky uvedené v tabulce 2, byly vzhledem k velmi

složitým geotechnickým podmínkám a požadavkům na dlouhodobou stabilitu, podle autorů tohoto průzkumu, voleny spíše konzervativně.

Geotechnický typ	Označení podle ČSN 73 6133	Objem. tíha $\gamma$ [kN·m <sup>-3</sup> ]	Úhel vnitř. tření $\varphi_{ef}$ [°]	Soudržnost $c_{ef}$ [kPa]	Modul přetvárnosti $E_{def}$ [MPa]	Poissonovo číslo $\nu$ [-]	Koeficient filtrace $k_f$ [m·s <sup>-1</sup> ]
Spraše a sprašové hlíny	F6 C1	21,0	28,0	6,0	5,0	0,40	1,00e-9
Miocénní jíly							
Miocénní jíly a hlíny – v úseku do 5 m od rozhraní kvartér - miocén	F8 CH, CV, F7 MV	20,5	20,0	12,0	5,0	0,42	1,00e-8
Miocénní jíly a hlíny – v úseku 5 -15 m od rozhraní kvartér - miocén	F8 CH, CV, F7 MV	20,5	20,0	18,0	10,0	0,42	1,00e-9
Miocénní jíly a hlíny – v úseku 15 -30 m od rozhraní kvartér - miocén	F8 CH, CV, F7 MV	20,5	20,0	20,0	15,0	0,42	1,00e-9
Miocénní jíly a hlíny – v úseku nad 30 m od rozhraní kvartér - miocén	F8 CH, CV, F7 MV	20,5	20,0	25,0	30,0	0,42	1,00e-9

Tabulka 2: Charakteristické parametry zemin v prostoru Dřevnovického tunelu  
(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])



## 5 METODA TUNELOVÁNÍ

Volba vhodné metody tunelování, může být v některých případech, rozhodujícím krokem návrhu tunelu. Její volba je ovlivněna množstvím faktorů, jako jsou geologické a hydrogeologické poměry horninového prostředí v prostoru tunelu, výška nadloží tunelu, velikost, délka tunelu a zastavěnost území nad tunelem atd.

Podle způsobu tunelování můžeme tunely rozdělit do dvou základních skupin na **tunely ražené** a **tunely hloubené**. Základní rozdíl mezi hloubením a ražením spočívá v rozrušení nebo zachování tunelového nadloží. Z toho vyplývá, že tunely ražené se hodí navrhovat v případech vyššího nadloží (20 a více metrů) anebo tam, kde by bylo nemožné provést otevírku nadloží z hlediska faktorů vylučujících stavbu s povrchu (zástavba, zábory pozemků).

### 5.1 Tunely ražené

V dnešní době rozlišujeme dvě základní metody tunelování ražením:

- **Konvenční tunelování (NRTM – Nová Rakouská Tunelovací Metoda, metoda „Drill & Blast“...)**
- **Kontinuální strojní tunelování (TBM – Tunnel Boring Machines, SM - Shield Machines)**

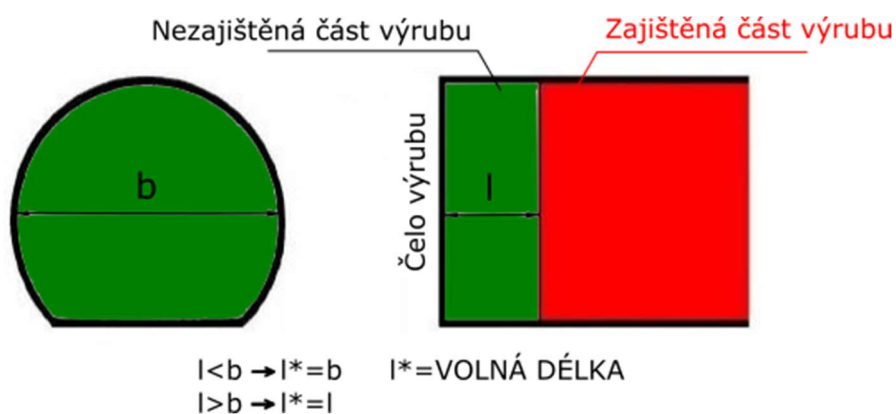
#### 5.1.1 Konvenční tunelování obecně

Konvenční způsob ražby je charakteristický svým cyklickým postupem jednotlivých úkonů. Operace provedené v jednom cyklu umožňují postup o jeden záběr. Jeden záběr běžně zahrnuje při nejmenším následující tři kroky jako na obrázku číslo 8.



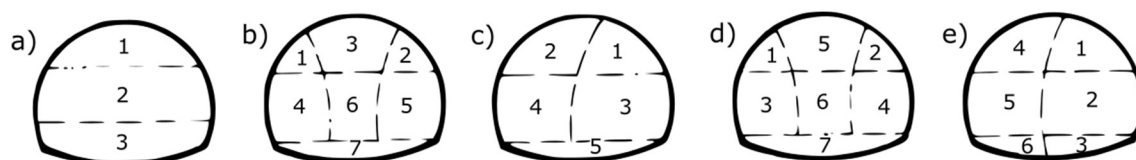
Obr. 8: Konvenční tunelování - schéma postupu ražby tunelu konvenční tunelovací metodou (Zdroj: [oil-electric.com](http://oil-electric.com) [9])

K rozpojování horniny, v závislosti na její kvalitě, dochází buďto navrtáním čelby a následným odstřelem nebo u slabých hornin, strojním rozpojením pomocí bagrů, fréz nebo impaktorů. Velikost záběru, tedy délka, o kterou se při jednom cyklu postoupí, závisí na době stability nezajištěného výrubu. Ta nesmí být nikdy kratší, než je délka jednoho cyklu čili záběru (platí po délce i po šířce výrubu – prostorový problém). Nevztuženou část výrubu neboli vzdálenost mezi čelem výrubu a okrajem vyztužující konstrukce zajišťující výrub, nazýváme volná délka (viz obr. 9). Volná délka, v pevných skalních horninách, může dosáhnout na hodnoty až několika metrů. Oproti tomu v nepříznivých podmínkách, s nízkým nadložím, se velikost záběru volí i kratší než jeden metr. Stabilitu výrubu je možné prodloužit pomocí zajišťovacích prvků (například: kotvy, hřebíky, injektáž a trysková injektáž, mikropilotové deštníky atd.).



Obr. 9: Volná délka tunelu  
(Zdroj: Vladislav Horák, Podzemní stavby - modul 01 [10])

Výrub tunelu při užití konvenční ražby je téměř vždy proveden jako členěný (viz obr. 10). Tunelový výrub se z technologických důvodů často člení pouze horizontálně, ale v případě velké plochy výrubu v nepříznivých podmínkách se, za účelem snížení volné délky v příčném směru, výrub člení i vertikálně. Členění výrubu lze také využít jako jeden z prvků pro eliminaci poklesové kotliny.



Obr. 10: Varianty členění výrubu, a) až c) horizontální členění, d) a e) vertikální členění, čísla značí pořadí pobírání  
(Zdroj: Vladislav Horák, Podzemní stavby - modul 01 [10])

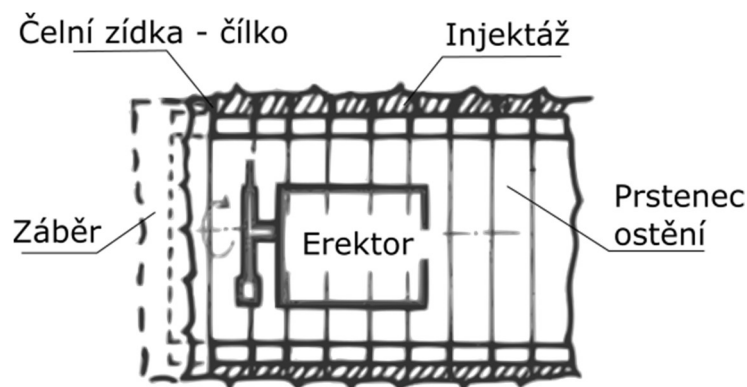
Největší předností konvenčních metod tunelování je jejich přizpůsobivost k měnícím se podmínkám ražby. V průběhu výstavby dokážou poměrně snadno zareagovat na měnící se geologii nebo geometrii stavby.

Mezi nejvýznamnější konvenční tunelovací metody dnešní doby patří:

- Prstencová metoda
- Vrtání a odstřel
- Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM / NATM)

### 5.1.2 Prstencová metoda

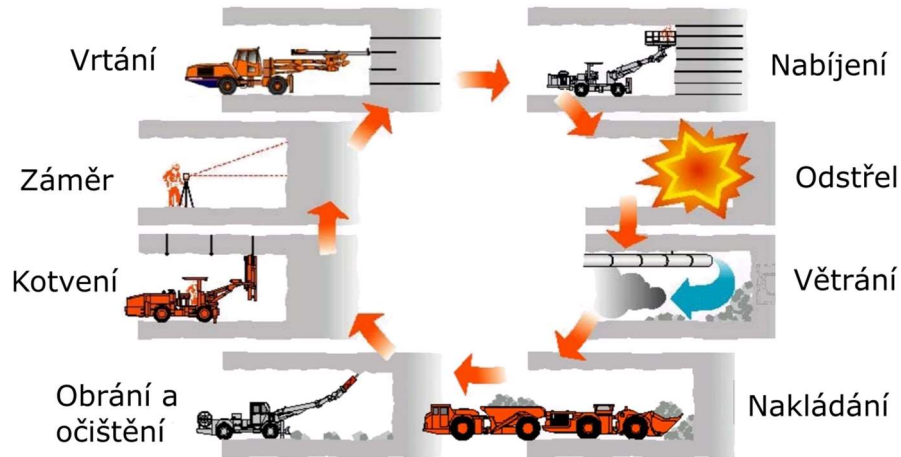
Prstencová metoda je využívána v soudržných zeminách i ve skalních a poloskalních horninách. Výrub je otevírán plným profilem a je charakteristický svými krátkými záběry na délku jednoho prstence či rámu, takže je zaručena stabilita v podélném směru. Čelbu je nutné, v případě její nestability, podepřít. Definitivní ostění (prstenec) je postaveno vzápětí po provedení výlomu. Prstence jsou tvořeny železobetonovými nebo ocelovými dílci, které se běžně ukládají pomocí erektoru. Prostor mezi dílcem a horninou se vyplňuje injektáží, a proto je každý nový prstenec opatřen čelní zídka proti vytékání injektáže. Čílko současně slouží pro směrovou a výškovou rektifikaci prstence.



Obr. 11: Schéma prstencové metody  
(Zdroj: Vladislav Horák, Podzemní stavby - modul 01 [10])

### 5.1.3 Vrtání a odstřel

Volba ražby pomocí trhavin připadá do úvahy pouze v případě, že je podzemní dílo raženo ve skalních horninách se značnou dobou stability nezajištěného výrubu a velkým volným rozpětím. Výztuž výrubu v případě vrtání a následného odstřelu je buď minimální (svorníky, stříkaný beton) nebo vůbec žádná. Zásadní disciplínou této metody je správný návrh trhacích prací tak, aby bylo dosaženo požadovaného profilu výrubu bez nežádoucích přílišných odchylek. Cyklický postup metody vrtání a odstřelu je znázorněn na obrázku č. 12.



Obr. 12: Vrtání a odstřel – postup prací

(Zdroj: S Santhirasekar a kol., Innovate approaches to rock tunnelling, DSTA Horizons 2012 [11])

#### 5.1.4 Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM / NATM)

NRTM je tunelovací metoda, která cíleně využívá nosných vlastností horninového masivu s cílem optimalizovat proces ražení a vyztužování výrubu a minimalizovat s tím související ekonomické náklady. Při stavbě tunelů pomocí NRTM je obvykle stabilita výrubu zajištěna primárním ostěním a definitivní konstrukce ostění (sekundární ostění) je budována teprve po ustálení deformací a napětí v okolí výrubu.

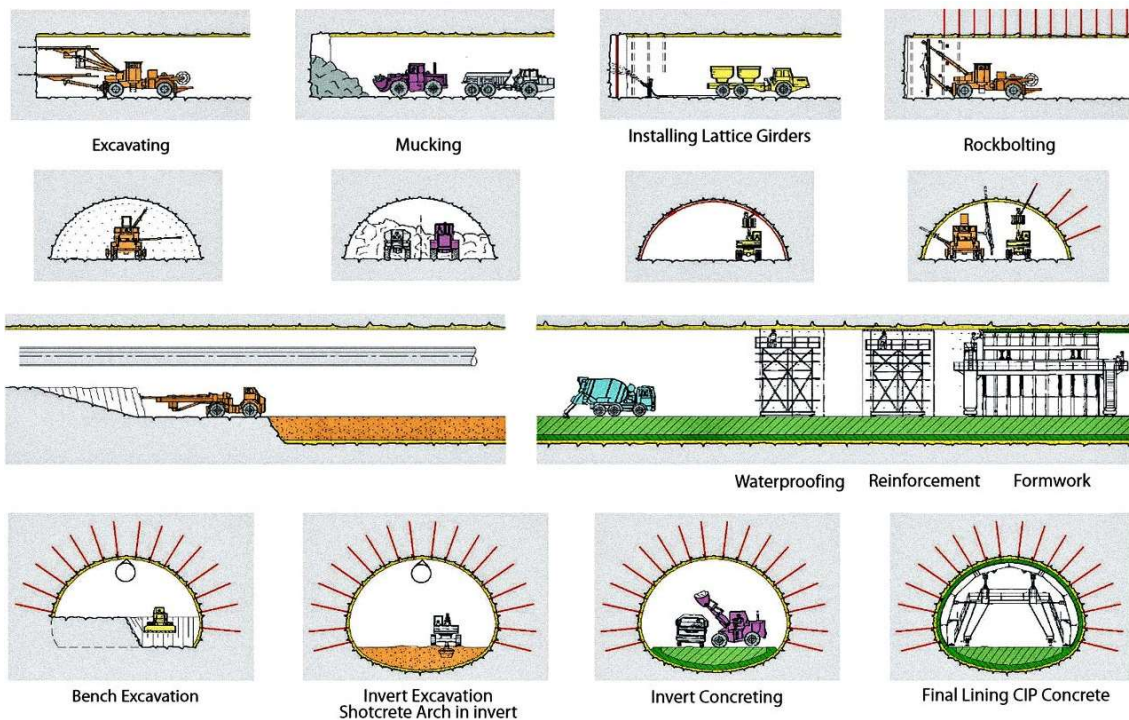
Hlavními konstrukčními prvky primárního ostění jsou stříkaný beton a kotevní systém. Podstatný atribut této metody je observace chování a upravování původního návrhu konstrukce na základě analýzy vybraných monitorovaných veličin (deformací, tlaků). Princip NRTM přímo vyžaduje, by se v průběhu ražeb prováděly korekce původního návrhu vyztužení tunelu na základě prováděných deformačních měření, tedy na základě skutečného chování výrubu a horninového masívu. [12]

Pro tuto metodu neexistuje žádné univerzální schéma ražby. Průběh ražení při využití NRTM je pro každý tunel specifický. **Předpisy metody jsou v mnohé literatuře shrnuty do 22 zásad.** Obecně je možné postup ražení při NRTM zjednodušeně popsat následujícími body [10]:

- Případné předstihové zlepšení horniny,
- Rozpojení horniny (trhací práce, bagry, impaktory...),
- Odvoz rubaniny, vyklízení záběru,
- Vyztužení záběru primárním ostěním (okamžitě po vyklízení výrubu je provedena instrumentace a počíná monitorování stavů systému hornina x

konstrukce. V případě zjištění varovných stavů je nutné bezodkladně přijmout předepsané opatření – např. zesílení konstrukce),

- Dobírání dalších záběrů podle členění výrubu až do uvolnění celého profilu. Uzavření celého průřezu do primární obezdívky, vybourání vnitřních částí (provizorních) primárních obezdívek dílčích záběrů,
- Prorážka tunelu v primární obezdívce,
- Po prorážce tunelu následuje obvykle proložení mezilehlé izolace na primární obezdívku,
- Završením výstavby je betonáž sekundární obezdívky,
- Vystrojení tunelu provozní technologií (kolejové lože či vozovka, větrání, osvětlení, značení...).



Obr. 13: Příklad postupu ražby a technologie výstavby tunelu raženého NRTM (Zdroj: [oil-electric.com](http://oil-electric.com) [9])



### 5.1.5 Kontinuální strojní tunelování (TBM – Tunnel Boring Machines, SM – Shield Machines)

Při kontinuální ražbě se využívají stroje, které mechanicky rozpojují horninu a otvírají výrub v jeho plném profilu. Celý postup prací je zcela mechanizován. Stroj dlouhý desítky až stovky metrů, vážící stovky tun při ražbě zároveň, je-li to třeba, plynule buduje tunelové ostění. Ve skutečnosti i tunelovací stroje rozpojují horninu po záběrech daných maximálním možným výsuvem přítlačných axiálních lisů a po vyčerpání výsuvu je třeba stroj, resp. rozpěry radiálních lisů, přemístit. V této fázi je rozpojování horniny v čelbě přerušeno (tento postup lze pozorovat na obrázku č. 14).

1 Rozepření - vrtání



2 Vysouvání hlavy - vrtání



3 Maximální vysunutí - vtání ukončeno uvolněno rozepření, aktivace pomocné opěry



4 Přestava opěr - posun těla stroje



5 Rozepření - vrtání



Obr. 14: Schéma pracovního cyklu TBM

(Zdroj: Vladislav Horák, Podzemní stavby - modul 01 [10])

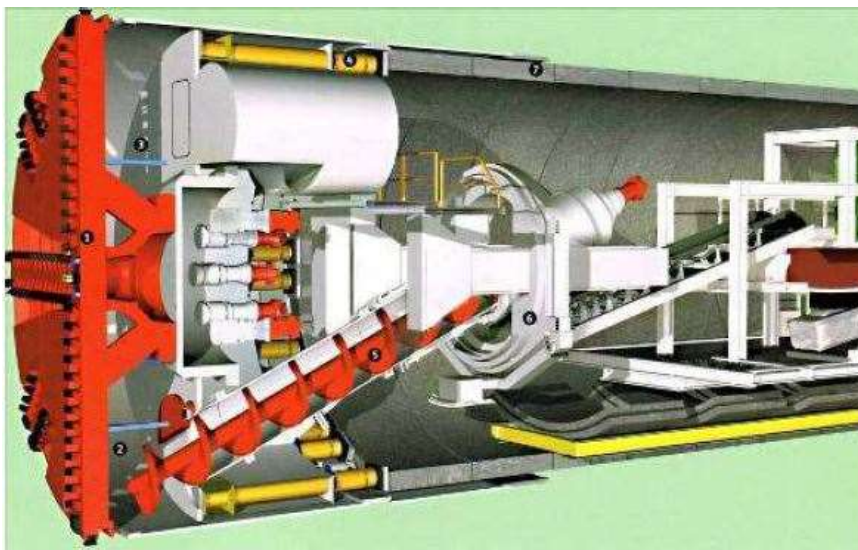


Obr. 15: TBM otevřený

(Zdroj: Vladislav Horák, Podzemní stavby - modul 01 [10])

V pevných skalních horninách se používají otevřené tunelovací stroje (viz obr. 15), opatřené radiálními přítlačnými deskami (gripy), které stabilizují stroj a poskytují oporu pro přítlak stroje do čelby prostřednictvím axiálních lisů. Pokud je nutno, výrub se zajišťuje svorníkovou vyztuží kombinovanou se stříkaným betonem. V málo pevných,

poloskalních horninách či zeminách se používají tunelovací stroje opatřené ochranným štítem (viz obr, 16), který zajišťuje stabilitu výrubu při ražbě a umožňuje bezpečné provedení definitivní výztuže tunelu. Výrub je zajišťován ostěním ze segmentů skládaných do jednotlivých prstenců ostění. V současnosti jsou převážně používány prefabrikované železobetonové dílce, ve stále rostoucí míře se uplatňují i dílce z drátkobetonu. Slabé horniny a zeminy nedovolují použití griprů, proto se stroj při ražbě opírá axiálními lisami o prstavec vybudovaného segmentového ostění. [10]



Obr. 16: SM - EPB mechanizovaný štít s podporou čelby zeminou  
(Zdroj: Vladislav Horák, Podzemní stavby - modul 01 [10])

TBM jsou málo flexibilní při použití v masívu s proměnnou geologií, obtížně zvládají půdorysné oblouky, mohou razit pouze kruhové průřezy a pro každý jeden tunel je nutné vždy vyrobit TBM na míru, s čímž jsou spojeny značné náklady. TBM (obdobně jako sofistikované SM/štíty) se tedy vyplatí použít pouze při velkých zakázkách (nad 2 km ražby).

## 5.2 Tunely Hloubené

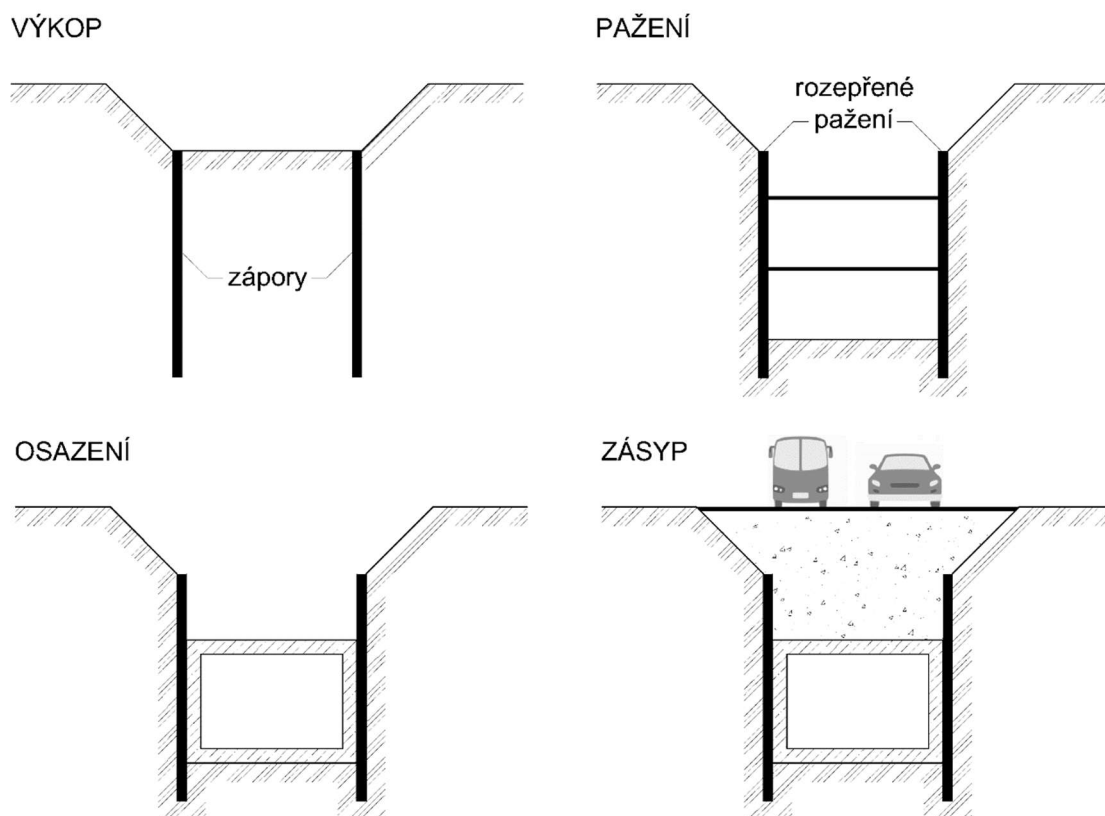
Hloubené tunely jsou prováděny s povrchu území v menších hloubkách – do 15 m, v ojedinělých případech až do 20 m pod terénem. Kvůli mělkému nadloží jsou jako hloubené obvykle prováděny i vjezdové a výjezdové (portálové) úseky tunelů ražených.

Dnes rozlišujeme tyto základní metody budování mělkých tunelů:

- **Cut & Cover**
- **Top – Down**
- **Přesypané tunely budované na povrchu**
- **Metoda „želva“**

### 5.2.1 Cut & Cover

Tato metoda spočívá v provedení výkopu, zbudování tunelové konstrukce a jejím následném zasypání. Zajištění výkopu pro stavbu tunelu závisí na konkrétních podmínkách stavby. Výkop může být zajištěn svahováním, různými typy pažení (např. podzemními stěnami apod.). Pažení může v některých případech tvořit zároveň i konstrukci podzemní stavby. Konstrukce tunelu může být provedená monoliticky, z prefabrikovaných dílců betonu či z vlnité oceli (dříve zděné). Při zasypávání, konečné fázi výstavby mělkých tunelů pomocí metody Cut & Cover, je nutné postupovat co nejbezpečněji a při šetrném hutnění zásypu zasypávat konstrukci symetricky (je-li to aktuální).

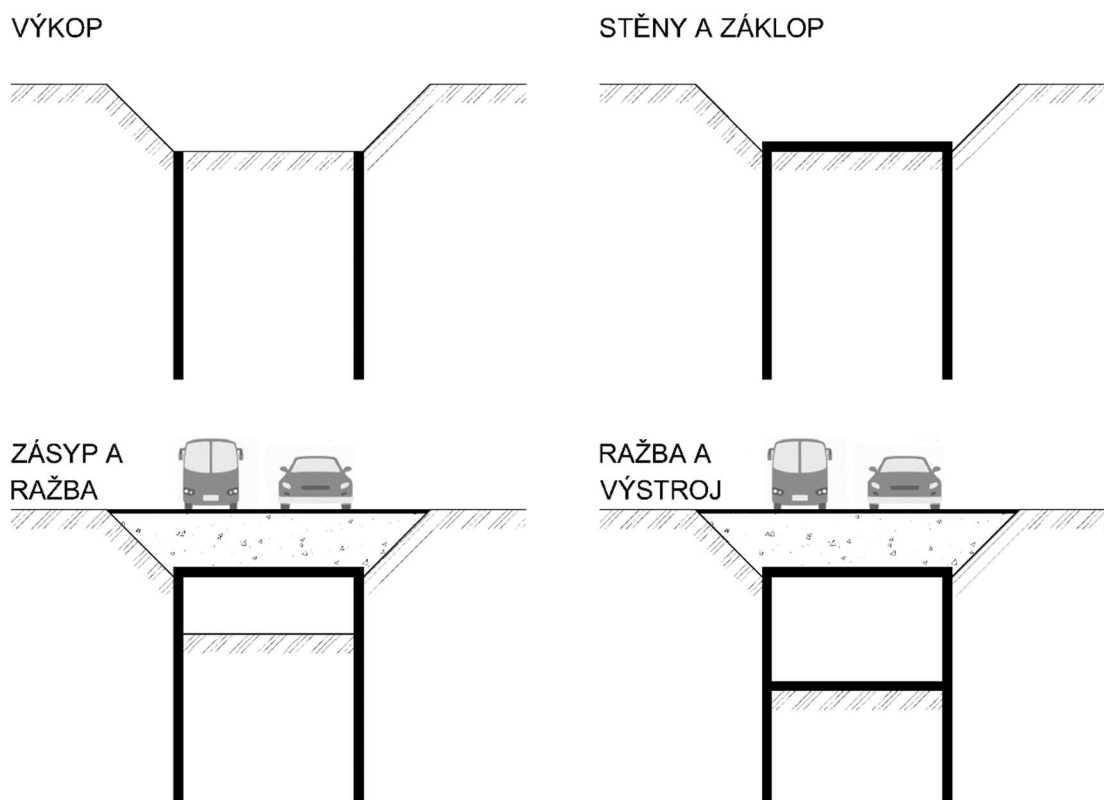


Obr. 17: Postup výstavby metodou Cut & Cover



### 5.2.2 Top – Down (Milánská modifikovaná metoda, metoda čelního odtěžování)

Vybudování podzemní stěny s pažicí i nosnou funkcí s povrchu nebo častěji s mělkého předvýkopu, je první fází metody Top - Down. [10] Ve druhé fázi je na mělkém výkopu provedena monolitická nebo prefabrikovaná stropní deska tunelu. Ve třetí fázi pak dochází k současnému odtěžování zeminy pod ochranou stropní desky a obnovení provozu na povrchu. V poslední fázi se zkonstruuje základová deska a vybavení tunelu.



Obr. 18: Postup výstavby metodou Top - Down

### 5.2.3 Přesypané tunely budované na povrchu

Vybudovat tunel na povrchu a posléze jej přesypat je do jisté míry krajním postupem. Používá se tam, kde je nutné provoz skrýt pod terén a nelze nebo není žádoucí realizovat některé z předchozích řešení. Takovými případy může být ekologie, ochrana a bezpečnost (při nebezpečí sesuvů či lavin), stavby záštitné apod. [10]

Přesypané těleso může s výhodou vytvářet protihlukový val nebo biokoridor. Na povrchu přesypaného zemního tělesa bývá parková úprava, místní komunikace, cyklostezky apod. [10]



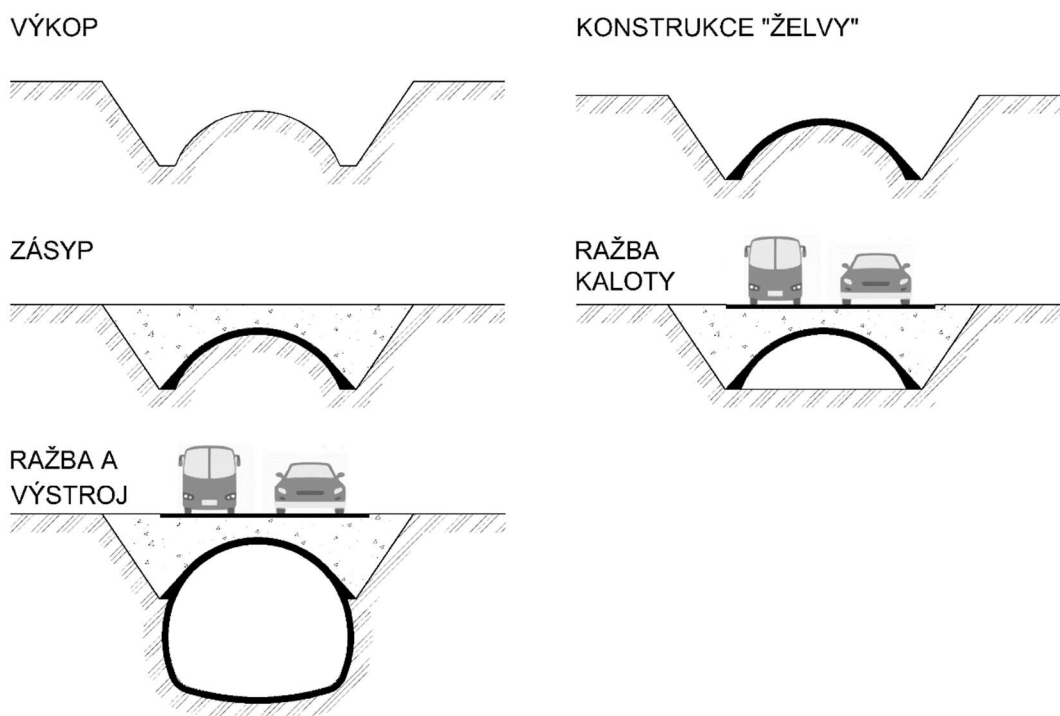
Obr. 19: postup výstavby přesypaných tunelů

#### 5.2.4 Metoda „želva“

Metoda „želva“ je zvláštním případem postupu Top - Down. Zásadním rozdílem je tvar nosné stropní konstrukce, který je v tomto případě klenbový a fakt, že při metodě „želva“ není třeba budovat žádné podzemní stěny.

Nejdříve je otevřen výkop na úroveň patek klenby a rovnou na vytvarovaný terén nebo na bednění se provede klenba primární obezdívky (nejčastěji monolitická). Konstrukce „želvy“ se po vytvrdnutí betonu zasype a současně s prováděním úpravy povrchu probíhá ražba kaloty tunelu pod ochranou klenby. Nakonec se dobere vnitřní profil tunelu, opatří se primární a následně sekundární obezdívkou.

Ve špatných geologických podmínkách se pata klenby (želvy) podchycuje sloupy z tryskové injektáže nebo mikropilotami. Sloupy z tryskové injektáže se v těchto podmínkách využívají také jako pažení dobíraného profilu tunelu.

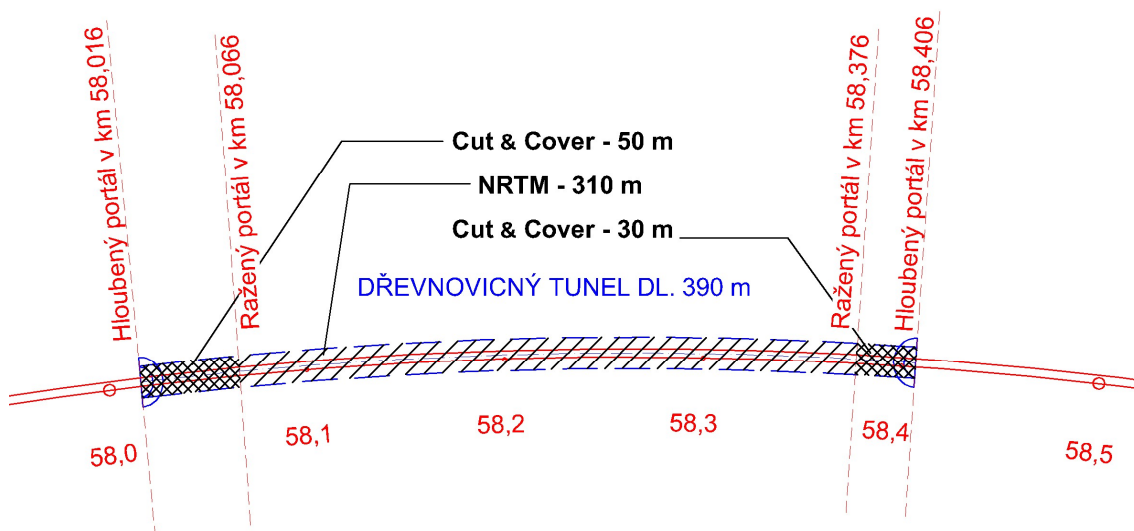


Obr. 20: Postup výstavby metodou "želva"

### 5.3 Geotechnické zhodnocení staveniště s přiřazením metody tunelování Dřevnovickému tunelu

Vzhledem k charakteru území a k faktu, že je niveleta koleje Dřevnovického tunelu vedena v hloubce 9 až 28 m pod terénem a příportálové úseky tak disponují malým nadložím, bude podle metody tunelování Dřevnovický tunel rozdělen na tři úseky. **Hlubená část Dřevnovického tunelu bude předcházet ale i následovat za jeho nejdelší raženou částí** (viz obr. 21)

Z hlediska geologie zájmového území, vzhledem k vysokým pořizovacím nákladům razícího stroje a ke geometrii dvoukolejného železničního Dřevnovického tunelu vychází jako nejvýhodnější metoda způsobu ražby **Nová rakouská tunelovací metoda**. Pro hloubené úseky je navržena metoda **Cut & Cover**.



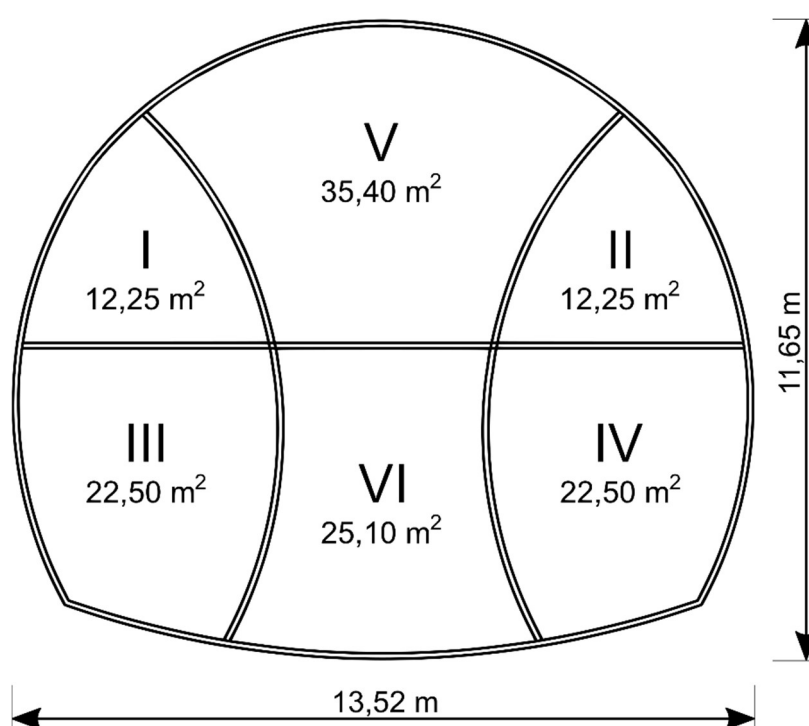
Obr. 21: Schéma členění Dřevnovického tunelu podle metody tunelování

**Prvních 50 metrů Dřevnovického tunelu v úseku km 58,016 – 58,066, navazujícího na předchozí zářez, bude vyhloubeno metodou Cut & Cover.** Hloubka výkopu po niveletu koleje činí 9 až 15 m a stoupá ve směru staničení. Výkopy zde budou realizovány částečně ve spraších (přibližně 10%), převážně pak v miocénních jílech, s vysokou až velmi vysokou plasticitou, tuhé až pevné konzistence. Přibližně třetina výkopových prací bude probíhat ve zvětralinovém plášti miocénních jílu, které se však z fyzikálně-mechanického hlediska zásadněji neliší od jílu zdravých. Zdravé jíly pak budou tvořit zbytek miocénních sedimentů, a to i v podloží nivelety. [7]

**Navazující část tunelu dlouhá 310 m v úseku km 58,066 - 58,376 bude vyražena NRTM.** Maximální výška nadloží nad ostěním zde dosahuje na hodnotu až

20 m a úroveň nivelety se nachází v hloubce 15 až 28 m pod terénem. Ražba bude probíhat v prostředí miocenních jíílů s vysokou až velmi vysokou plasticitou, tuhé až pevné konzistence. Podíl zvětralých miocenních jíílů, které se však zásadněji neliší od zdravých jíílů, bude velmi malý.

Výrub tunelu bude proveden jako členěný. Prakticky jako předloha, pro návrh členění výrubu Dřevnovického tunelu, sloužil tunel s podobnou geometrií ražený ve velmi podobném prostředí - brněnský Královopolský tunel. Vzhledem k velké ploše výrubu, bude při ražbě tunelu uplatněno kromě vertikálního, i horizontální členění (viz obr. 22).



Obr. 22: Členění výrubu Dřevnovického tunelu se základními rozměry a plochami jednotlivých dílčích výrubů (čeleb)

**Závěrečná část tunelu o délce 30 m v úseku km 58,376 – 58,406, bude opět vyhloubena metodou Cut & Cover.** Hloubka výkopu po niveletu koleje činí 10 až 15 m a klesá ve směru staničení. Za tunelem bude navazovat krátký zářez. Výkopy zde budou realizovány částečně ve spraších (přibližně 10%), převážně pak v miocenních jíílech, s vysokou až velmi vysokou plasticitou, tuhé až pevné konzistence. Výkopové práce budou probíhat v jíílech zdravých i ve zvětralinovém plášti miocenních jíílů, které se však z fyzikálně-mechanického hlediska zásadněji neliší od jíílů zdravých. [7]

Spraše jsou při kontaktu s vodou náchylné k prosedání a vzhledem k tomu, že miocenní jííly jsou při kontaktu s vodou objemově nestálé, je nutné odkryté části spraší a

miocenních jíílů neprodleně ochránit proti klimatickým vlivům (zejména srážkám) tak, aby nedošlo k degradaci vlastností těchto zemin. Zkouškami bylo stanoveno, že změny objemu miocenních jíílů při kontaktu s vodou, se pohybují v rozsahu od 11% do 48% do 9 hodin interakce vzorku s vodou. [7]

Při průzkumných pracích byla ve všech sedmi sondách naražena hladina podzemní vody v čočkách písku. Hladina podzemní vody tak pravděpodobně nebude souvislá a bude vázána na nepravidelné polohy písků uvnitř nepropustných jíílů.

Vzhledem k výše uvedeným skutečnostem byly geotechnické poměry na staveništi vyhodnoceny jako složité a stavba tunelu jako náročná. Při návrhu bude tudíž nutno postupovat podle zásad 3. geotechnické kategorie podle ČSN EN 1997-1.

Schématické vyobrazení geologie v prostoru Dřevnovického tunelu lze pozorovat na obr. č. 6. Interpretace inženýrskogeologických profilů vrtů je uvedena v příloze A.

## 5.4 Shrnutí

Z předběžného geotechnického průzkumu pro Dřevnovický tunel vyplývají následující skutečnosti [7]:

- Tunel bude v celé své délce veden v miocenních jíílech s vysokou až velmi vysokou plasticitou.
- Miocenní jííly jsou objemově nestálé a při kontaktu s vodou bobtnají (změny objemu o 11% až 48% do 9 hodin interakce vzorku s vodou).
- Miocenní jííly v prostoru Dřevnovického tunelu lze rozdělit na dvě zóny – jííly ve zvětralinovém plášti a zdravé jííly. Jííly ze zóny zvětralinového pláště jsou oproti zdravým (nezvětralým) jíílům náchylnější k objemovým změnám. Z mineralogické analýzy vyplynulo, že k objemovým změnám ve zvětralinovém plášti přispívá především vyšší podíl struktur smektitu. Bobtnání při kontaktu s vodou u zdravých jíílů bylo připsáno na konto výskytu organické hmoty.
- V hloubených částech může podzemní voda negativně ovlivňovat výstavbu.
- V raženém úseku nebyla souvislá hladina podzemní vody zastižena. Hladina podzemní vody v tomto prostředí sice není souvislá, ale je vázána na nepravidelné polohy písků uvnitř nepropustných jíílů. Lze předpokládat, že přítoky nebudou vydatné a po určité době statické zásoby vody vyschnou.

- Podzemní voda není agresivní na betonové konstrukce (stupeň vlivu prostředí XA1 dle ČSN EN 206-1)
- Navržené výpočtové parametry zastižených zemin v lokalitě Dřevnovického tunelu byly vzhledem k velmi složitým geotechnickým podmínkám a požadavkům na dlouhodobou stabilitu, voleny spíše konzervativně a jsou uvedeny v tabulce 2. na straně 19.
- Nad plánovanou trasou tunelu se nachází pouze zemědělsky využívaná půda, což znamená, že na nebezpečí vzniku poklesové kotliny lze pohlížet velkoryse.
- Geotechnické poměry na staveništi jsou hodnoceny jako složité a stavba tunelu jako náročná. Při návrhu bude tudíž nutno postupovat podle zásad 3. geotechnické kategorie.

V dalších etapách zpracování projektové dokumentace bude nejvýše vhodné provést podrobný příp. doplňkový geotechnický průzkum, který bude zahrnovat provedení dostatečně hlubokých inženýrskogeologických vrtů po obou stranách tunelu ve vzdálenosti nejvýše 25 m a další laboratorní příp. polní zkoušky pro upřesnění parametrů zemin.

## 6 STATICKÝ VÝPOČET

Pro stanovení deformací a napětí v horninovém masívu byl vytvořen matematický model pomocí softwaru Plaxis 2D 2016, který je založen na metodě konečných prvků. Výstupem tohoto výpočtu jsou také vnitřní síly v primárním ostění. Posouzení primárního ostění na účinky vnitřních sil bylo provedeno „ručně“ pomocí tabulkového editoru Excel.

Předpokladem úspěšné aplikace numerických metod v geotechnice je volba vhodného materiálového modelu a jeho vstupních parametrů. Pro popis chování horninového prostředí bylo vytvořeno několik konstitutivních (materiálových) modelů, které jsou podstatnou součástí výpočetních softwarů založených na metodě konečných prvků pro řešení geotechnických úloh. [13] Pokročilejší materiálové modely přibližují popis zemin a hornin k jejich reálnému chování. Toto kvalitativní zlepšení v popisu horninového masívu si však žádá daň, v podobě mnohdy nesnadného, určení vyššího počtu vstupních parametrů.

Zřejmě nejpoužívanější model v praxi numerického modelování je Mohr-Coulombův model. Důvodem je zcela jistě poměrně snadné stanovení vstupních parametrů pro výpočet. Tento lineárně pružný – perfektně plastický model však není pro predikci chování zemin vhodný. Jeho základní parametry jako Youngův modul  $E$  a úhel vnitřního tření  $\varphi$ , jsou často uvažovány jako fyzikálně podložené konstanty charakterizující zeminu. Laboratorní experimenty nicméně ukazují, že jejich hodnoty nejsou konstantní, ale závisí i na dalších stavových proměnných, jako je napětí, pórovitost a další. Takovéto závislosti mohou být vystiženy pouze pomocí pokročilejších konstitučních modelů [14]. Z toho důvodu byl pro popis geologického podloží, v případě Dřevnovického tunelu, zvolen konstituční model s dvojitým objemovým a smykovým zpevněním → **Hardenig-soil materiálový model**.

### 6.1 Vybrané příčné řezy

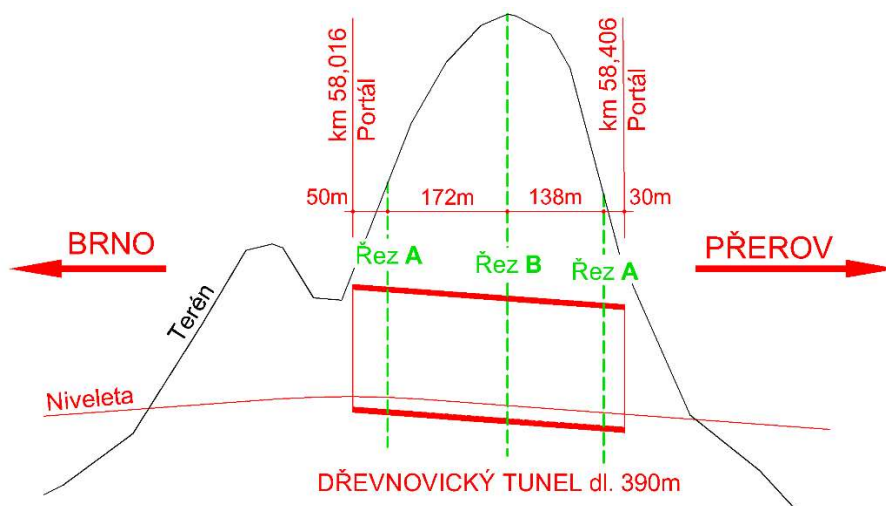
Posuzované příčné řezy byly vybrány z raženého úseku Dřevnovického tunelu. Tunel v těchto místech prochází horninovým masívem s velmi nízkým nadložím – cca 7,5 m, postupně se však směrem ke středu tunelu stále zvyšuje až na 20 m.

Pro numerické modelování a jeho zpětnou analýzu byly vybrány dva příčné řezy (viz obr. 23).



První příčný řez **A** ve staničení 58,066 km resp. 58,376 km reprezentuje místo tunelu v jeho ražených portálových částech s nejnižším nadložím - cca 7,5 m.

Druhý příčný řez **B** ve staničení 58,237 km v místě tunelu s nevyšším nadložím – cca 20 m.

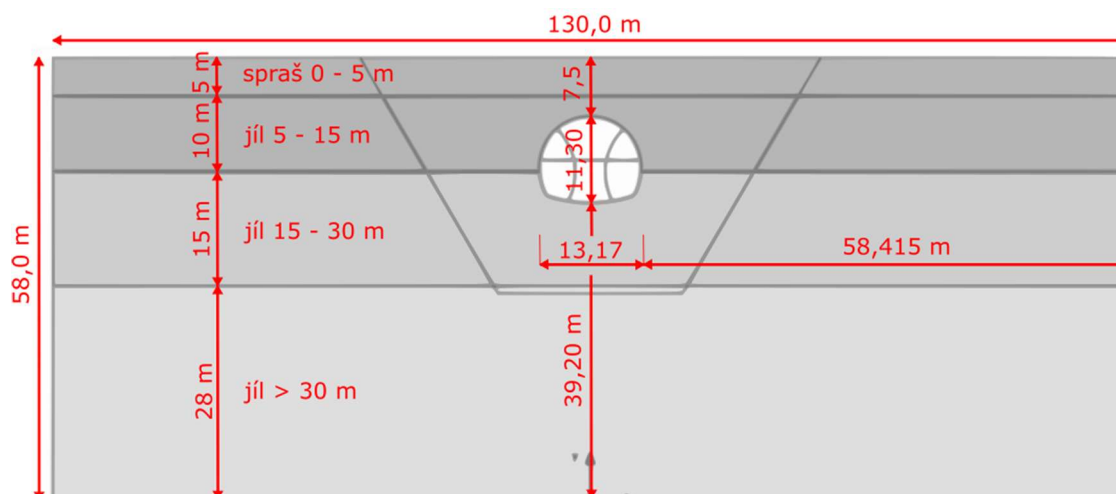


Obr. 23: Schématický podélný řez terénem s vyznačením příčných řezů pro numerické modelování

## 6.2 Zadání geometrie

Geometrie řezu byla modelována na základě získaných informací z inženýrskogeologického průzkumu a zaměření terénu. Bylo nezbytné, aby hranice řezu byly nastavené v dostatečné vzdálenosti od výrubu a neovlivňovaly tak chování horniny v jeho blízkosti. Velikost modelu se odvíjela od šířky tunelu  $\bar{s}$  – na každé straně tunelu je zahrnut modelový prostor  $4,5 \times \bar{s}$  a pod tunelem je ponechán prostor  $3 \times \bar{s}$  (viz obr. 24 a 25).

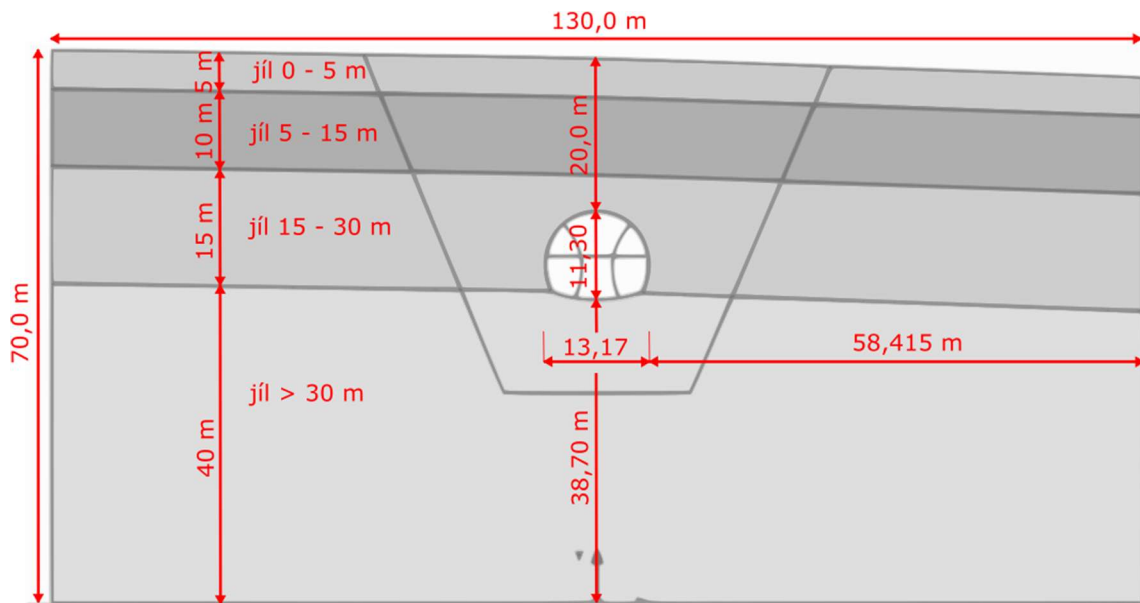
### 6.2.1 Řez A – staničení 58,066 km resp. 58,376 km



Obr. 24: Posuzovaný řez A – Plaxis



## 6.2.2 Řez B – staničení 58,237 km



Obr. 25: Posuzovaný řez B – Plaxis

## 6.3 Geologie a její vstupní parametry

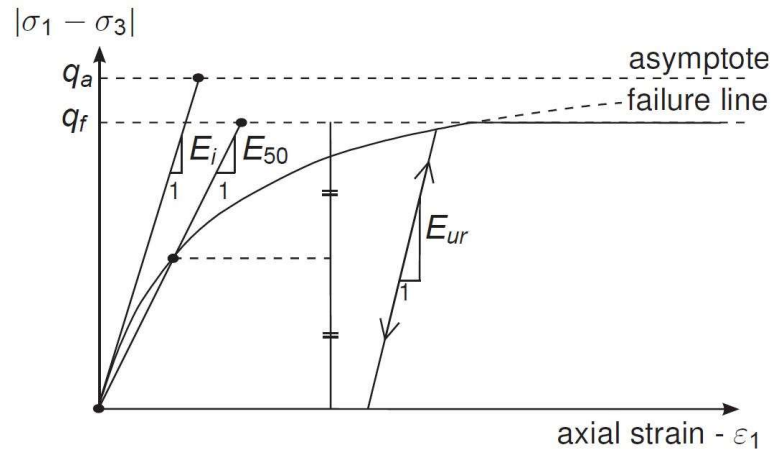
Z inženýrskogeologického průzkumu vyšlo najevo, že geologické podloží zájmové lokality tvoří téměř výhradně překonsolidované miocénní jíly, vystupující až na povrch. Výjimkou jsou pouze spraše o mocnosti 3,0 – 4,0 m, které byly zastiženy ve vrtech u portálů (viz kapitola 4.3). Z laboratorních zkoušek byly stanoveny charakteristické parametry zemin, zastižených na lokalitě Dřevnovického tunelu (viz kapitola 4.5 tabulka 2).

### 6.3.1 Hardening-soil materiálový model

Jak je uvedeno výše, pro popis chování horninového prostředí jílu v prostoru Dřevnovického tunelu, byl zvolen Hardening-soil materiálový model (HS model). Tento konstitutivní model si pro popis tohoto chování vyžaduje zadat následující vstupní veličiny.

- úhel vnitřního tření  $\varphi$
- kohezi  $c$
- referenční sečnový modul  $E_{50}^{ref}$
- referenční edometrický modul  $E_{oed}^{ref}$
- referenční modul pružnosti při zatížení a opětovném odtížení  $E_{ur}^{ref}$

- Poissonovo číslo pro odtížení a opětovné přetížení  $\nu_{ur}$
- exponent  $m$  řídící závislost deformačních parametrů na napětí  $\sigma_1$  a  $\sigma_3$
- referenční napětí  $p_{ref}$ , na které se vztahují referenční hodnoty tuhosti
- koeficient zemního tlaku v klidu pro podmínky normální konsolidace  $K_0^{nc}$
- $R_f$ , poměr deviátoru napětí na mezi potušení a asymptotického deviátoru napětí -  $q_f/q_a$



Obr. 26: Hyperbolická závislost pracovního diagramu zeminy pro HS model (Zdroj: Plaxis, Material models manual [15])

### 6.3.2 Stanovení parametrů $E_{50}^{ref}$ , $E_{oed}^{ref}$ , $E_{ur}^{ref}$ a $m$

Při určování parametrů  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  a  $m$ , bylo vycházeno z těchto předpokladů uvedených v literatuře [15]:  $E_{50}^{ref} \approx E_{oed}^{ref}$  a  $E_{ur}^{ref} \approx 3 \cdot E_{50}^{ref}$

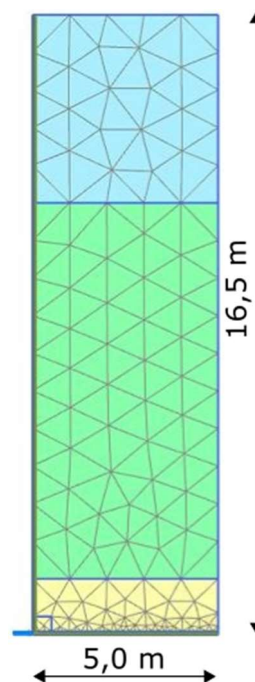
Vzhledem k absenci triaxiálních zkoušek, na jejichž základě je možné tyto vstupní parametry pro popis podloží poměrně přesně stanovit, se tento úkol komplikuje. Teoreticky je možné určit hodnotu  $E_{oed}^{ref}$  z edometrických zkoušek, ale vzhledem k tomu, že je k dispozici také záznam presiometrické zkoušky, a jelikož se jedná o zkoušku in situ, bylo by vhodné pokusit se dané parametry stanovit pomocí jejich výsledků.

**Toto stanovení vstupních hodnot  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  a  $m$ , spočívá v úpravě těchto parametrů materiálového modelu, výpočtu matematického modelu v softwaru a porovnání výstupu ze softwaru s laboratorní zkouškou.**

K určení těchto parametrů pomocí výsledku průběhu presiometrické zkoušky byl využit následující postup. V programu Plaxis 2D byla, na základě Plaxis manuálu [15], vymodelována presiometrická zkouška jako rotačně-symetrická úloha (viz obr. 27). Výška matematického modelu je dána hloubkou, ve které byla presiometrická zkouška

prováděna. Šířka modelu byla stanovena ze studie vlivu okrajových podmínek [13]. Výsledná šířka modelu je minimální šířkou, kdy okrajové podmínky mají již zanedbatelný vliv na výsledky numerického výpočtu. Model presiometrické zkoušky má tedy výšku 16,5 m a šířku 5 m. Modelována byla pouze polovina modelu. Předpokladem je, že po výšce presiometrické buňky jsou napětí symetrická kolem vertikální i horizontální osy buňky.

Simulace rozpínání buňky presiometru ve vrtu, byla vyvozena předepsaným zatížením, které pro jednotlivé fáze vycházelo z dat presiometrické zkoušky po jejich opravě. V tabulce 3 jsou uvedeny veličiny naměřené při této zkoušce → tlak a odpovídající objem kapaliny v buňce. V numerickém modelu byl tlak buňky presiometru simulován až od doby, kdy došlo ke kontaktu buňky a stěny vrtu, proto je simulováno pouze 10 kroků zatížení na místo 12 jak je uvedeno v záznamu presiometrické zkoušky.



Obr. 27: Model presiometrické zkoušky v programu Plaxis 2D

Úprava vstupních parametrů probíhala do té doby, dokud nebylo dosaženo dostatečné shody výpočtu a laboratorní zkoušky. V případě těchto kalibrací se mnohdy jedná o náhodný proces metodou pokus-omyl [13], proto byly hodnoty pro první „nástřel“ stanovení vstupních parametrů popisujících chování zeminy pomocí HS modelu převzaty z publikace Numerická analýza pažení stavebních jam. V této literatuře lze najít nám neznámé parametry pro podobný případ podloží překonsolidovaných brněnských jíílů, stanovené následujícími hodnotami.

$$E_{50}^{ref} = 11,86 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$E_{oed}^{ref} = 11,86 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$E_{ur}^{ref} = 36,17 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$m = 0,5$$

Výstupem presiometrické zkoušky je záznam objemu kapaliny vtlačené do buňky. A jelikož výsledky výpočtu pomocí metody konečných prvků jsou uzlová posunutí, je pro jejich srovnání nezbytné tyto deformace převést na změnu objemu presiometrické

buňky. Toho lze za předpokladu, že považujeme presiometrickou buňku za válcovité těleso, dosáhnout podle následujícího vztahu [15].

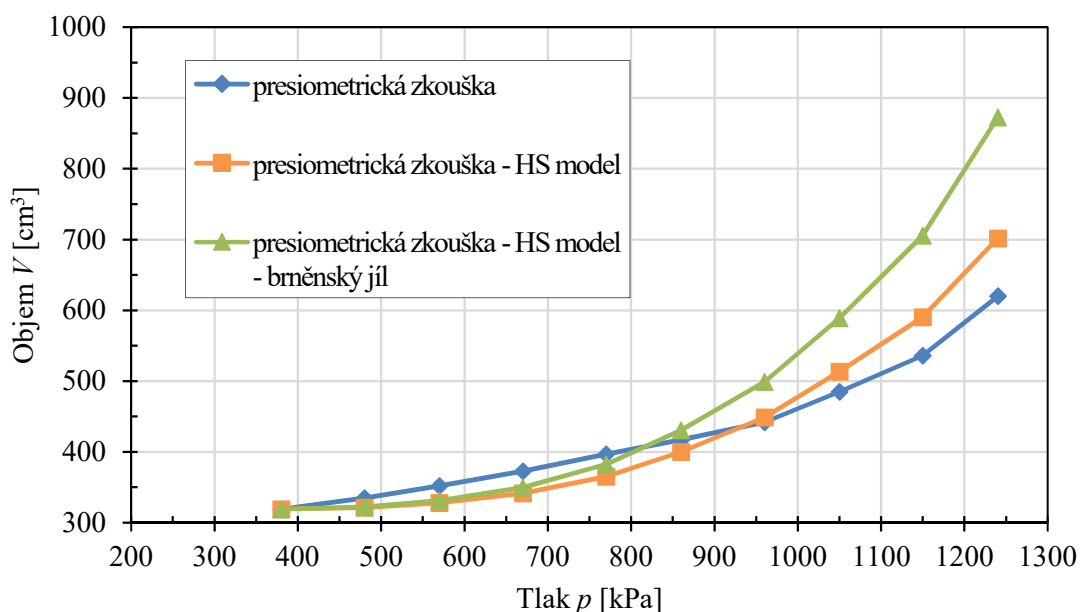
$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{(R_0 + u_x)^2 - R_0^2}{R_0^2}$$

kde  $\Delta V$  je přírůstek objemu  
 $V_0$  je počáteční objem buňky  
 $R_0$  je počáteční poloměr buňky  
 $u_x$  je horizontální deformace bodu na plášti buňky

Na obr. 28 je v grafu modře znázorněn průběh skutečné presiometrické zkoušky provedené in situ a zeleně průběh presiometrické zkoušky z numerického modelu při použití parametrů brněnského jílu. Oranžovou barvou je znázorněn průběh další presiometrické zkoušky z numerického modelu, tentokrát při použití nově stanovených vstupních parametrů tak, aby bylo dosaženo co nejlepší shody s průběhem zkoušky in situ.

tlak $p$ [kPa]	380	480	570	670	770	860	960	1050	1150	1240
objem $V$ [cm <sup>3</sup> ]	319	335	352	373	397	417	442	485	536	620

Tabulka 3: Data průběhu presiometrické zkoušky in-situ



Obr. 28: Průběhy presiometrické zkoušky in-situ a z numerického modelu

Vstupní parametry pro popis jílu v prostoru Dřevnovického tunelu pomocí HS modelu, byly stanoveny následovně.

$$E_{50}^{ref} = 14,50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$E_{oed}^{ref} = 14,50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$E_{ur}^{ref} = 44,00 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$m = 0,6$$

### 6.3.3 Ostatní parametry HS modelu

Hodnoty **objemové tíhy**  $\gamma$ , **úhlu vnitřního tření**  $\varphi$  a **koheze**  $c$  pro jednotlivé geologické vrstvy byly určeny na základě výsledků laboratorních testů a jsou zrekapitulovány v tabulce 4 (též uvedeno v kapitole 4.5 tabulka 2).

parametr	spraš	jíl 0 – 5 m	jíl 5 – 15 m	jíl 15 – 30 m	jíl > 30 m
objemová tíha $\gamma$ [kN·m <sup>-3</sup> ]	21,0	20,5	20,5	20,5	20,5
úhel vnitř. tření $\varphi$ [°]	28,0	20,0	20,0	20,0	20,0
koheze $c$ [kPa]	6,0	12,0	18,0	20,0	25,0

Tabulka 4: Hodnoty objemové tíhy  $\gamma$ , úhlu vnitřního tření  $\varphi$  a koheze  $c$  pro jednotlivé geologické vrstvy

**Referenční tak**  $p_{ref}$  udává referenční hodnotu pro určení referenčních hodnot závislosti  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  a  $E_{ur}^{ref}$  na napětí, byl zvolen zcela standardně  $\rightarrow$  **100 kPa**.

Pro většinu zemin se hodnota  $R_f$  pohybuje v rozmezí od 0,8 do 1,0 [16]. Pro náš případ se hodnota  $R_f = 0,9$ .

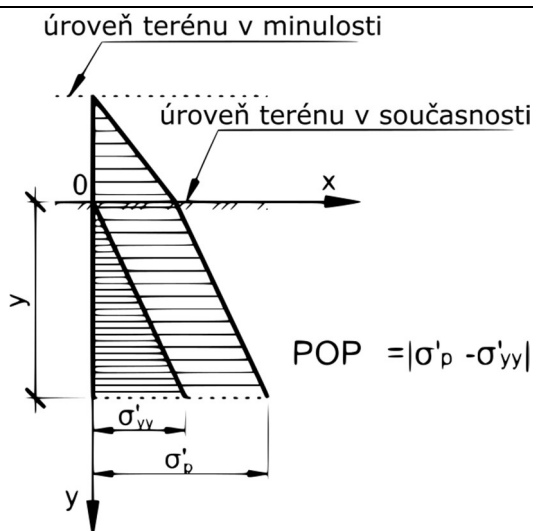
Pro výpočet **koeficientu zemního tlaku v klidu za normálně konsolidovaných podmínek**  $K_0^{nc}$ , se standardně používá vztah podle Jakyho  $\rightarrow K_0 = 1 - \sin\varphi'$ .

$$K_0 = 1 - \sin 20^\circ = 0,658$$

Je potřeba pamatovat na skutečnost, že jíly, ve kterých bude ražba Dřevnovického tunelu probíhat, jsou překonsolidované a je nutné tento aspekt zavést do výpočtu. Překonsolidované zeminy byly v minulosti zatíženy většími silami, než jaké působí v současnosti (např. ledovec nebo horniny, které postupem času zvětraly a



oddenuovaly). Svislá napětí po odlehčení klesnou na úroveň danou snížením zatížení, ale vodorovná napětí se v důsledku překonaných plastických deformací snižují pouze minimálně. [17] Do numerického modelu byly účinky překonsolidace zavedeny stanovením hodnoty **POP** → **Pre-Overburden Pressure**. Z obrázku 29 je zřejmé, že hodnota POP byla stanovena jako rozdíl maximálního napětí, kterého bylo v zemině dosaženo v minulosti  $\sigma'_p$  a hodnoty napětí ze současnosti  $\sigma'_{yy}$ . Hodnota **POP** byla stanovena



Obr. 29: Stanovení hodnoty POP  
(Zdroj: Článek - OCR and POP parameters in Plaxis;  
Roman Melnikov et al. [18])

na základě výsledků edometrických testů z přílohy B, ze kterých vyplývá, že je tato hodnota s hloubkou proměnná. Pro Vrstvu jílu 0-5 m dosahuje hodnoty 220 kPa, v hloubce 5-15 m byla **POP** hodnota určena jako 130 kPa a v hloubkách větších jak 15 m pak 100 kPa.

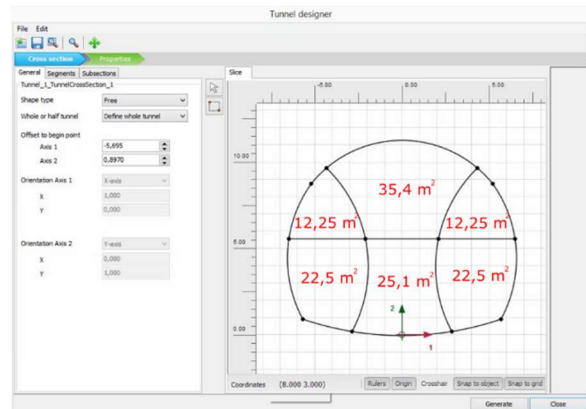
#### 6.3.4 Rekapitulace vstupních parametrů pro popis geologického podloží v prostoru Dřevnovického tunelu pomocí HS modelu

parametr	spraš	jíl 0 – 5 m	jíl 5 – 15 m	jíl 15 – 30 m	jíl > 30 m
$\gamma$ [kN·m <sup>-3</sup> ]	21,0	20,5			
$\varphi$ [°]	28,0	20,0			
$c$ [kPa]	6,0	12,0	18,0	20,0	25,0
$E_{50}^{ref}$ [kN·m <sup>-2</sup> ]		14,5			
$E_{oed}^{ref}$ [kN·m <sup>-2</sup> ]		14,5			
$E_{ur}^{ref}$ [kN·m <sup>-2</sup> ]		44,0			
$m$ [-]		0,6			
$\nu_{ur}$ [-]		0,2			
$R_f$ [-]		0,9			
$p_{ref}$ [-]		100,0			

Tabulka 5: Vstupní parametry pro popis geologického podloží v prostoru Dřevnovického tunelu pomocí HS modelu

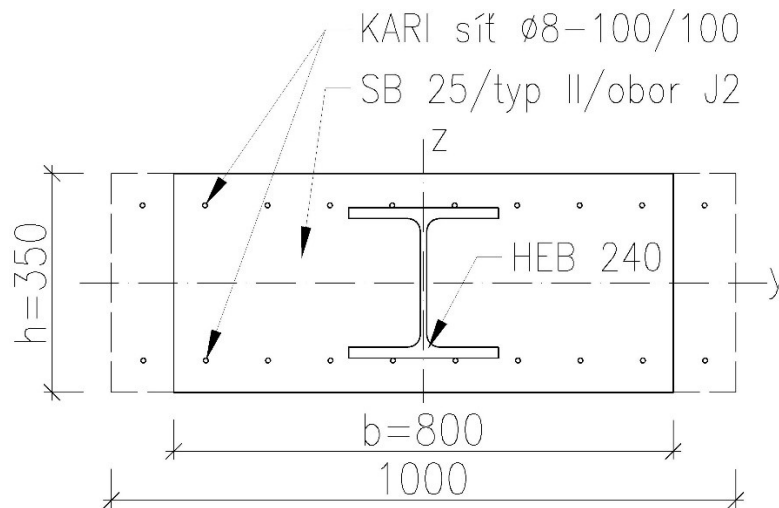
## 6.4 Parametry ostění

Konstrukce primárního ostění byla do řezů vytvořena nahráním AutoCAD souboru prostřednictvím pomůcky „Tunnel designer“, která je součástí softwaru Plaxis. Touto aplikací se vytvoří elastický prvek. Výrub je podle svislé osy symetrický. Liniové čáry dílčích výrubů byly vloženy na střednici primárního ostění, proto je od tíhy ostění odečtena tíha horniny zaujímající v modelu prostor vymezený střednicí ostění a skutečným materiálovým rozhraním ( $w = \gamma_b \cdot d - \gamma \cdot d/2$ ). Ostění uvažujeme jako liniový prvek typu deska – Plate.



Obr. 30: Geometrie tunelu v Tunnel designeru

Do modelu byly zavedeny parametry primárního ostění ze stříkaného betonu SB 25 / typ II / obor J2, betonářské výztuže a skružených ocelových profilů HEB kladených po 0,8 m. Průřezové charakteristiky ostění, v programu Plaxis označené jako Plate properties, jsou zadávány na délku 1 m. V tabulce 6 jsou zaznamenány průřezové charakteristiky ostění navrženého pro primární zajištění výrubu Dřevnovického tunelu.



Obr. 31: Schématický průřez primárního ostění Dřevnovického tunelu

V jednotlivých fázích výpočtu lze uvažovat dvě různá stáří betonu → tzv. *mladý beton* – hodnota modulu pružnosti dosaženého po 3 dnech a tzv. *starý beton* – hodnota modulu pružnosti dosaženého po 28 dnech. Jejich aplikace není ve výpočtu nějak zásadní a může se zanedbat. Z toho důvodu, byly do výpočtu uvažovány pouze hodnoty pro *mladý beton*.

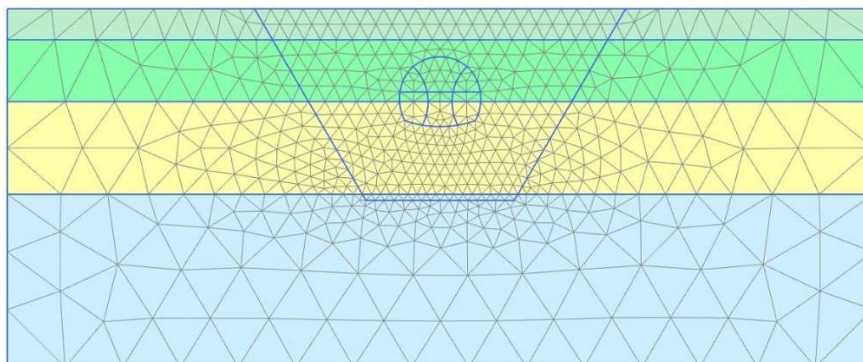
tl. ostění	HEB	Objem. tíha	Modul pružnosti (mladý bet.)	Tlaková tuhost	Ohybová tuhost	Poissonův součinitel	Tíha prvku
d [m]	ozn. [mm]	$\gamma_b$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{cm,mladý}$ [kPa]	EA [kN/m]	EI [kN·m <sup>2</sup> /m]	$\nu$ [-]	w [kN/m/m]
0,350	240	25,00	<b>15,0·10<sup>6</sup></b>	<b>8,03·10<sup>6</sup></b>	<b>84,9·10<sup>3</sup></b>	<b>0,2</b>	<b>5,310</b>

Tabulka 6: Průřezové charakteristiky primárního ostění

## 6.5 Definování sítě konečných prvků

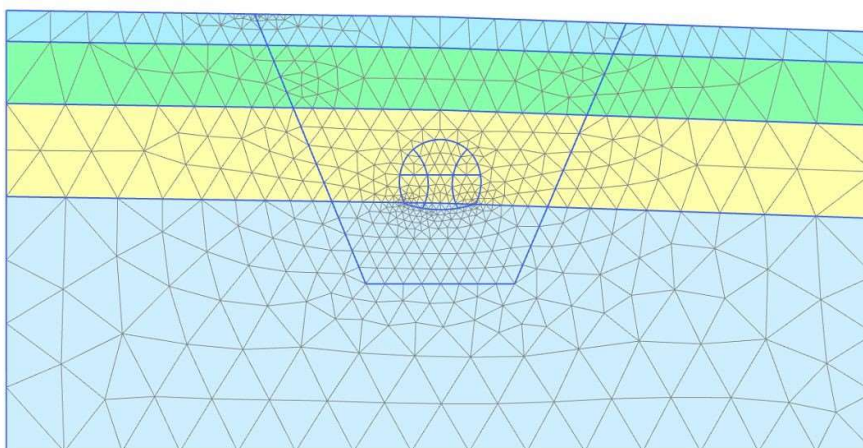
Po zadání geometrie modelu byla vygenerována síť konečných prvků (obr. 32 a 33) pomocí automatického generátoru, který je součástí softwaru Plaxis. Síť byla vytvořena trojúhelníky o 15-ti uzlových prvcích. V místech okolo výrubu a jeho nadloží až k povrchu, byla síť zahuštěna, tak aby bylo dosaženo její co nejvyšší kvality.

Vygenerováním sítě konečných prvků v řezu A vzniklo 1172 15-ti uzlových konečných prvků a 9617 uzlů.



Obr. 32: Síť konečných prvků - řez A

V řezu B vzniklo 1088 15-ti uzlových konečných prvků a 9029 uzlů.

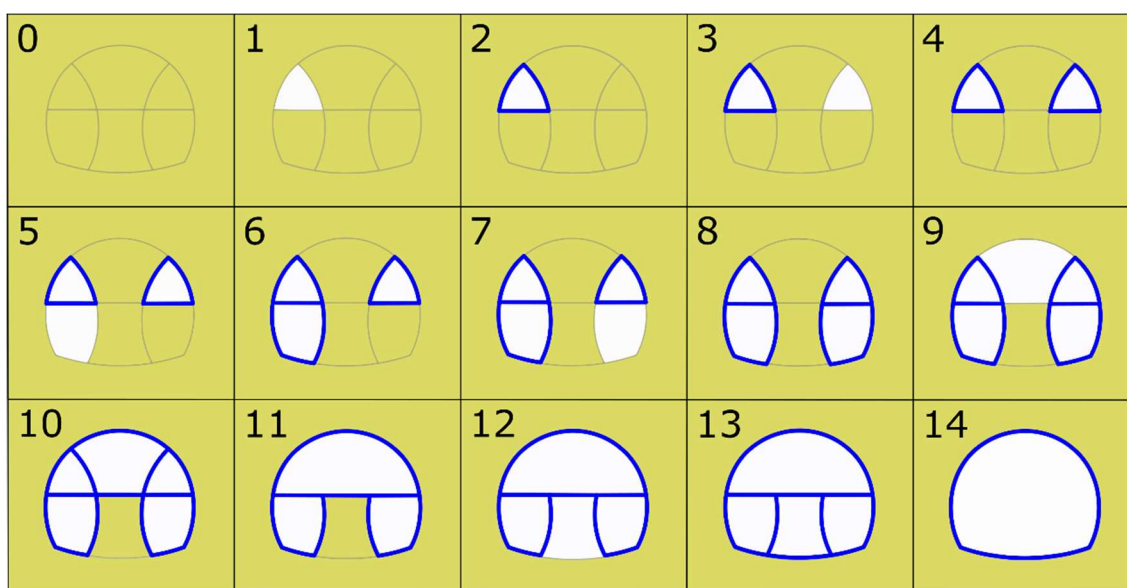


Obr. 33: Síť konečných prvků - řez B

## 6.6 Fáze výstavby

Modelování postupu výstavby bylo rozděleno do 14-ti po sobě jdoucích fází. Na obrázku 34 je graficky znázorněno všech 14 fází výpočtu pro budování primárního ostění Dřevnovického tunelu. Všechny následující fáze jsou tvořeny jednotlivými výrubu, aktivacemi a deaktivacemi ostění.

- 1 Provedení výrubu levého horní štoly
- 2 Zhotovení primárního ostění levého horní štoly
- 3 Provedení výrubu pravého horní štoly
- 4 Zhotovení primárního ostění pravého horní štoly
- 5 Provedení výrubu levého dolní štoly
- 6 Zhotovení primárního ostění levého dolní štoly
- 7 Provedení výrubu pravého dolní štoly
- 8 Zhotovení primárního ostění pravého dolní štoly
- 9 Provedení výrubu kaloty
- 10 Zhotovení primárního ostění kaloty
- 11 Odstranění vnitřního ostění dílčích výrubů spojující kalotu a rozpěru
- 12 Provedení výrubu jádra a kaloty
- 13 Zhotovení primárního ostění kaloty
- 14 Odstranění rozpěry a vnitřního ostění dílčích výrubů



Obr. 34: Fáze výstavby primárního ostění Dřevnovického tunelu

Při ražbě je dočasně nevyztužený výrub podporován horninovým masivem před čelbou (podélná, resp. příčná horninová klenba) a dříve vystrojenou částí výrubu. Toto chování dokáže popsat pouze prostorový 3D model, u rovinného 2D modelu se trojrozměrný prostor charakterizuje pomocí tzv.  **$\beta$ -metody**. Platí zde předpoklad, že se část působícího zatížení přerozdělí na horninový masiv působící před čelbou a část na nevyztužený výrub. Zvolená velikost zatížení závisí na geologickém prostředí, výšce nadloží, velikosti a tvaru výrubu anebo například na době nevyztuženého výrubu. Do programu Plaxis 2D je hodnota  **$\beta$**  implementována při zadávání hodnoty  **$\Sigma$ -Mstage = 1 -  $\beta$** . Po přihlédnutí ke způsobu ražby (členění čelby kaloty) a zajištění celého výrubu, byl součinitel  **$\beta$**  stanoven  **$\beta = 0,6$**  a tudíž hodnota  **$\Sigma$ -Mstage = 0,4**. Jinými slovy to znamená, že 40% zatížení připadne na (deformace) nevyztužený výrub a zbylých 60% přenesou ostění. Součinitel  **$\beta$**  byl uplatňován vždy ve stádiích před provedením ostění.

## 6.7 Výsledky

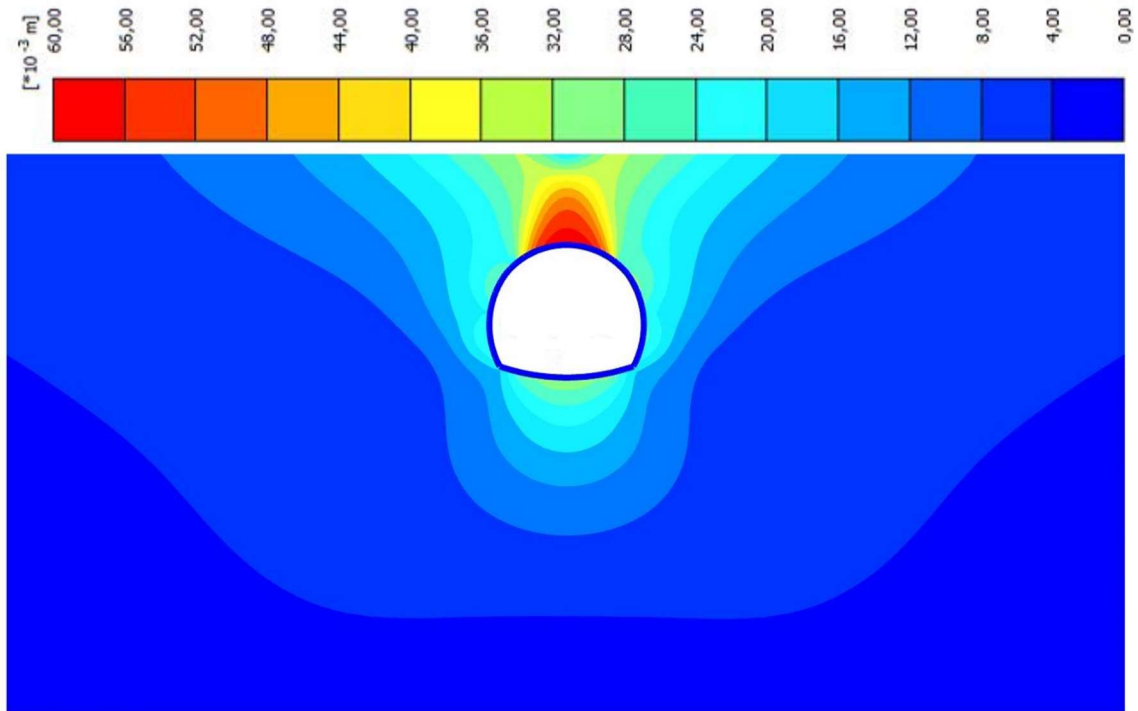
V následující části jsou zobrazeny grafické výstupy numerického modelování řezu A, a řezu B. Zobrazeny jsou zde především deformace tunelového ostění a terénu nad ním. Mimo svislých deformací byly sledovány také deformace vodorovné. Směr a velikost napětí v okolí výrubu jsou zde prezentovány pro konečnou fázi budování primárního ostění.

Pro ověření únosnosti primárního ostění potřebujeme znát velikost posouvajících sil, normálových sil a ohybových momentů. Tyto síly jsou vyvolávány napětím horninového masivu, které okolo výrubu působí. Toto ověření únosnosti bylo provedeno „ručním“ výpočtem - viz následující kapitola 6.8.



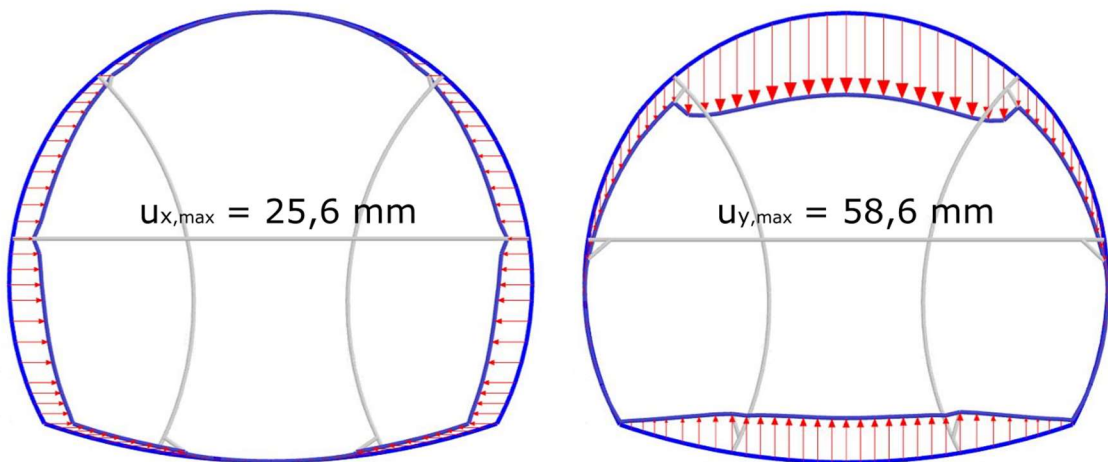
### 6.7.1 Deformace

- ŘEZ A



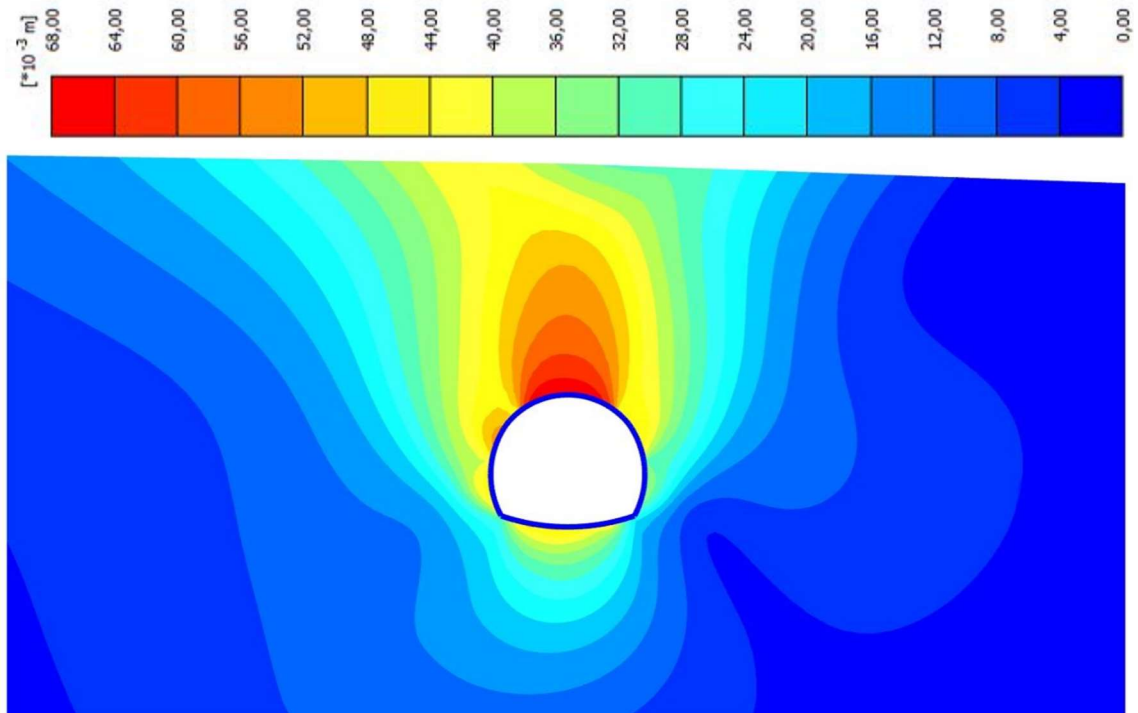
Obr. 35: Průběh deformací (14. fáze) - řez A

Maximální svislé deformace na povrchu jsou 32,6 mm směrem dolů.



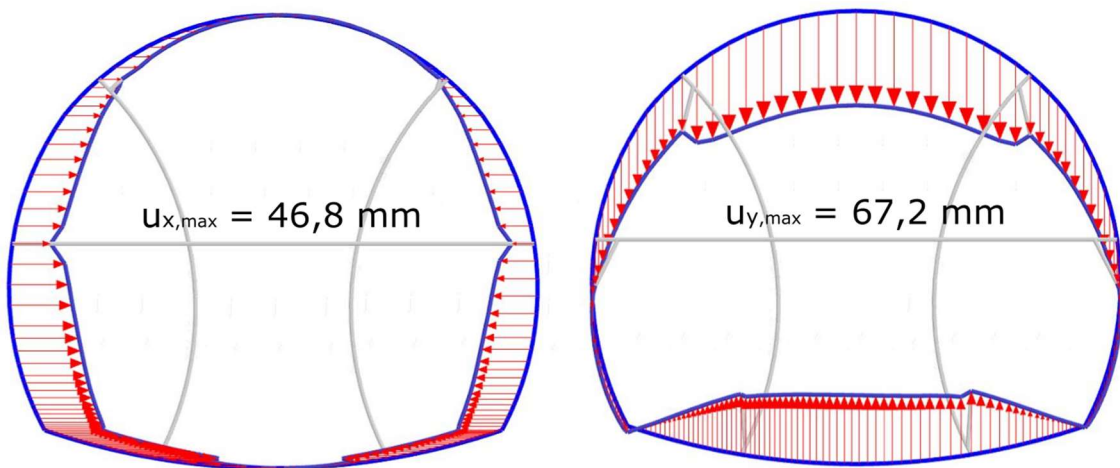
Obr. 36: Tvar a velikost vodorovných (vlevo) a svislých (vpravo) deformací ostění (14.fáze) - řez A

• **ŘEZ B**



Obr. 37: Průběh deformací (14. fáze) - řez B

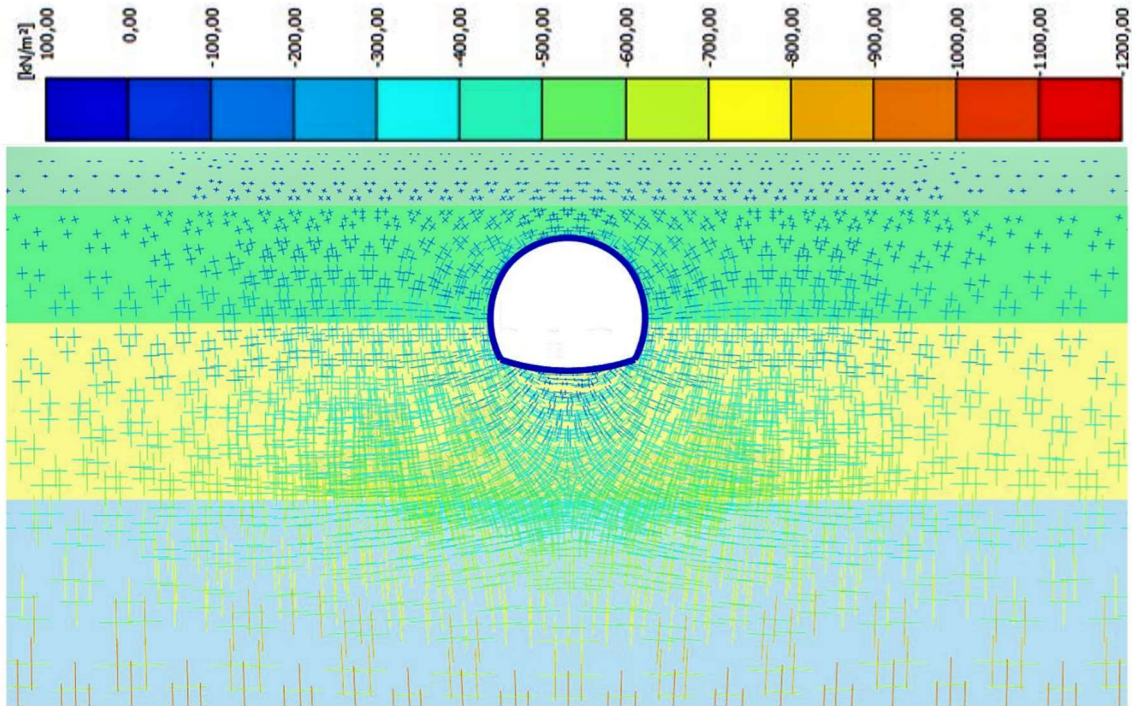
Maximální svislé deformace na povrchu jsou 43,5 mm směrem dolů.



Obr. 38: Tvar a velikost vodorovných (vlevo) a svislých (vpravo) deformací ostění (14.fáze) - řez B

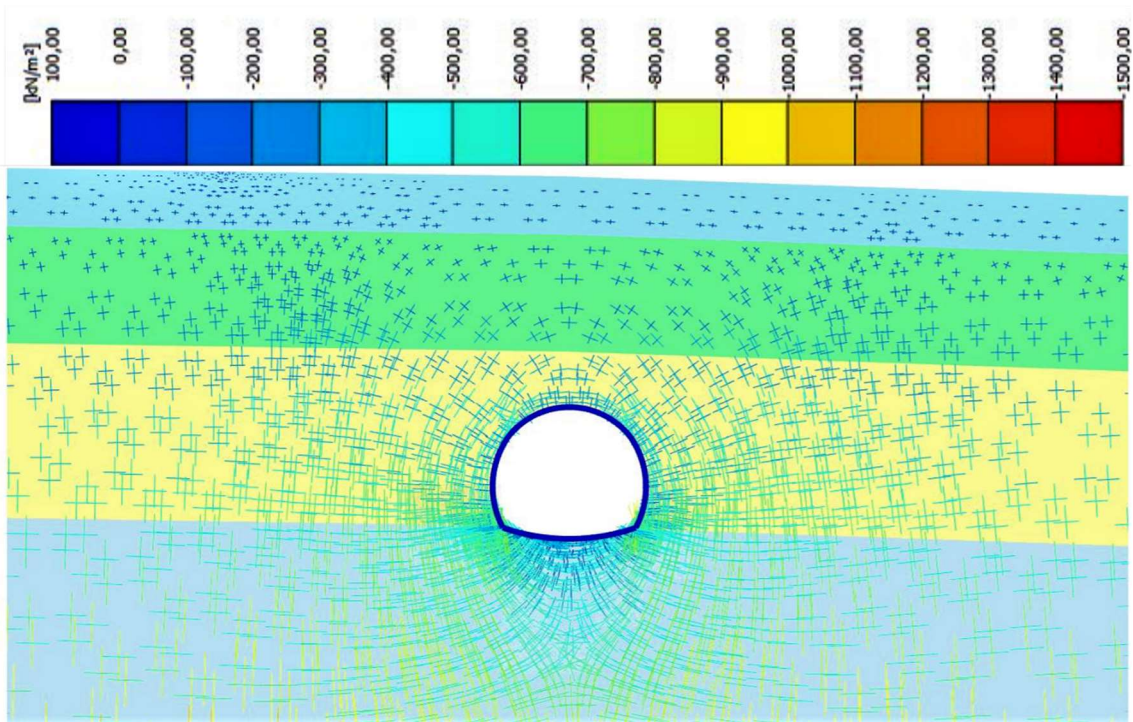
## 6.7.2 Napětí

- ŘEZ A



Obr. 39: Směr a velikost hlavních napětí (14. fáze) - řez A

- ŘEZ B



Obr. 40: Směr a velikost hlavních napětí (14. fáze) - řez B



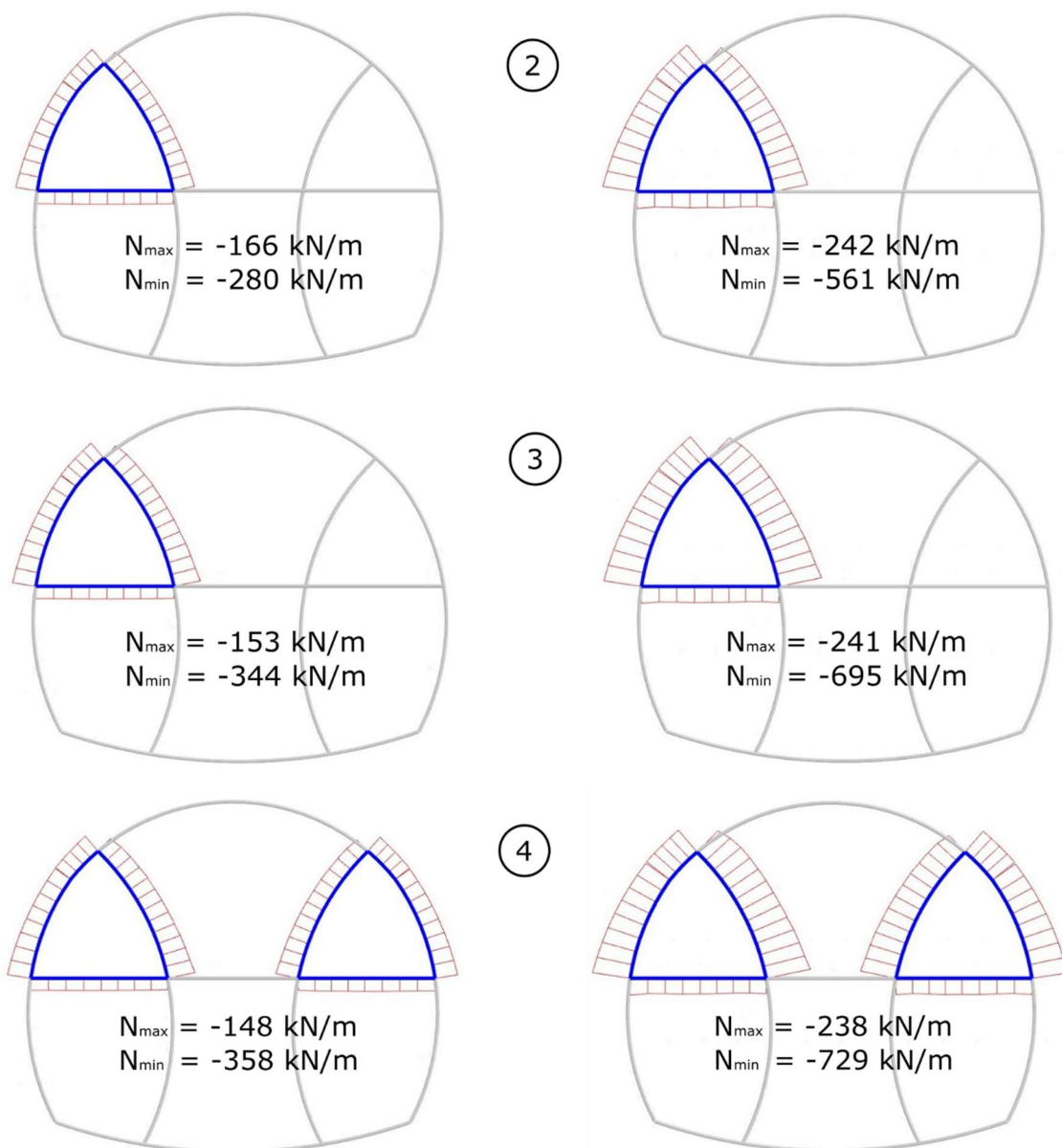
Okolo výrubu lze pozorovat vznik horninové klenby a charakteristické chování překonsolidovaných jílu, které se projevuje zvedáním dna tunelu.

### 6.7.3 Vnitřní síly

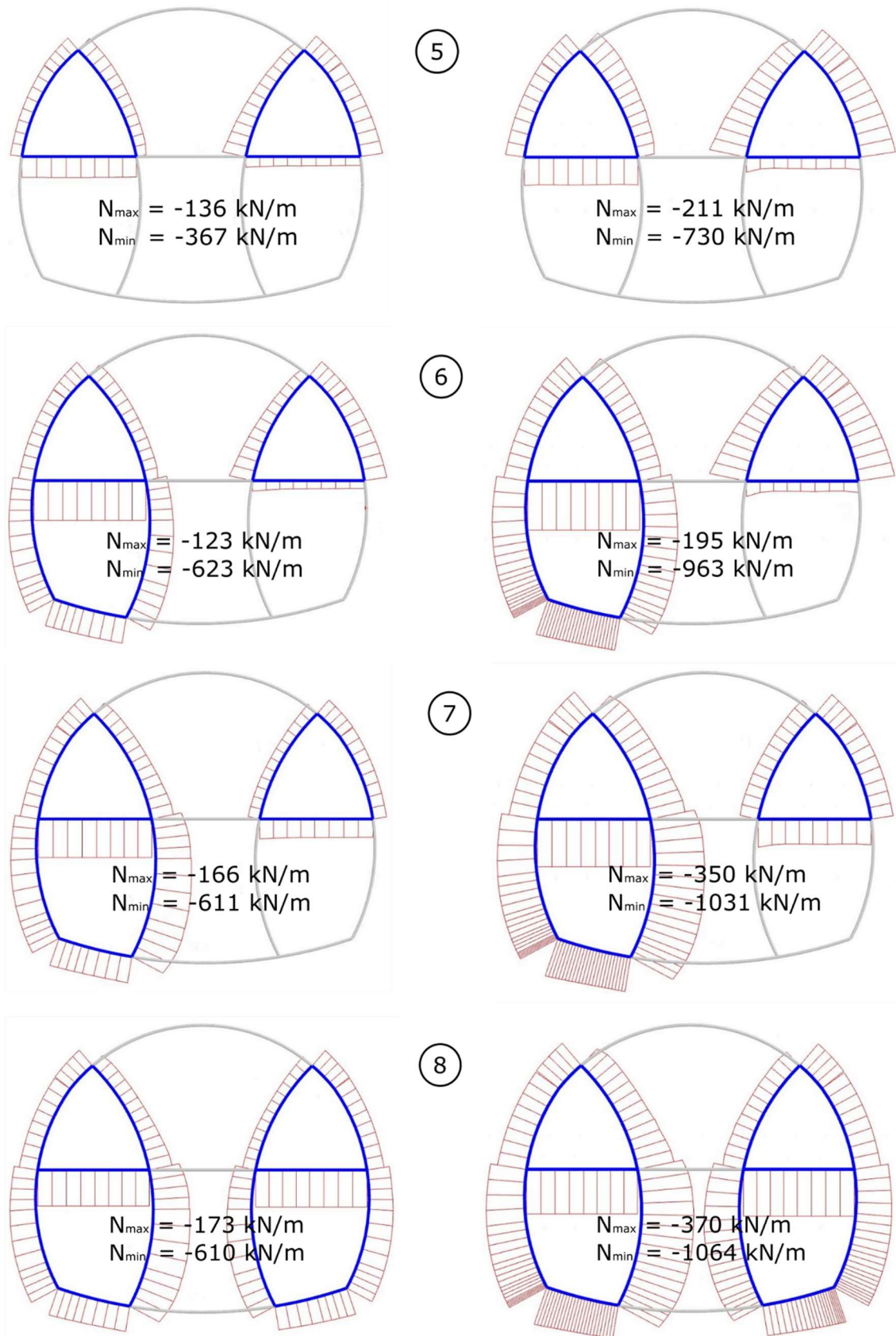
Nepříjemný jev matematického modelování v podobě nereálných ostrých výběžků vnitřních sil, byl eliminován jejich redistribuováním – lokální extrémní hodnota byla snížena při současném navýšení sil v jejím blízkém okolí.

V následujícím výčtu vnitřních sil působících v různých fázích na primární ostění, je vždy zaznamenán výsledek průběhu vnitřních sil pro řez A vlevo a pro řez B vpravo.

- **NORMÁLOVÉ SÍLY**

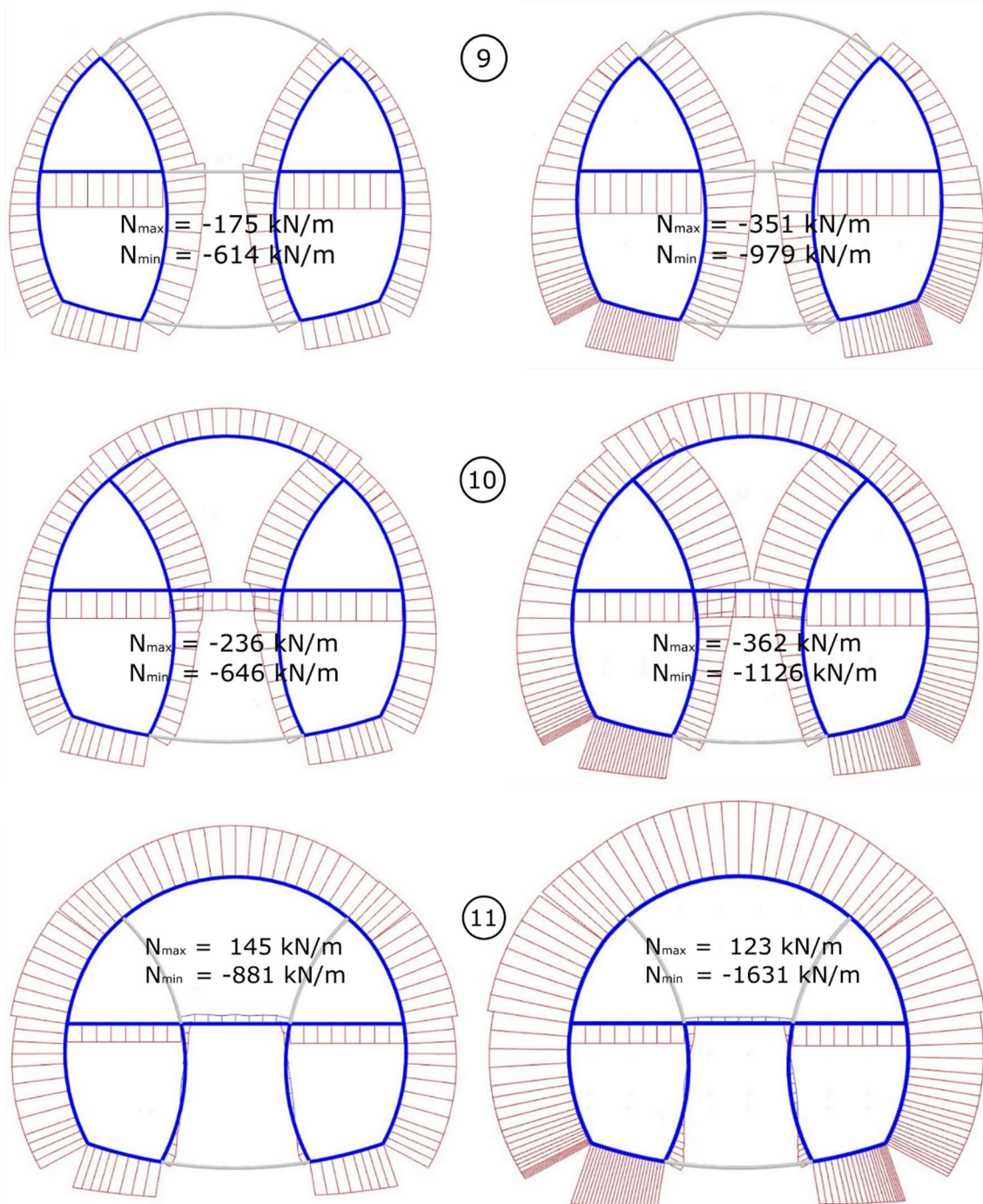


Obr. 41: Průběh normálových sil působících na ostění (fáze 2 - 4) - řez A vlevo, řez B vpravo

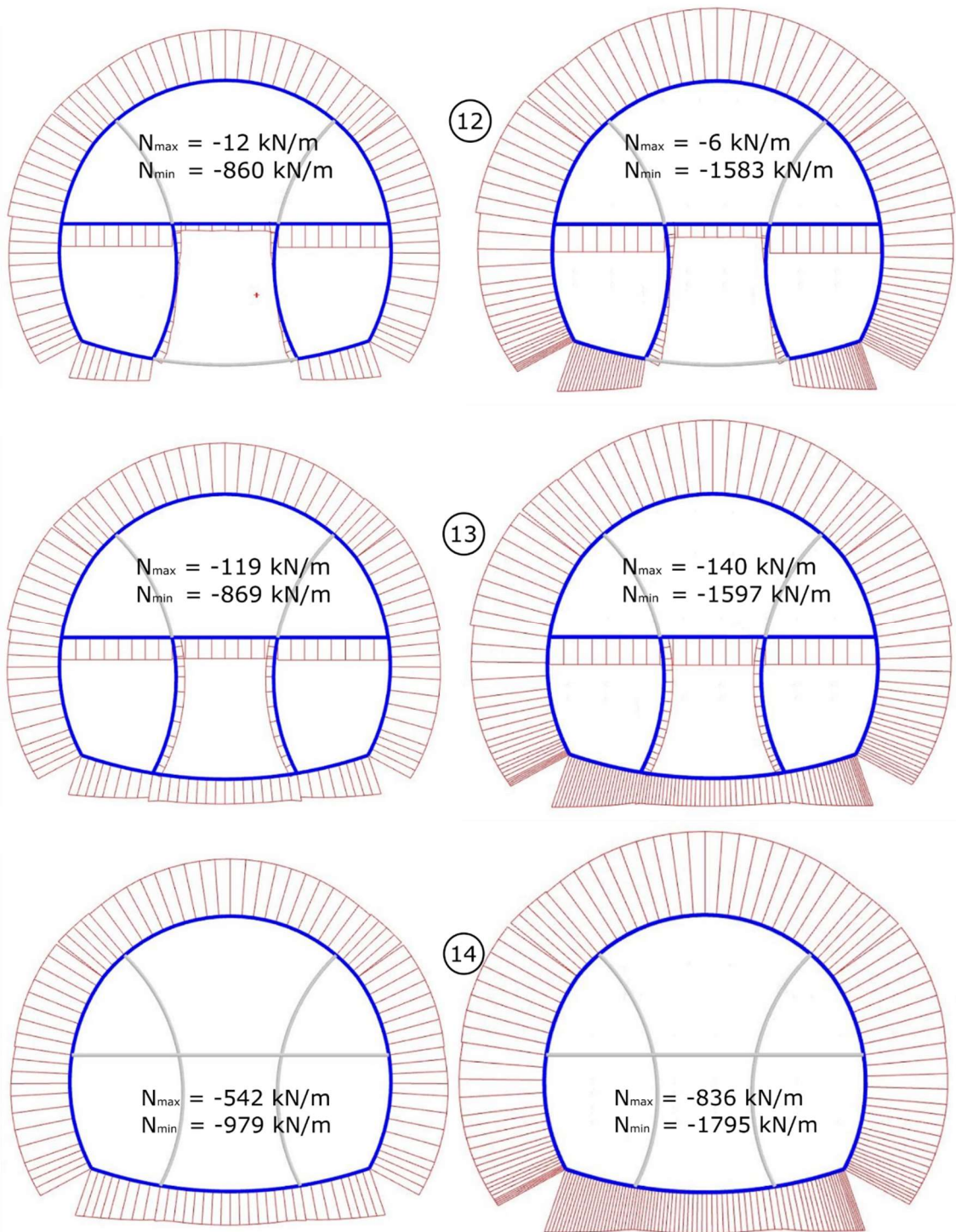


Obr. 42: Průběh normálových sil působících na ostění (fáze 5 - 8) - řez A vlevo, řez B vpravo



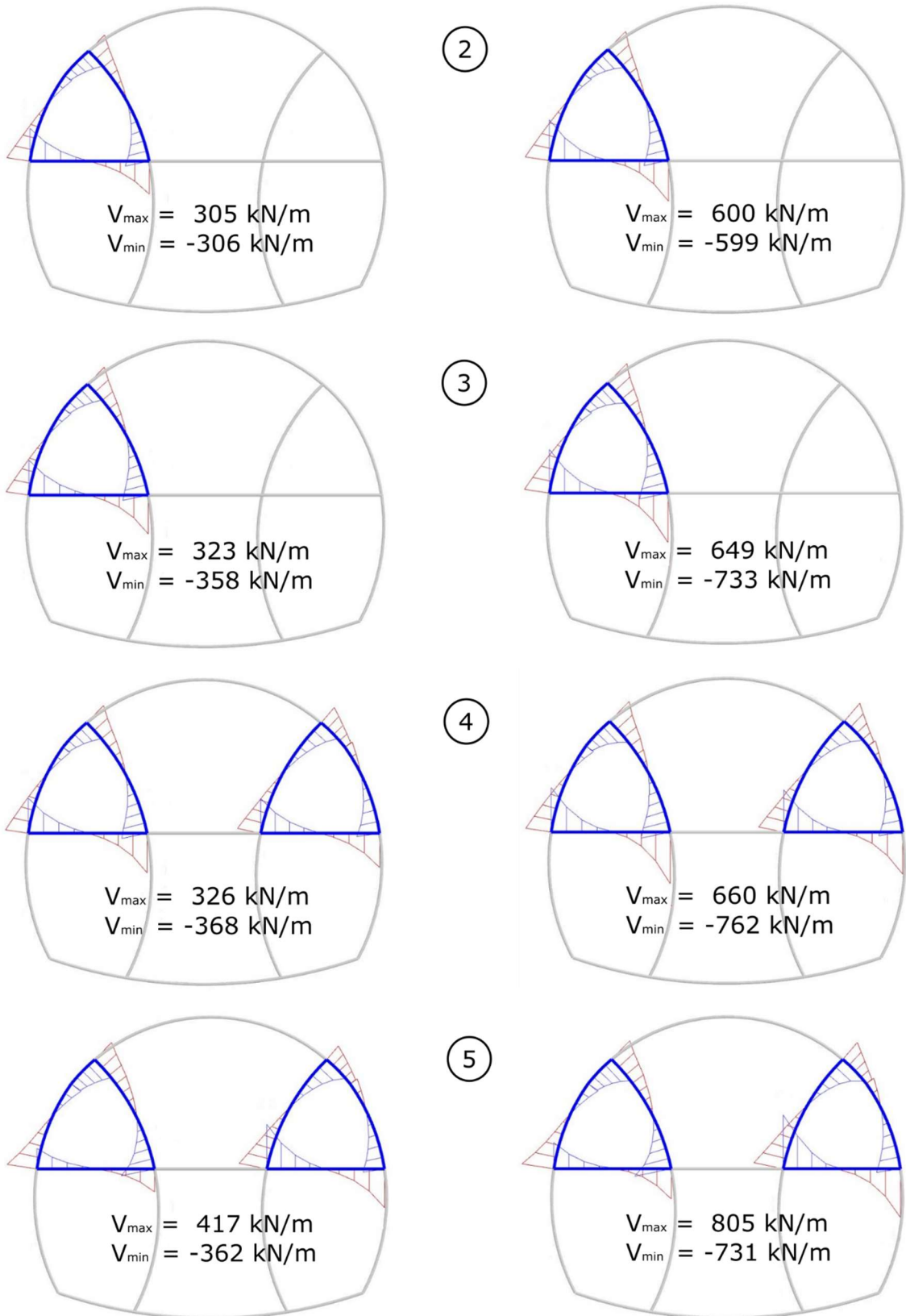


Obr. 43: Průběh normálových sil působících na ostění (fáze 9 - 11) - řez A vlevo, řez B vpravo



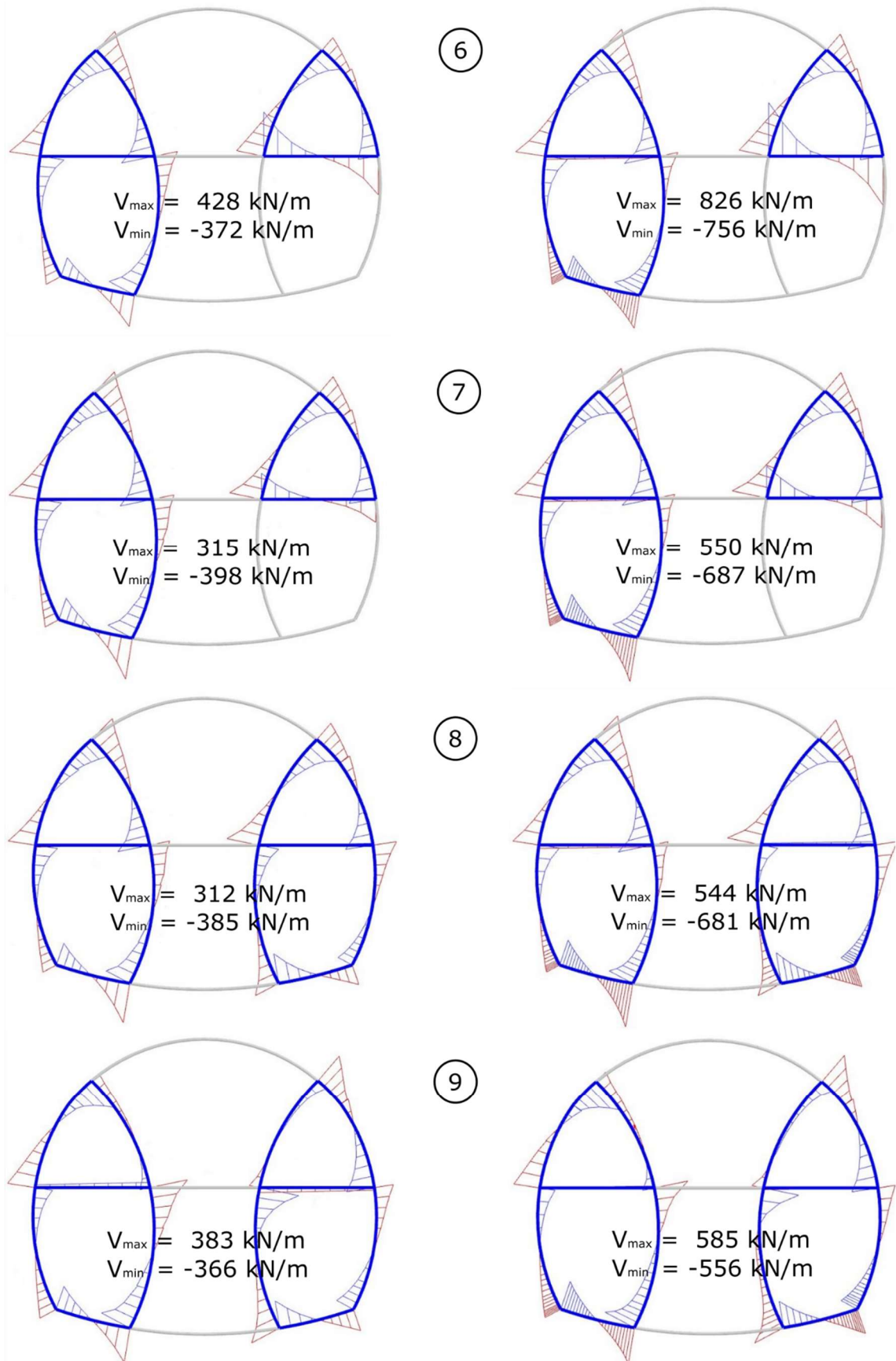
Obr. 44: Průběh normálových sil působících na ostění (fáze 12 - 14) - řez A vlevo, řez B vpravo

• **POSOUVAJÍCÍ SÍLY**

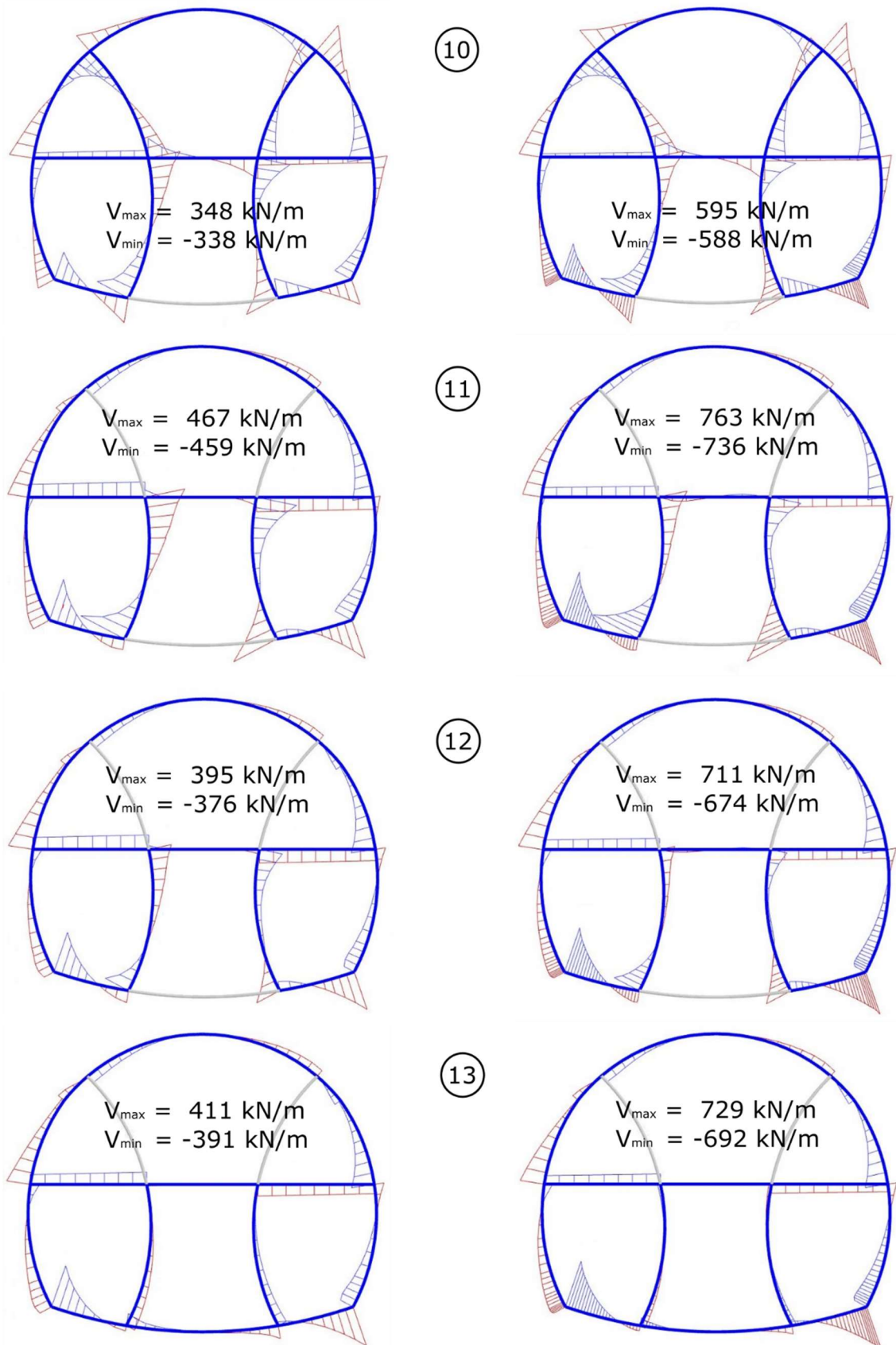


Obr. 45: Průběh posouvajících sil působících na ostění (fáze 2 - 5) - řez A vlevo, řez B vpravo



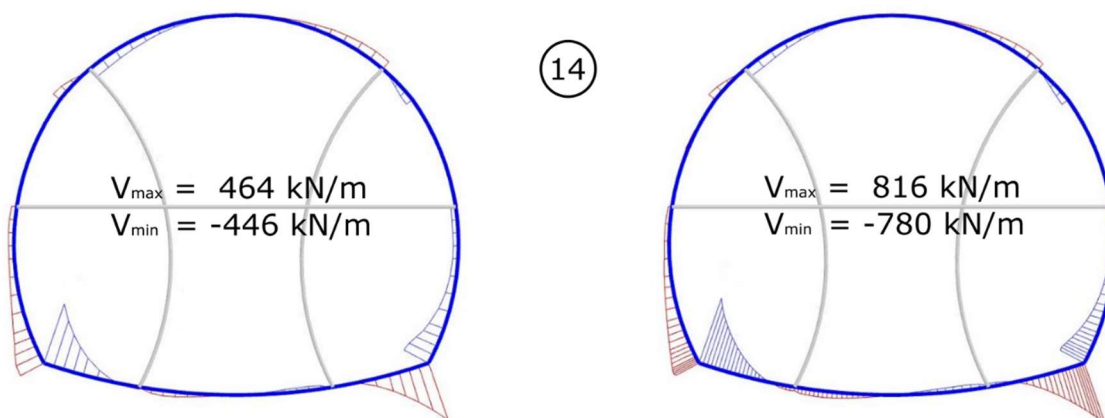


Obr. 46: Průběh posouvajících sil působících na ostění (fáze 6 - 9) - řez A vlevo, řez B vpravo



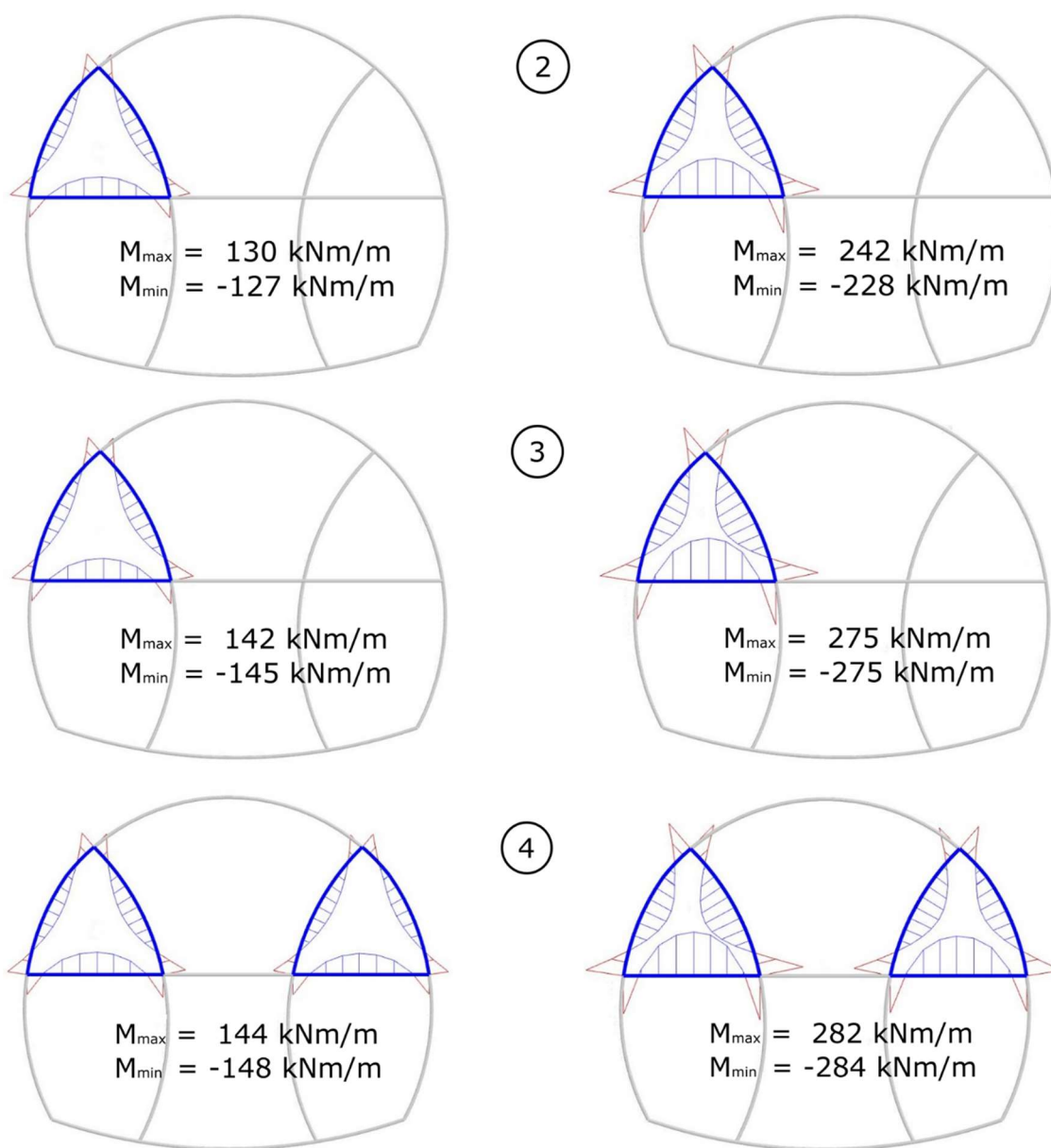
Obr. 47: Průběh posouvajících sil působících na ostění (fáze 10 - 13) - řez A vlevo, řez B vpravo



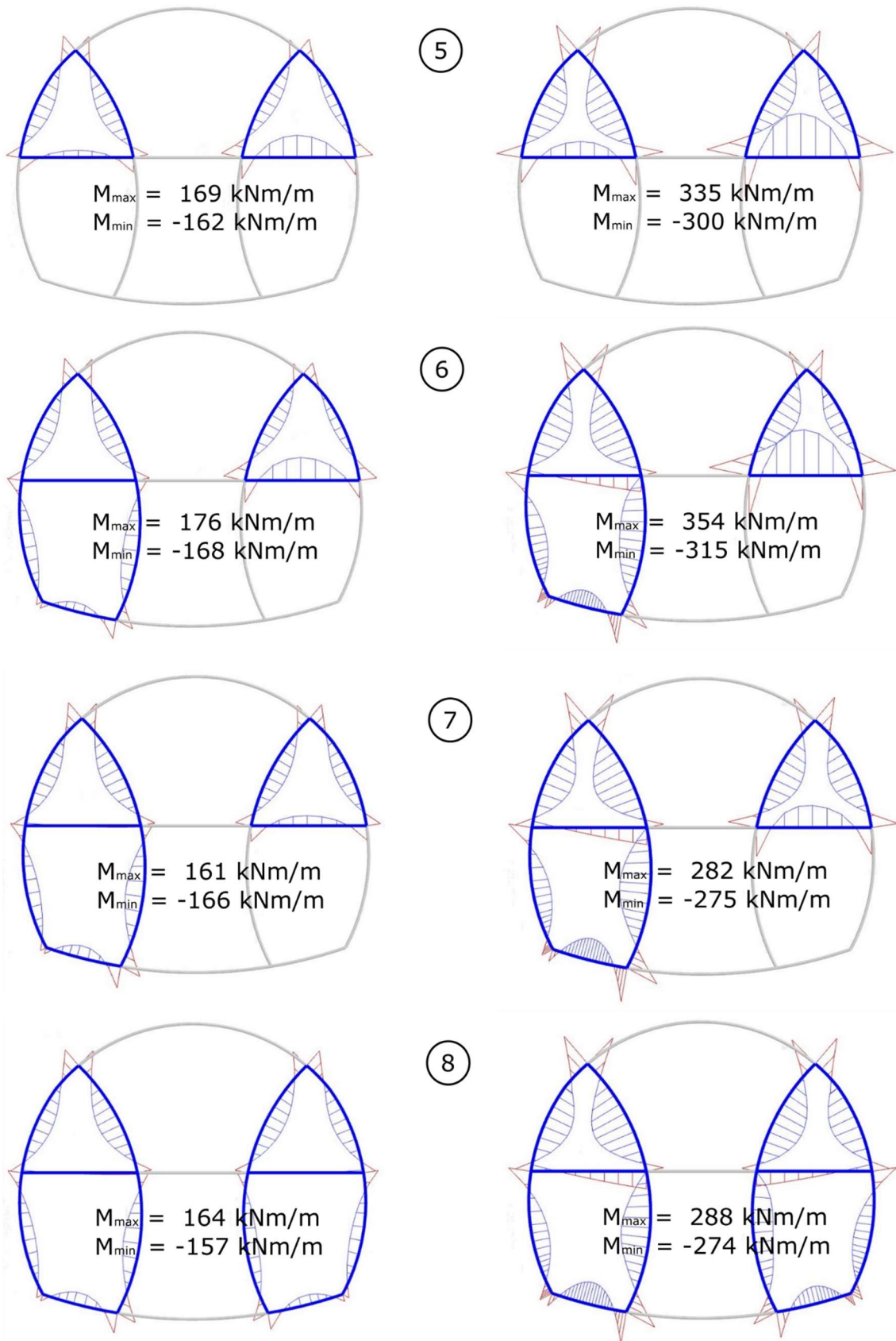


Obr. 48: Průběh posouvajících sil působících na ostění (fáze 14) - řez A vlevo, řez B vpravo

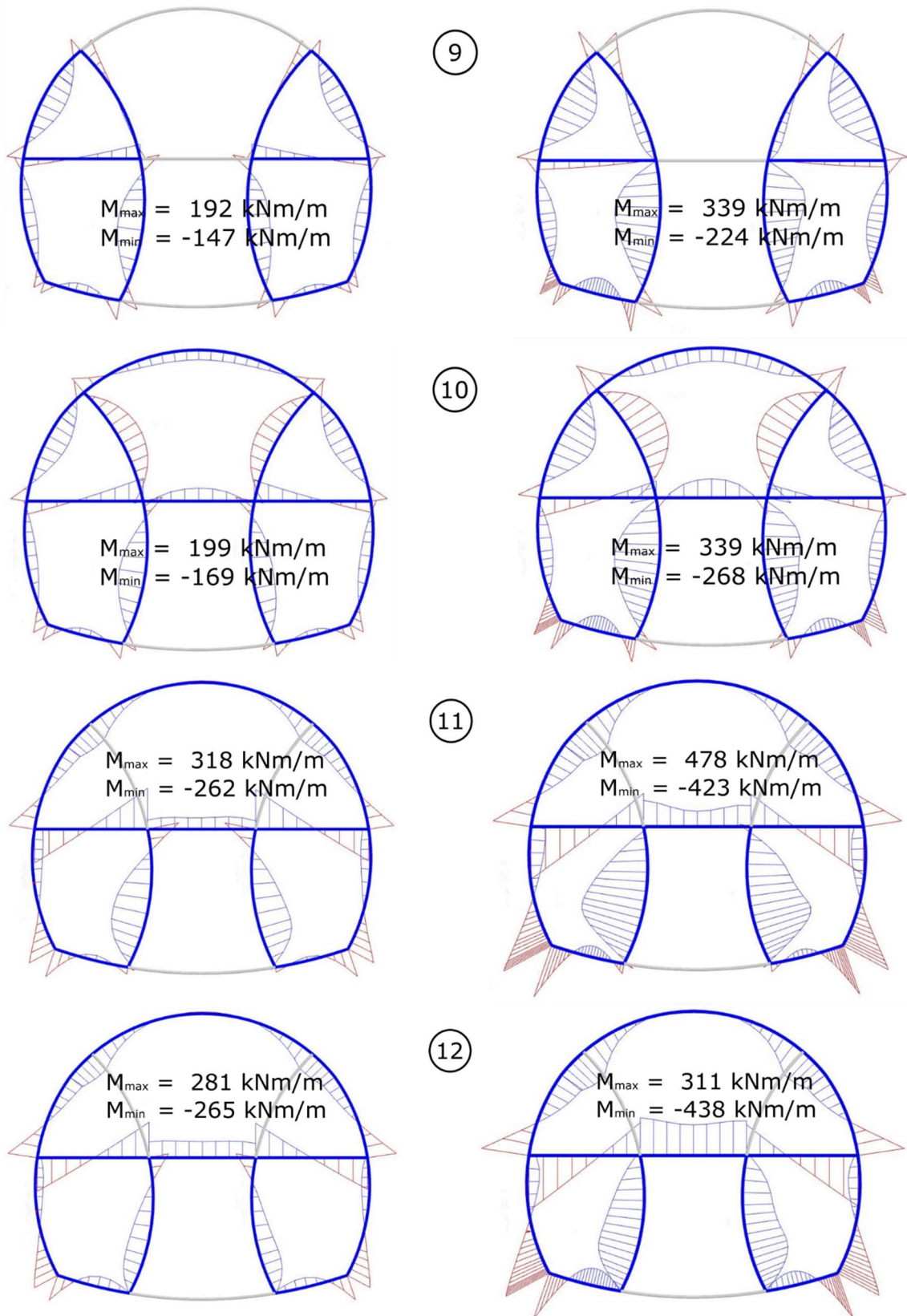
• **OHYBOVÉ MOMENTY**



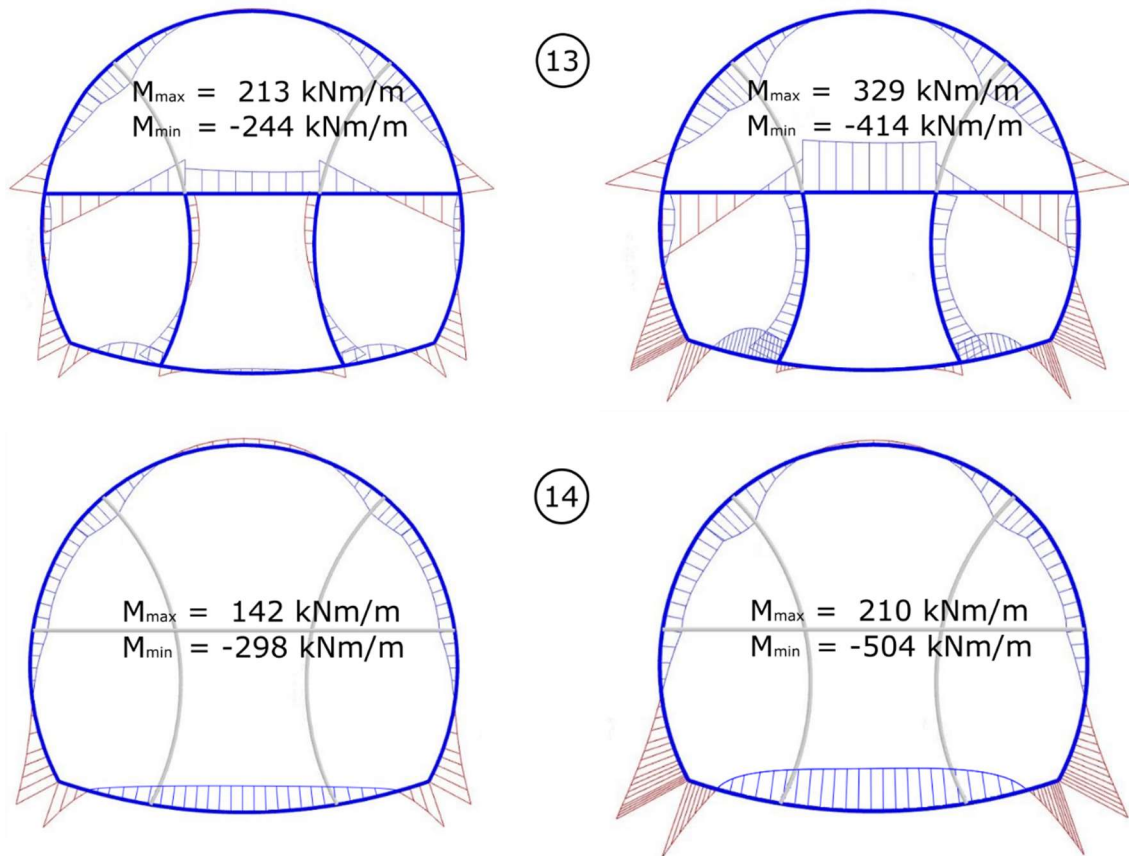
Obr. 49: Průběh ohybových momentů působících na ostění (fáze 2 - 4) - řez A vlevo, řez B vpravo



Obr. 50: Průběh ohybových momentů působících na ostění (fáze 5 - 8) - řez A vlevo, řez B vpravo



Obr. 51: Průběh ohybových momentů působících na ostění (fáze 9 - 12) - řez A vlevo, řez B vpravo



Obr. 52: Průběh ohybových momentů působících na ostění (fáze 13 - 14) - řez A vlevo, řez B vpravo

## 6.8 Posouzení primárního ostění

Ostění bude provedeno ze stříkaného betonu SB 25 / typ II/ obor J2 a skružených ocelových profilů HEB 240 kladených po vzdálenostech 0,8 m. Při obou površích ostění bude kladena KARI síť s dráty průměru 8 mm a oky 100/100 mm.

Jelikož je ostění navrženo jako ocelobetonová spřažená konstrukce, jeho posudek byl proveden v souladu s normou ČSN EN 1994-1-1 neboli Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí [19]. Dle této normy, lze únosnost spřaženého průřezu namáhaného ohybem a osou silou, stanovit pomocí zjednodušené metody, používané v praxi nejčastěji pro dvojose souměrný průřez.

### 6.8.1 Zjednodušená metoda návrhu

Únosnost spřaženého průřezu při současném působení tlaku a ohybu lze vypočítat za předpokladu obdélníkových průběhů napětí podle obr. 53 -všechna vlákna oceli dosahují  $f_{yd}$ , resp.  $f_{sd}$  u výztuže, u tlačného betonu je dosažena hodnota  $0,85 \cdot f_{cd}$  [20].



Použití této metody je omezeno na prvky s dvojose souměrným průřezem, které splňují následující podmínky [19].

- Ocelový průřez je třídy S235 až S460 a beton pevnostních tříd C20/25 až C50/60 a poměr  $\delta$  vyjadřující příspěvek oceli v rozmezí:  $0,2 \leq \delta \leq 0,9$

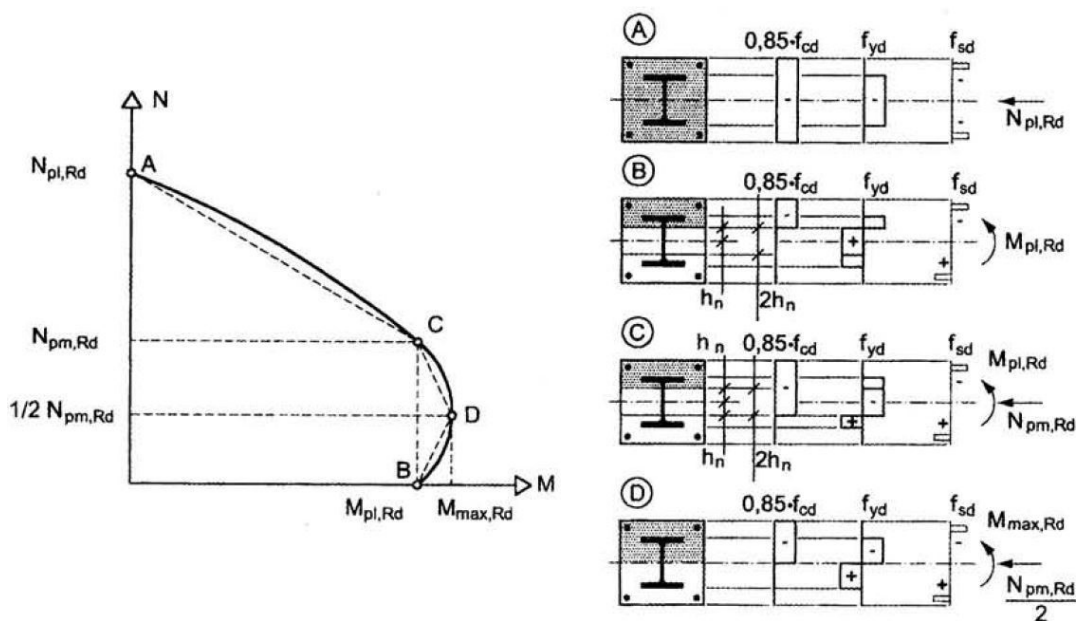
$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

kde  $N_{pl,RD}$  plastická únosnost v tlaku

$A_a$  plocha ocelového průřezu

$f_{yd}$  návrhová pevnost oceli

- Poměr výšky  $h$  ku šířce  $b$  průřezu je v rozmezí  $0,2 \leq h/b \leq 5,0$
- U plně obetonovaných ocelových průřezů má tloušťka krytí betonem splnit následující omezení:  $40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3 \cdot h$   $40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4 \cdot b$
- Podélná betonářská výztuž, kterou lze ve zjednodušené metodě stanovení únosnosti průřezu započítat nemá být větší než 6 % plochy betonu. Je-li větší, započítává se bezpečně jen 6 %. Při dodržení těchto zásad je možné sestavit interakční křivku spřaženého ocelobetonového průřezu pomocí polygonu z obr. 53, kde jsou vpravo zobrazeny příklady rozdělení napětí pro plně obetonovaný průřez a typické body A až D [20].



Obr. 53: Zjednodušená interakční křivka a odpovídající rozdělení napětí v průřezu  
(Zdroj: Jiří Studnička; Ocelobetonové konstrukce 20, 2005 [21])



Pro přehlednější průkaz únosnosti bude v následujících výpočtech do interakčního diagramu zakomponován navíc bod E, který představuje  $N_{t,Rd}$ - únosnost průřezu v tahu stanovenou podle vzorce.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}$$

kde  $A_a$  plocha ocelového průřezu  
 $f_{yd}$  návrhová pevnost oceli  
 $\gamma_{M0}$  součinitel spolehlivosti materiálu = 1,0

**Únosnost spřaženého průřezu ve smyku** je dána únosností ocelového profilu.

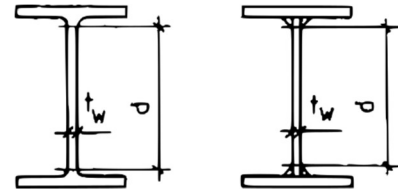
Ta je určena vztahem.

$$V_{pl,Rd} = A_w \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

kde  $f_{yd}$  návrhová pevnost oceli  
 $A_w$  je smyková plocha, tzn. u I profilů prakticky plocha stěny

Přitom se **nemusí přihlížet k boulení stěny**, pokud je u nevyztužené obetonované stěny  $d/t_w \leq 124 \cdot \varepsilon$ , kde  $d$ ,  $t_w$  jsou rozměry zřejmé z obr. 54 [21].

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yd}}$$

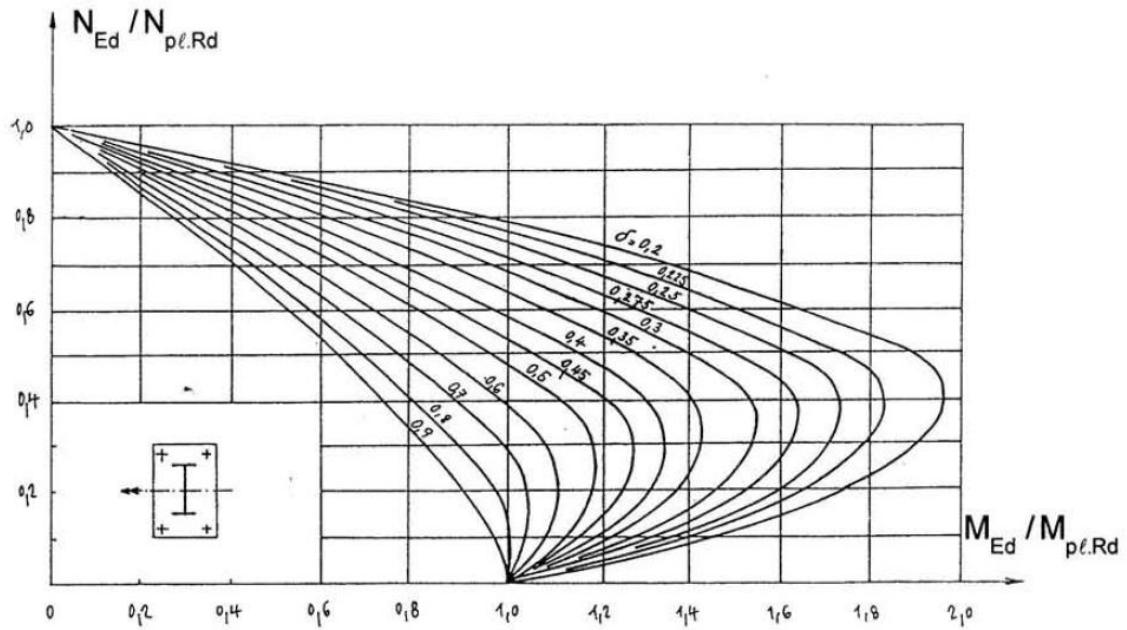


Obr. 54: Definice výšky stěny  
(Zdroj: Jiří Studnička [21])

V případě namáhání průřezu (resp. stojiny) smykem, je nutno kvůli smyku **redukovat momentovou únosnost** v případě, že:  $V_{Ed} \geq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ , pak musí vyhovět podmínce.

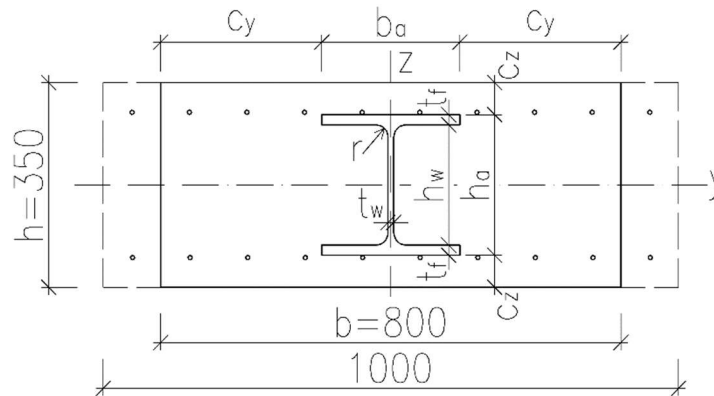
$$\frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

kde  $\alpha_M$  0,9 pro oceli do třídy S355  
 $\mu_d$  hodnota pro příslušnou rovinu ohybu odečtená z grafu příslušné interakční čáry a platí, že  $\mu_d \leq 1,0$  (pro posuzovaný případ viz obr. 55)



Obr. 55: Interakční závislost pro ohyb ve směru stojiny  
(Zdroj: Jiří Studnička; Ocelobetonové konstrukce 20, 2005 [21])

### 6.8.2 Ověření splnění podmínek pro užití zjednodušené metody – HEB 240



Obr. 56: Schéma průřezu primárního ostění

• Poměr  $\delta$   $0,2 \leq \delta \leq 0,9$

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

$$\delta = (10600 \cdot 355 / 7156,65)$$

$$\delta = 0,53$$

$$0,2 \leq 0,53 \leq 0,9 \quad \checkmark \text{ vyhovuje}$$

• Poměr  $h/b$   $0,2 \leq h/b \leq 5,0$

$$h/b = 350/800$$

$$h/b = 0,44$$

$$0,2 \leq 0,44 \leq 5,0 \quad \checkmark \text{ vyhovuje}$$

### • Tloušťka krytí

$$40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3 \cdot h$$

$$40 \text{ mm} \leq 55 \leq 105 \text{ mm} \quad \checkmark \text{ vyhovuje}$$

$$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4 \cdot b$$

$$40 \text{ mm} \leq 280 \leq 320 \text{ mm} \quad \checkmark \text{ vyhovuje}$$

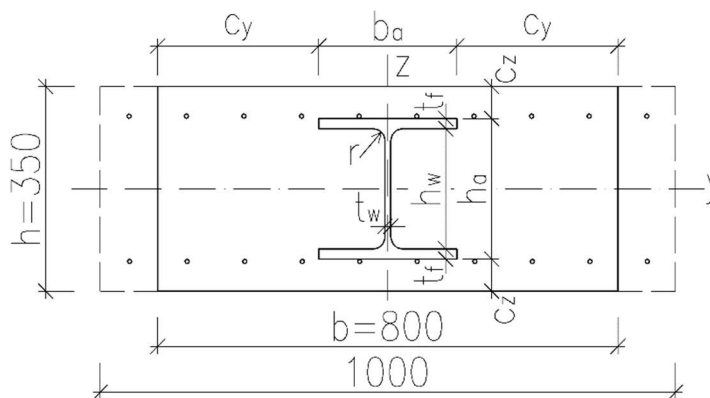
### • Podélná betonářská výztuž $A_s \leq 0,06 \cdot A_c$

$$A_s = 804 \text{ mm}^2$$

$$0,06 \cdot A_c = 16116 \text{ mm}^2$$

$$804 \text{ mm}^2 \leq 16116 \text{ mm}^2 \quad \checkmark \text{ vyhovuje}$$

### 6.8.3 Výpočet krajních bodů interakčního diagramu – HEB 240



Obr. 57: Schéma průřezu primárního ostění

Výška:	$h =$	350	mm
Šířka:	$b =$	800	mm
Tlaková tuhost:	$EA =$	8,03E+06	kN/m
Ohybová tuhost:	$EI =$	84916	kN·m <sup>2</sup> /m

### Beton SB25 / typII / obor J2

Průřezová plocha:	$A_c =$	2,69E+05	mm <sup>2</sup>
Moment setrvačnosti:	$I_{yc} =$	2,73E+09	mm <sup>4</sup>
Modul pružnosti:	$E_c =$	15	GPa
Charakteristická pevnost:	$f_{ck} =$	20	MPa

### HEB240 - S355

Výška:	$h_a =$	240	mm
Šířka:	$b_a =$	240	mm
Tloušťka pásnice:	$t_f =$	17	mm



---

Tloušťka stojiny:	$t_w =$	10	mm
Výška stojiny:	$h_w =$	206	mm
Zaoblení:	$r =$	21	mm
Krytí pásnice ve směru z:	$c_z =$	55	mm
Krytí pásnice ve směru y:	$c_y =$	280	mm
Průřezová plocha:	$A_a =$	1,06E+04	mm <sup>2</sup>
Moment setrvačnosti:	$I_{ya} =$	1,13E+08	mm <sup>4</sup>
Modul pružnosti oceli:	$E_y =$	210	GPa
Charakteristická pevnost:	$f_{yk} =$	355	MPa

#### **Betonářská výztuž - KARI síť Ø8 - 100/100**

Průřezová plocha:	$A_s =$	804	mm <sup>2</sup>
Moment setrvačnosti:	$I_{ys} =$	1,55E+07	mm <sup>4</sup>
Modul pružnosti:	$E_y =$	210	GPa
Charakteristická pevnost:	$f_{sk} =$	500	MPa

#### **Návrhové pevnosti**

Návrhová pevnost  
betonu:

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 20}{1,5}$$

$$f_{cd} = 11,33 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost ocelového průřezu:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0}$$

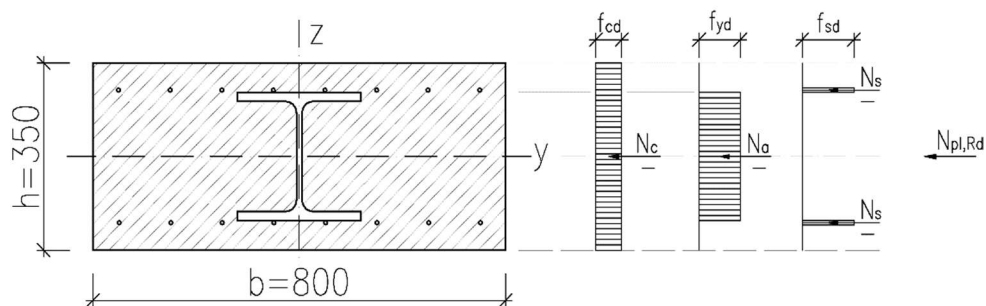
$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonářské výztuže:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_a} = \frac{500}{1,15}$$

$$f_{sd} = 434,78 \text{ MPa}$$

## 1) Bod A - $N_{pl,Rd}$



Obr. 58: Schéma pro výpočet interakčního bodu A

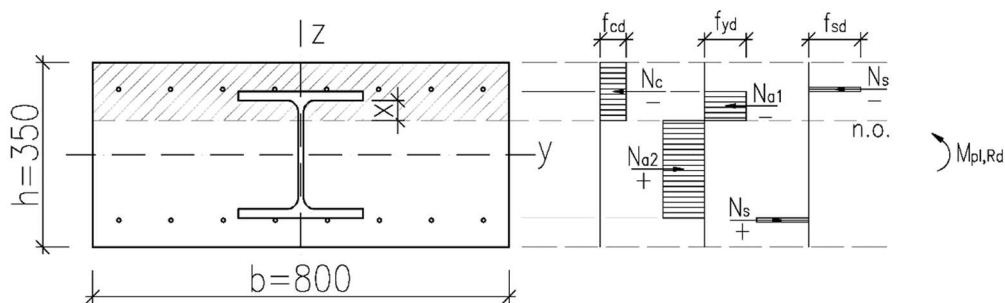
Celý průřez je tlačěn.

$$N_{pl,Rd} = \sum N_c \cdot f_{cd} + \sum N_a \cdot f_{yd} + \sum N_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 10600 \cdot 355 + 269000 \cdot 11,33 + 1005 \cdot 434,78$$

$$\underline{N_{pl,Rd} = 7156,65 \text{ kN}}$$

## 2) Bod B - $M_{pl,Rd}$



Obr. 59: Schéma pro výpočet interakčního bodu B

Podmínka pro neutrálnou osu.

$$N_c + N_{a1} + N_s = N_{a2} + N_s$$

Předpokládáme, že osa prochází stojinou, hledáme  $x = ?$

$$(800 \cdot 55 + 560 \cdot 17 + 790 \cdot x) \cdot 11,33 + (240 \cdot 17 + 10 \cdot x) \cdot 355 = [240 \cdot 17 + 10 \cdot (206 - x)] \cdot 355$$

$$\underline{x = 7,8 \text{ mm}}$$

$$M_{pl,Rd} = \sum N_c \cdot z_c \cdot f_{cd} + \sum N_a \cdot z_a \cdot f_{yd} + \sum N_s \cdot z_s \cdot f_{sd}$$

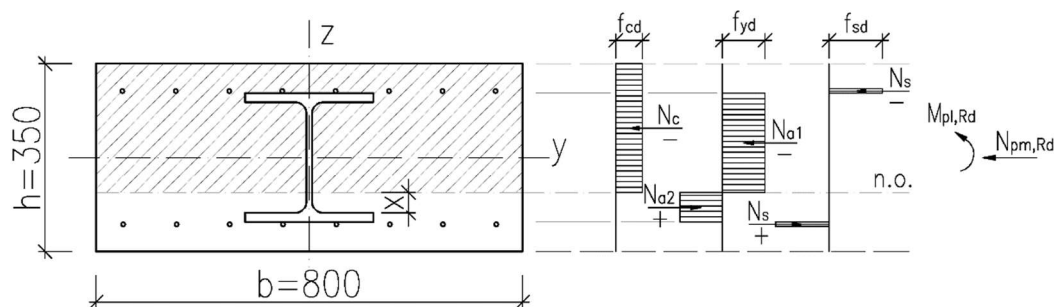
$$M_{pl,Rd} = [b \cdot c_z \cdot z_{c1} + 2 \cdot c_y \cdot t_f \cdot z_{c2} + (b - t_w) \cdot x \cdot z_{c3}] \cdot f_{cd} + [b_a \cdot t_f \cdot z_{a1} + t_w \cdot x \cdot z_{a2} + t_w \cdot (h_w - x) \cdot z_{a3} + b_a \cdot t_f \cdot z_{a4}] \cdot f_{yd} + [A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}] \cdot f_{sd}$$

$$M_{pl,Rd} = [800 \cdot 55 \cdot 52,3 + 560 \cdot 17 \cdot 16,3 + 790 \cdot 7,8 \cdot 3,9] \cdot 11,33 + [240 \cdot 17 \cdot 16,3 + 10 \cdot 7,8 \cdot 3,9 + 10 \cdot 198,2 \cdot 99,1 + 240 \cdot 17 \cdot 206,7] \cdot 355 + [502,5 \cdot 28,8 + 502,5 \cdot 219,2] \cdot 434,78$$

$$\underline{M_{pl,Rd} = 464,29 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$



### 3) Bod C - $N_{pm,Rd}$



Obr. 60: Schéma pro výpočet interakčního bodu C

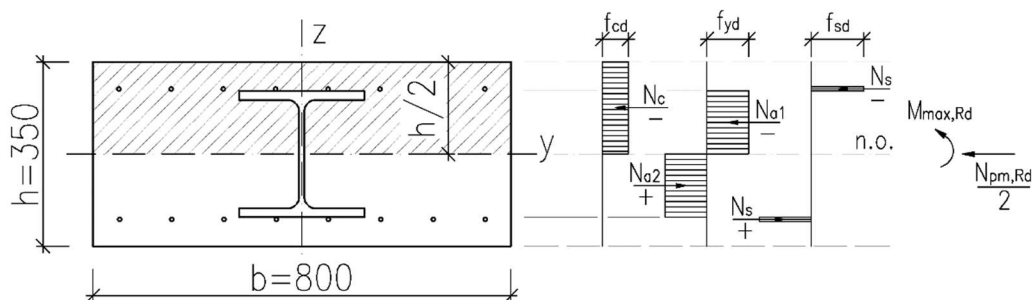
$$N_{pm,Rd} = \sum N_c \cdot f_{cd} + \sum N_a \cdot f_{yd} + \sum N_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pm,Rd} = [b \cdot c_z + 2 \cdot c_y \cdot t_f + (b - t_w) \cdot (h_w - x)] \cdot f_{cd} + [t_w \cdot (h_w - x) - t_w \cdot x] \cdot f_{yd}$$

$$N_{pm,Rd} = [800 \cdot 55 + 560 \cdot 17 + 790 \cdot 198,2] \cdot 11,33 + [10 \cdot 198,2 - 10 \cdot 7,8] \cdot 355$$

$$\underline{N_{pm,Rd} = 3057,51 \text{ kN}}$$

### 4) Bod D - $M_{max,Rd}$



Obr. 61: Schéma pro výpočet interakčního bodu D

Neutrálná osa prochází středem/těžištěm průřezu.

$$N_{pm,Rd/2} = \sum N_c \cdot f_{cd} + \sum N_a \cdot f_{yd} + \sum N_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pm,Rd/2} = [b \cdot c_z + 2 \cdot c_y \cdot t_f + (b - t_w) \cdot h_w/2] \cdot f_{cd}$$

$$N_{pm,Rd/2} = [800 \cdot 55 + 560 \cdot 17 + 790 \cdot 103] \cdot 11,33$$

$$\underline{N_{pm,Rd/2} = 1528,75 \text{ kN}}$$

$$M_{max,Rd} = \sum N_c \cdot z_c \cdot f_{cd} + \sum N_a \cdot z_a \cdot f_{yd} + \sum N_s \cdot z_s \cdot f_{sd}$$

$$M_{max,Rd} = [b \cdot c_z \cdot z_{c1} + 2 \cdot c_y \cdot t_f \cdot z_{c2} + (b - t_w) \cdot h_w/2 \cdot z_{c3}] \cdot f_{cd} + [2 \cdot (b_a \cdot t_f \cdot z_{a1}) + 2 \cdot (t_w \cdot h_w/2 \cdot z_{a2})] \cdot f_{yd} + [2 \cdot (A_{s1} \cdot z_{s1})] \cdot f_{sd}$$

$$M_{max,Rd} = [800 \cdot 55 \cdot 147,5 + 560 \cdot 17 \cdot 111,5 + 790 \cdot 103 \cdot 51,5] \cdot 11,33 + [2 \cdot (240 \cdot 17 \cdot 111,5) + 2 \cdot (10 \cdot 103 \cdot 51,5)] \cdot 355 + [2 \cdot (502,5 \cdot 124)] \cdot 434,78$$

$$\underline{M_{max,Rd} = 537,08 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

## 5) Bod E - $N_{t,Rd}$

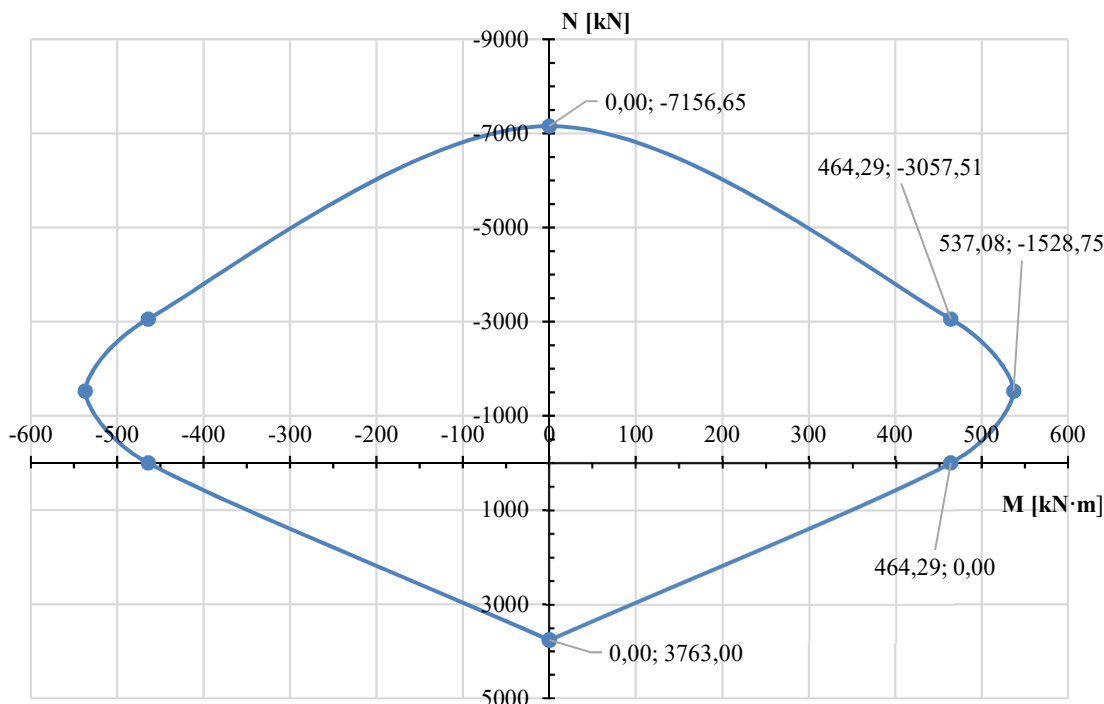
Průřez namáhaný tahem.

$$N_{t,Rd} = A_a \cdot f_{yd} / \gamma_{M0}$$

$$N_{t,Rd} = 10600 \cdot 355 / 1,0$$

$$\underline{N_{t,Rd} = 3763,00 \text{ kN}}$$

## INTERAKČNÍ DIAGRAM



Obr. 62: Interakční diagram primárního ostění

### 6.8.4 Posouzení primárního ostění na normálová napětí

Posudek byl proveden pro ostění délky 0,8 m o mocnosti 0,35 m ze stříkaného betonu s betonářskou výztuží a s tuhým výztužným rámem z ocelových profilů HEB 240.

V jednotlivých řezech a fázích výstavby byly vždy posuzovány „pouze“ nejnepriznivější kombinace vnitřních sil. Výčet těchto kombinací pro posuzovaný řez A je uveden v tabulkách 7a a 7b, pro posuzovaný řez B jsou kombinační hodnoty zaznamenány v tabulkách 8a a 8b. Tyto kombinace normálových sil a ohybových momentů byly následně zaneseny do interakčního diagramu – viz obr. 63 a 64.

ŘEZ A							
		síly působící na délku 1,0 m			síly působící na délku 0,8 m		
		N	M	V	N	M	V
		[kN]	[kN·m]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN]
fáze 2	1	-227	92	0	-182	74	0
	2	-280	-120	-214	-224	-96	-171
	3	-166	-120	305	-133	-96	244
	4	-175	130	0	-140	104	0
	5	-166	-127	-306	-133	-102	-245
	6	-227	102	0	-182	82	0
fáze 3	1	-251	88	0	-201	70	0
	2	-155	-126	323	-124	-101	258
	3	-160	142	0	-128	114	0
	4	-155	-145	-358	-124	-116	-286
	5	-344	-145	238	-275	-116	190
	6	-265	117	0	-212	94	0
fáze 4	1	-253	89	0	-202	71	0
	2	-153	-126	326	-122	-101	261
	3	-157	144	0	-126	115	0
	4	-148	-148	-368	-118	-118	-294
	5	-358	-148	239	-286	-118	191
	6	-279	121	0	-223	97	0
fáze 5	1	-320	-103	191	-256	-82	153
	2	-322	55	0	-258	44	0
	3	-215	144	0	-172	115	0
	4	-367	-162	-261	-294	-130	-209
	5	-163	-162	417	-130	-130	334
	6	-143	169	0	-114	135	0
	7	-136	-128	-362	-109	-102	-290
fáze 6	1	-623	-8	-4	-498	-6	-3
	2	-229	153	0	-183	122	0
	3	-393	120	0	-314	96	0
	4	-429	-141	273	-343	-113	218
	5	-370	-168	428	-296	-134	342
	6	-128	176	0	-102	141	0
fáze 7	1	-265	161	0	-212	129	0
	2	-600	-6	-7	-480	-5	-6
	3	-344	-100	315	-275	-80	252
	4	-592	137	0	-474	110	0
	5	-548	-166	261	-438	-133	209
	6	-412	-166	-398	-330	-133	-318
	7	-166	130	0	-133	104	0
fáze 8	1	-268	164	0	-214	131	0
	2	-368	-105	312	-294	-84	250
	3	-570	-8	-7	-456	-6	-6
	4	-599	126	0	-479	101	0
	5	-610	119	55	-488	95	44
	6	-404	-157	-385	-323	-126	-308
	7	-410	90	0	-328	72	0
	8	-175	140	0	-140	112	0

Tabulka 7a: Kombinace vnitřních sil (fáze 2 - 8) - řez A

		ŘEZ A					
		síly působící na délku 1,0 m			síly působící na délku 0,8 m		
		N	M	V	N	M	V
		[kN]	[kN·m]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN]
fáze 9	1	-243	171	0	-194	137	0
	2	-513	15	38	-410	12	30
	3	-614	-147	-366	-491	-118	-293
	4	-494	192	0	-395	154	0
	5	-537	-142	383	-430	-114	306
	6	-175	-102	-311	-140	-82	-249
	7	-223	166	0	-178	133	0
fáze 10	1	-346	-108	348	-277	-86	278
	2	-646	-169	0	-517	-135	0
	3	-531	-146	-308	-425	-117	-246
	4	-322	199	0	-258	159	0
	5	-614	-160	0	-491	-128	0
	6	-236	141	-84	-189	113	-67
	7	-255	-95	-330	-204	-76	-264
	8	-322	-108	-338	-258	-86	-270
	9	-359	159	0	-287	127	0
fáze 11	1	-797	-13	0	-638	-10	0
	2	-881	-194	-192	-705	-155	-154
	3	-281	318	143	-225	254	114
	4	-31	269	0	-25	215	0
	5	-154	-50	467	-123	-40	374
	6	145	89	0	116	71	0
	7	3	252	0	2	202	0
	8	-104	-37	-459	-83	-30	-367
fáze 12	1	-803	-14	0	-642	-11	0
	2	-860	-228	-233	-688	-182	-186
	3	-358	-265	112	-286	-212	90
	4	-757	-206	-107	-606	-165	-86
	5	-358	281	135	-286	225	108
	6	-12	106	62	-10	85	50
	7	-597	-203	-376	-478	-162	-301
	8	-616	-207	395	-493	-166	316
fáze 13	1	-809	-15	0	-647	-12	0
	2	-869	-217	-224	-695	-174	-179
	3	-351	-244	92	-281	-195	74
	4	-793	-228	411	-634	-182	329
	5	-351	213	115	-281	170	92
	6	-335	137	-4	-268	110	-3
	7	-119	-68	-3	-95	-54	-2
	8	-643	-225	-391	-514	-180	-313
fáze 14	1	-939	-40	0	-751	-32	0
	2	-979	-298	-165	-783	-238	-132
	3	-816	-298	464	-653	-238	371
	4	-552	142	0	-442	114	0
	5	-807	-293	-446	-646	-234	-357

Tabulka 7b: Kombinace vnitřních sil (fáze 9 - 14) - řez A

REZ B							
		síly působící na délku 1,0 m			síly působící na délku 0,8 m		
		N	M	V	N	M	V
		[kN]	[kN·m]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN]
fáze 2	1	-459	153	0	-367	122	0
	2	-561	-228	-360	-449	-182	-288
	3	-273	-221	600	-218	-177	480
	4	-257	242	0	-206	194	0
	5	-260	-228	-599	-208	-182	-479
	6	-462	166	0	-370	133	0
fáze 3	1	-505	159	0	-404	127	0
	2	-272	-239	649	-218	-191	519
	3	-255	275	0	-204	220	0
	4	-259	-275	-733	-207	-220	-586
	5	-695	-275	427	-556	-220	342
	6	-575	208	0	-460	166	0
fáze 4	1	-512	161	0	-410	129	0
	2	-273	-245	660	-218	-196	528
	3	-254	282	0	-203	226	0
	4	-251	-284	-762	-201	-227	-610
	5	-729	-284	437	-583	-227	350
	6	-608	216	0	-486	173	0
fáze 5	1	-547	-191	391	-438	-153	313
	2	-536	121	0	-429	97	0
	3	-426	244	0	-341	195	0
	4	-730	-300	-446	-584	-240	-357
	5	-290	-300	805	-232	-240	644
	6	-211	335	0	-169	268	0
	7	-238	-259	-731	-190	-207	-585
fáze 6	1	-963	-55	-36	-770	-44	-29
	2	-474	273	0	-379	218	0
	3	-676	193	0	-541	154	0
	4	-704	-221	432	-563	-177	346
	5	-301	-315	826	-241	-252	661
	6	-200	354	0	-160	283	0
fáze 7	1	-576	282	0	-461	226	0
	2	-689	-53	-41	-551	-42	-33
	3	-928	-127	550	-742	-102	440
	4	-1031	170	116	-825	136	93
	5	-929	-260	422	-743	-208	338
	6	-681	-260	-687	-545	-208	-550
	7	-350	205	0	-280	164	0
fáze 8	1	-571	288	0	-457	230	0
	2	-738	-132	544	-590	-106	435
	3	-878	-55	-41	-702	-44	-33
	4	-1056	217	0	-845	174	0
	5	-1064	147	152	-851	118	122
	6	-672	-246	-681	-538	-197	-545
	7	-694	167	0	-555	134	0
	8	-382	236	0	-306	189	0

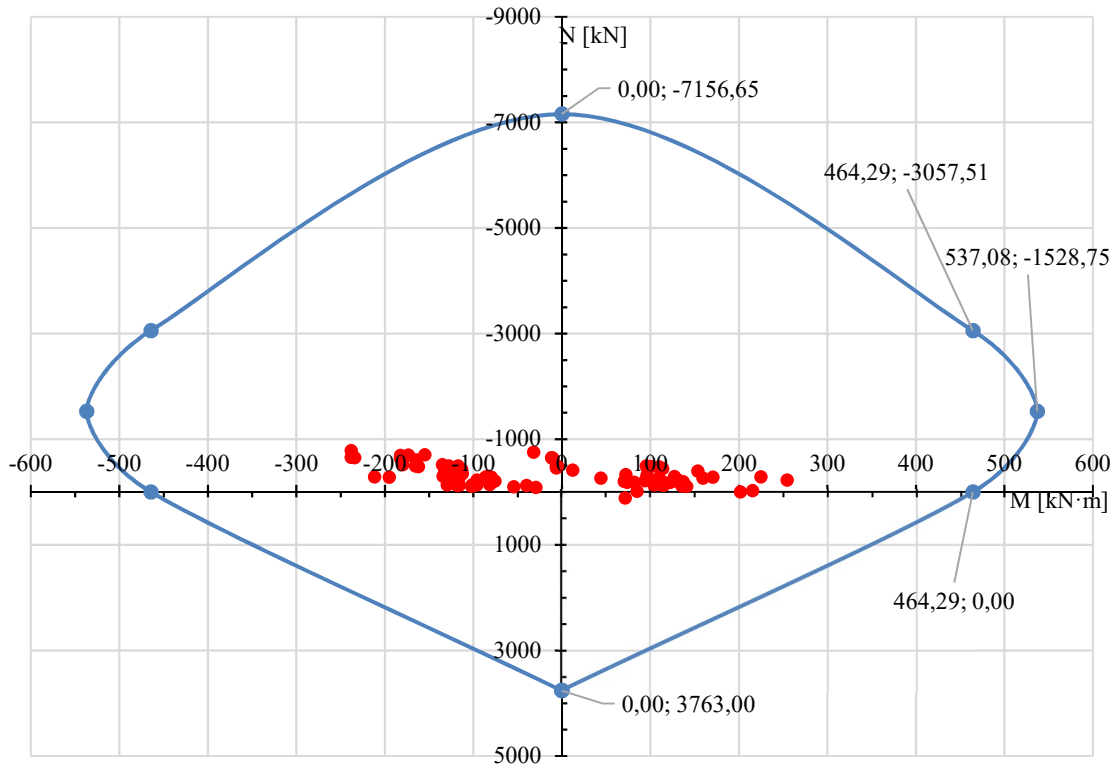
Tabulka 8a: Kombinace vnitřních sil (fáze 2 - 8) - řez B



		REZ B					
		síly působící na délku 1,0 m			síly působící na délku 0,8 m		
		N	M	V	N	M	V
		[kN]	[kN·m]	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN]
fáze 9	1	-526	286	0	-421	229	0
	2	-761	-41	17	-609	-33	14
	3	-979	0	-524	-783	0	-419
	4	-809	339	0	-647	271	0
	5	-825	0	550	-660	0	440
	6	-351	-199	-536	-281	-159	-429
	7	-471	274	0	-377	219	0
fáze 10	1	-728	-198	595	-582	-158	476
	2	-1126	-268	0	-901	-214	0
	3	-514	-26	-463	-411	-21	-370
	4	-499	339	0	-399	271	0
	5	-1047	-249	0	-838	-199	0
	6	-362	231	-53	-290	185	-42
	7	-414	-148	-588	-331	-118	-470
	8	-680	-191	-554	-544	-153	-443
	9	-776	257	0	-621	206	0
fáze 11	1	-1456	-10	0	-1165	-8	0
	2	-1631	-298	-287	-1305	-238	-230
	3	-390	259	164	-312	207	131
	4	-45	478	0	-36	382	0
	5	-355	-78	755	-284	-62	604
	6	123	120	0	98	96	0
	7	28	456	0	22	365	0
	8	-239	-61	-736	-191	-49	-589
	9	-1248	-423	763	-998	-338	610
fáze 12	1	-1450	-12	0	-1160	-10	0
	2	-1583	-375	-377	-1266	-300	-302
	3	-552	-438	147	-442	-350	118
	4	-1291	-385	-181	-1033	-308	-145
	5	-552	257	170	-442	206	136
	6	-110	311	0	-88	249	0
	7	-1016	-370	-674	-813	-296	-539
	8	-1059	-385	711	-847	-308	569
fáze 13	1	-1461	-12	0	-1169	-10	0
	2	-1597	-360	-366	-1278	-288	-293
	3	-547	-414	130	-438	-331	104
	4	-1091	-409	729	-873	-327	583
	5	-547	208	153	-438	166	122
	6	-559	313	-2	-447	250	-2
	7	-140	183	-41	-112	146	-33
	8	-1067	-393	-692	-854	-314	-554
fáze 14	1	-1701	-26	0	-1361	-21	0
	2	-1576	-504	-310	-1261	-403	-248
	3	-1353	-504	816	-1082	-403	653
	4	-837	210	0	-670	168	0
	5	-1320	-483	-780	-1056	-386	-624

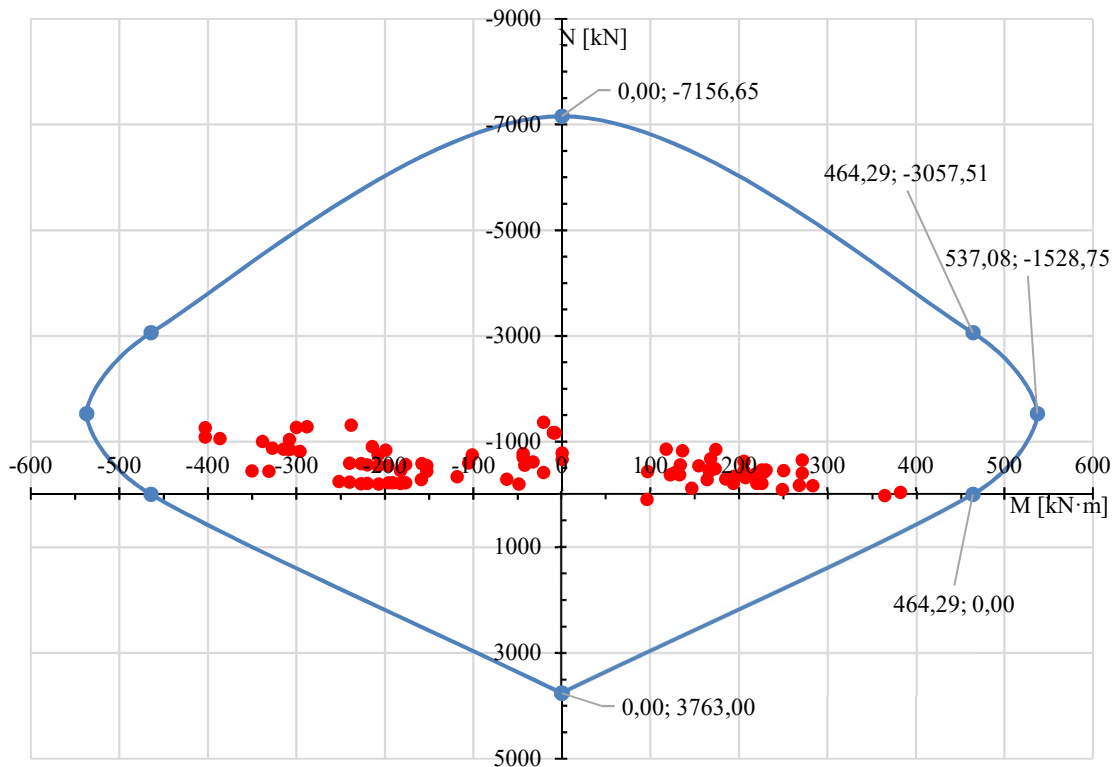
Tabulka 8b: Kombinace vnitřních sil (fáze 9 - 14) - řez B

### INTERAKČNÍ DIAGRAM - ŘEZ A



Obr. 63: Interakční diagram - řez A

### INTERAKČNÍ DIAGRAM - ŘEZ B



Obr. 64: Interakční diagram - řez B

### 6.8.5 Posouzení ostění na účinky posouvajících sil

Posouzení smykových napětí bylo provedeno podle postupu, který je popsán výše v kapitole 6.8.1, podle ČSN EN 1994-1-1 neboli Eurokód 4: Navrhování sprážených ocelobetonových konstrukcí podle postupu, který je popsán výše v kapitole 6.8.1.

#### • Smyková únosnost

Plastická smyková únosnost závisí na smykové ploše, která je dána jako

$$A_w = A_a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_w = 10600 - 2 \cdot 240 \cdot 17 + (10 + 2 \cdot 21) \cdot 10$$

$$A_w = 3324 \text{ mm}^2$$

Plastická smyková únosnost

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w \cdot (f_{yd} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3324 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0}$$

$$\underline{\underline{V_{pl,Rd} = 681,28 \text{ kN}}}$$

#### • Boulení stěny

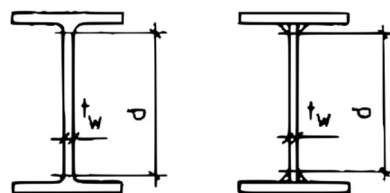
$$d/t_w = 164/10$$

$$d/t_w = 16,4$$

$$124 \cdot \varepsilon = 124 \cdot \sqrt{235/f_{yd}} = 124 \cdot \sqrt{235/355}$$

$$124 \cdot \varepsilon = 100,9$$

$$\underline{\underline{16,4 \leq 100,9}} \rightarrow \text{boulení nenastane}$$



Obr. 65: Definice výšky stěny  
(Zdroj: Jiří Studnička [21])

V případě namáhání průřezu (resp. stojiny) smykem, je nutno kvůli smyku **redukovat momentovou únosnost** v případě, že:  $V_{Ed} \geq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ , pak musí vyhovět podmínce.

$$\frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

kde  $\alpha_M$  0,9 pro oceli do třídy S355

$\mu_d$  hodnota pro příslušnou rovinu ohybu odečtená z grafu příslušné interakční čáry a platí, že  $\mu_d \leq 1,0$  (pro posuzovaný případ viz obr. 55 na str. 62)

Průkazný posudek primárního ostění na účinky posouvajících sil je uveden v následujících tabulkách 9a, 9b a 10a, 10b.

		ŘEZ A					
		N	M	V	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	$\mu_d$	
		[kN]	[kN·m]	[kN]	[-]	[-]	[-]
fáze 2	1	-182	74	0	0,00		
	2	-224	-96	-171	0,25		
	3	-133	-96	244	0,36	-	-
	4	-140	104	0	0,00		
	5	-133	-102	-245	0,36		
	6	-182	82	0	0,00		
fáze 3	1	-201	70	0	0,00		
	2	-124	-101	258	0,38		
	3	-128	114	0	0,00	-	-
	4	-124	-116	-286	0,42		
	5	-275	-116	190	0,28		
	6	-212	94	0	0,00		
fáze 4	1	-202	71	0	0,00		
	2	-122	-101	261	0,38		
	3	-126	115	0	0,00	-	-
	4	-118	-118	-294	0,43		
	5	-286	-118	191	0,28		
	6	-223	97	0	0,00		
fáze 5	1	-256	-82	153	0,22		
	2	-258	44	0	0,00		
	3	-172	115	0	0,00	-	-
	4	-294	-130	-209	0,31		
	5	-130	-130	334	0,49		
	6	-114	135	0	0,00		
	7	-109	-102	-290	0,43		
fáze 6	1	-498	-6	-3	0,00		
	2	-183	122	0	0,00	-	-
	3	-314	96	0	0,00		
	4	-343	-113	218	0,32		
	5	-296	-134	342	0,50	1,00	0,29
	6	-102	141	0	0,00	-	-
fáze 7	1	-212	129	0	0,00		
	2	-480	-5	-6	0,01		
	3	-275	-80	252	0,37	-	-
	4	-474	110	0	0,00		
	5	-438	-133	209	0,31		
	6	-330	-133	-318	0,47		
	7	-133	104	0	0,00		
fáze 8	1	-214	131	0	0,00		
	2	-294	-84	250	0,37		
	3	-456	-6	-6	0,01	-	-
	4	-479	101	0	0,00		
	5	-488	95	44	0,06		
	6	-323	-126	-308	0,45		
	7	-328	72	0	0,00		
	8	-140	112	0	0,00		

Tabulka 9a: Posouzení na účinky posouvajících sil + redukce ohybové únosnosti (fáze 2 - 8) - řez A

ŘEZ A							
	N	M	V	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	$\mu_d$	$M_{Ed}/(\mu_d \cdot M_{pl,Rd})$	
	[kN]	[kN·m]	[kN]	[-]	[-]	[-]	
fáze 9	1	-194	137	0	0,00		
	2	-410	12	30	0,04		
	3	-491	-118	-293	0,43		
	4	-395	154	0	0,00	-	-
	5	-430	-114	306	0,45		
	6	-140	-82	-249	0,37		
	7	-178	133	0	0,00		
fáze 10	1	-277	-86	278	0,41		
	2	-517	-135	0	0,00		
	3	-425	-117	-246	0,36		
	4	-258	159	0	0,00		
	5	-491	-128	0	0,00	-	-
	6	-189	113	-67	0,10		
	7	-204	-76	-264	0,39		
	8	-258	-86	-270	0,40		
	9	-287	127	0	0,00		
fáze 11	1	-638	-10	0	0,00		
	2	-705	-155	-154	0,23		
	3	-225	254	114	0,17	-	-
	4	-25	215	0	0,00		
	5	-123	-40	374	0,55	1,00	0,09
	6	116	71	0	0,00		
	7	2	202	0	0,00	-	-
	8	-83	-30	-367	0,54	1,00	0,06
fáze 12	1	-642	-11	0	0,00		
	2	-688	-182	-186	0,27		
	3	-286	-212	90	0,13		
	4	-606	-165	-86	0,13		
	5	-286	225	108	0,16	-	-
	6	-10	85	50	0,07		
	7	-478	-162	-301	0,44		
	8	-493	-166	316	0,46		
fáze 13	1	-647	-12	0	0,00		
	2	-695	-174	-179	0,26		
	3	-281	-195	74	0,11		
	4	-634	-182	329	0,48		
	5	-281	170	92	0,14	-	-
	6	-268	110	-3	0,00		
	7	-95	-54	-2	0,00		
	8	-514	-180	-313	0,46		
fáze 14	1	-751	-32	0	0,00	-	-
	2	-783	-238	-132	0,19		
	3	-653	-238	371	0,54	1,00	0,51
	4	-442	114	0	0,00	-	-
	5	-646	-234	-357	0,52	1,00	0,50

Tabulka 9b: Posouzení na účinky posouvajících sil + redukce ohybové únosnosti (fáze 9 - 14) - řez A



		ŘEZ B						
		N	M	V	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	$\mu_d$	$M_{Ed}/(\mu_d \cdot M_{pl,Rd})$	
		[kN]	[kN·m]	[kN]	[-]	[-]	[-]	
fáze 2	1	-367	122	0	0,00			
	2	-449	-182	-288	0,42			
	3	-218	-177	480	0,70	-	-	✓
	4	-206	194	0	0,00			
	5	-208	-182	-479	<b>0,70</b>	1,00	0,39	✓
	6	-370	133	0	0,00	-	-	✓
fáze 3	1	-404	127	0	0,00	-	-	✓
	2	-218	-191	519	<b>0,76</b>	1,00	0,41	✓
	3	-204	220	0	0,00	-	-	✓
	4	-207	-220	-586	<b>0,86</b>	1,00	0,47	✓
	5	-556	-220	342	<b>0,50</b>	1,00	0,47	✓
	6	-460	166	0	0,00	-	-	✓
fáze 4	1	-410	129	0	0,00	-	-	✓
	2	-218	-196	528	<b>0,78</b>	1,00	0,42	✓
	3	-203	226	0	0,00	-	-	✓
	4	-201	-227	-610	<b>0,89</b>	1,00	0,49	✓
	5	-583	-227	350	<b>0,51</b>	1,00	0,49	✓
	6	-486	173	0	0,00	-	-	✓
fáze 5	1	-438	-153	313	0,46			
	2	-429	97	0	0,00		-	✓
	3	-341	195	0	0,00			
	4	-584	-240	-357	<b>0,52</b>	1,00	0,52	✓
	5	-232	-240	644	<b>0,95</b>	1,00	0,52	✓
	6	-169	268	0	0,00	-	-	✓
	7	-190	-207	-585	<b>0,86</b>	1,00	0,45	✓
fáze 6	1	-770	-44	-29	0,04			
	2	-379	218	0	0,00	-	-	✓
	3	-541	154	0	0,00			
	4	-563	-177	346	<b>0,51</b>	1,00	0,38	✓
	5	-241	-252	661	<b>0,97</b>	1,00	0,54	✓
	6	-160	283	0	0,00	-	-	✓
fáze 7	1	-461	226	0	0,00	-	-	✓
	2	-551	-42	-33	0,05			✓
	3	-742	-102	440	<b>0,65</b>	1,00	0,22	✓
	4	-825	136	93	0,14	-	-	✓
	5	-743	-208	338	<b>0,50</b>	1,00	0,45	✓
	6	-545	-208	-550	<b>0,81</b>	1,00	0,45	✓
	7	-280	164	0	0,00	-	-	✓
fáze 8	1	-457	230	0	0,00	-	-	✓
	2	-590	-106	435	<b>0,64</b>	1,00	0,23	✓
	3	-702	-44	-33	0,05			
	4	-845	174	0	0,00	-	-	✓
	5	-851	118	122	0,18			
	6	-538	-197	-545	<b>0,80</b>	1,00	0,42	✓
	7	-555	134	0	0,00	-	-	
	8	-306	189	0	0,00	-	-	✓

Tabulka 10a: Posouzení na účinky posouvajících sil + redukce ohybové únosnosti (fáze 2 - 8) - řez B

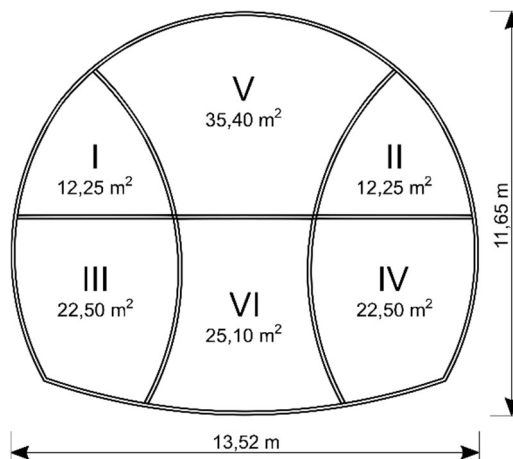
ŘEZ B								
		N	M	V	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	$\mu_d$	$M_{Ed}/(\mu_d \cdot M_{pl,Rd})$	
		[kN]	[kN·m]	[kN]	[-]	[-]	[-]	
fáze 9	1	-421	229	0	0,00	-	-	✓
	2	-609	-33	14	0,02	-	-	✓
	3	-783	0	-419	<b>0,62</b>	1,00	0,00	✓
	4	-647	271	0	0,00	-	-	✓
	5	-660	0	440	<b>0,65</b>	1,00	0,00	✓
	6	-281	-159	-429	<b>0,63</b>	1,00	0,34	✓
	7	-377	219	0	0,00	-	-	✓
fáze 10	1	-582	-158	476	<b>0,70</b>	1,00	0,34	✓
	2	-901	-214	0	0,00	-	-	✓
	3	-411	-21	-370	<b>0,54</b>	1,00	0,04	✓
	4	-399	271	0	0,00	-	-	✓
	5	-838	-199	0	0,00	-	-	✓
	6	-290	185	-42	0,06	-	-	✓
	7	-331	-118	-470	<b>0,69</b>	1,00	0,26	✓
	8	-544	-153	-443	<b>0,65</b>	1,00	0,33	✓
	9	-621	206	0	0,00	-	-	✓
fáze 11	1	-1165	-8	0	0,00	-	-	✓
	2	-1305	-238	-230	0,34	-	-	✓
	3	-312	207	131	0,19	-	-	✓
	4	-36	382	0	0,00	-	-	✓
	5	-284	-62	604	<b>0,89</b>	1,00	0,13	✓
	6	98	96	0	0,00	-	-	✓
	7	22	365	0	0,00	-	-	✓
	8	-191	-49	-589	<b>0,86</b>	1,00	0,11	✓
	9	-998	-338	610	<b>0,90</b>	1,00	0,73	✓
fáze 12	1	-1160	-10	0	0,00	-	-	✓
	2	-1266	-300	-302	0,44	-	-	✓
	3	-442	-350	118	0,17	-	-	✓
	4	-1033	-308	-145	0,21	-	-	✓
	5	-442	206	136	0,20	-	-	✓
	6	-88	249	0	0,00	-	-	✓
	7	-813	-296	-539	<b>0,79</b>	1,00	0,64	✓
	8	-847	-308	569	<b>0,83</b>	1,00	0,66	✓
fáze 13	1	-1169	-10	0	0,00	-	-	✓
	2	-1278	-288	-293	0,43	-	-	✓
	3	-438	-331	104	0,15	-	-	✓
	4	-873	-327	583	<b>0,86</b>	1,00	0,70	✓
	5	-438	166	122	0,18	-	-	✓
	6	-447	250	-2	0,00	-	-	✓
	7	-112	146	-33	0,05	-	-	✓
	8	-854	-314	-554	<b>0,81</b>	1,00	0,68	✓
fáze 14	1	-1361	-21	0	0,00	-	-	✓
	2	-1261	-403	-248	0,36	-	-	✓
	3	-1082	-403	653	<b>0,96</b>	1,00	0,87	✓
	4	-670	168	0	0,00	-	-	✓
	5	-1056	-386	-624	<b>0,92</b>	1,00	0,83	✓

Tabulka 10b11: Posouzení na účinky posouvajících sil + redukce ohybové únosnosti (fáze 9 - 14) - řez B

## 7 TECHNOLOGIE VÝSTAVBY PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ

### 7.1 Přehled základních údajů

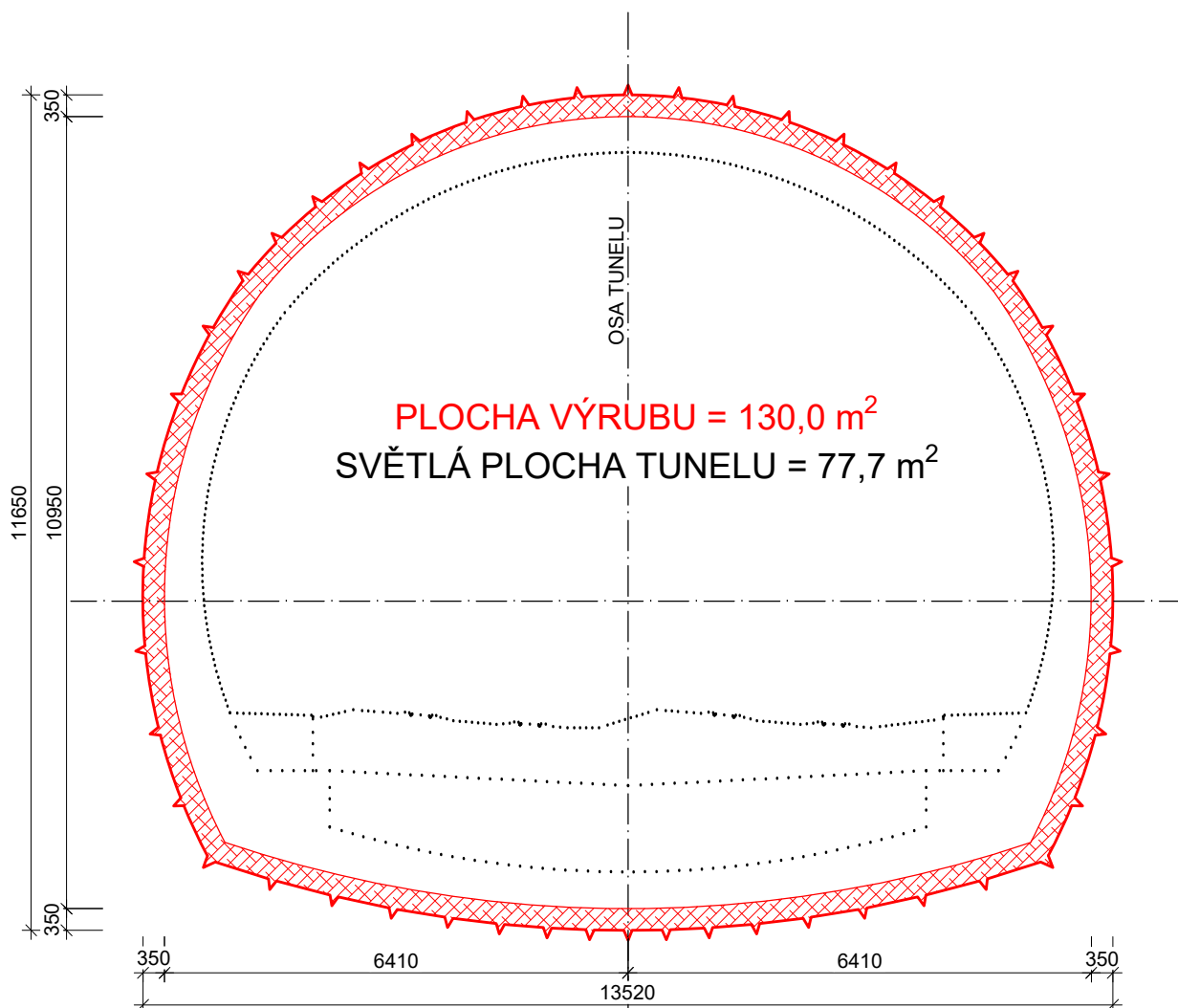
Projektovaný Dřevnovický tunel je navržen jako dvoukolejný železniční o celkové délce 390 m. Po směru staničení bude prvních 50 m tunelu provedeno hloubením, metodou Cut & Cover, jeho středový a nejdelší úsek dlouhý 310 m bude vyražen NRTM. Na navazující a zároveň poslední část o délce 30 metrů, byla navržena aplikace metody Cut & Cover. Celý Dřevnovický tunel se nachází v oblouku o poloměru  $R = 2\,063$  m. Tunel



Obr. 66: Příčný profil výrubu se základními rozměry a plochami dílčích výrubů

v celé své délce klesá v neměnném sklonu 3,66 ‰. Na základě vrtného průzkumu a laboratorních zkoušek bylo v prostoru Dřevnovického tunelu zjištěno složité geologické podloží překonsolidovaných miocénních jíílů tuhé až pevné konzistence s výskytem statických zásob vody v podobě nepravidelně se vyskytujících zvodnělých čoček písku. Proto bude při ražbě příčný profil výrubu tunelu s protiklenbou o celkové ploše 130 m<sup>2</sup> výšce 11,65 m a max. šířce 13,52 m, horizontálně i vertikálně rozčleněn na 6 dílčích čeleb. **Raženo bude dohorně** a tak bude ražba probíhat pouze od Dřevnovického (severního) portálu, s gravitačním odvodněním. **Délka jednoho záběru bude 0,8 m.** Primární ostění bude zhotovováno technologií stříkaného betonu nanášeného mokrou cestou s výztužnými prvky z betonářských ocelových sítí a výztužnými oblouky z válcovaných ocelových profilů. Primární ostění bude prováděno postupně ve fázích odpovídajících horizontálnímu a vertikálnímu členění výrubu. Základní rozměry ostění vzorového příčného řezu primárního ostění jsou znázorněny na obrázku 66 a na následující straně na výkrese č.6.

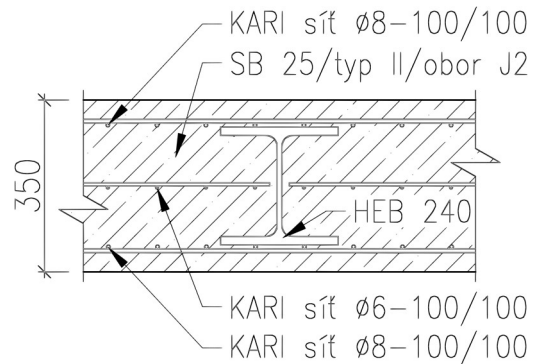
## Vzorový příčný řez - primární ostění M1:100



	<b>VYSOKÉ UČENÍ FAKULTA TECHNICKÉ STAVEBNÍ V BRNĚ</b>			<h1>DIPLOMOVÁ PRÁCE</h1>	
	<b>NÁZEV DIPLOMOVÉ PRÁCE</b>		DŘEVNOVICKÝ TUNEL NA ŽELEZNIČNÍ TRATI BRNO - PŘEROV		
<b>NÁZEV PŘÍLOHY</b>		VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ - PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ			
<b>VYPRACOVAL</b>		JIŘÍ BASTL	<b>ŠKOLNÍ ROK</b>	2018/2019	
<b>VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE</b>		doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.	<b>MĚŘÍTKO</b>	1:100	
<b>PRACoviŠTĚ</b>		ÚSTAV GEOTECHNIKY	<b>ČÍSLO VÝKRESU</b>	6	

## 7.2 Skladba primárního ostění

- Stříkaný beton tl. 40 mm, SB 25 / typ II / obor J2 – „podstřík“ a vyrovnávací vrstva
- KARI síť  $\varnothing 8 - 100/100$
- Ocelový profil HEB 240
- KARI síť  $\varnothing 6 - 100/100$  - konstrukční
- KARI síť  $\varnothing 8 - 100/100$
- Stříkaný beton SB 25 / typ II / obor J2
- Celková tloušťka ostění 350 mm



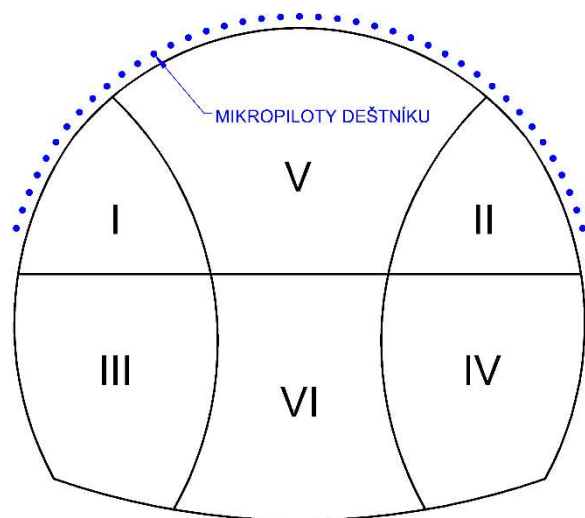
Obr. 67: Schéma konstrukce ostění

## 7.3 Dočasné portály

Před započítím výkopových prací pro hloubené úseky tunelu budou v místě začátku a konce ražené části tunelu – tzn. ve staničení km 58,066 a km 58,376, vybudovány monolitické podzemní stěny tl. 0,8 m, které budou později sloužit jako provizorní portály pro ražený úsek.

## 7.4 Startovací ochranné MKP deštníky

Před zahájením ražby ze stavební jámy bude přes podzemní stěnu provizorního Dřevnovického portálu realizován jednovrstvý MKP deštník z mikropilot, který lemují horní klenbu výrubu. Středky vrtů jednotlivých mikropilot tvořících deštník, budou provedeny v rozstupech 450 mm. Délka deštníku bude 20 m. Stejným způsobem bude před prorážkou tunelu proveden startovací MKP deštník i na straně Chvalkovického provizorního portálu. Celkový počet provedených mikropilot tak bude 82 ks.



Obr. 68: Schéma ochranného MKP deštníku



## 7.5 Rozpojování, nakládání a odvoz rubaniny

Jílový masív bude rozpojován tunelbagram ITC s vynášecím dopravníkem se lžící, v případě potřeby s impaktorem nebo příčnou frézou. Tento sofistikovaný stroj rozpojenou horninu na čelbě hrne ihned na vestavěný vynášecí dopravník, a tak může být rovnou realizována i nakládka a následný odvoz nově odtěžené horniny na nízkoprofilové výklopné důlní vozy nebo na dempř, případně kolejové vozíky (hunty). V případě že nebude možné provést nakládku pomocí vynášecího dopravníku, bude rubanina nakládána vhodným nakladačem.

## 7.6 Aplikace stříkaného betonu

Stříkaný beton lze aplikovat suchým nebo mokrým způsobem. Při **suchém způsobu** stříkání se betonová směs dopravuje stlačeným vzduchem (provzdušněným proudem) hadicí od stříkacího stroje k trysce, kde se mísí s vodou a nanáší se na podkladní plochu stříkáním. U technologie nástřiku **mokrou cestou** se používají směsi připravené v betonárně. Betonová směs pro nástřik je připravena stejným způsobem jako běžný monolitický beton. Konzistence může být upravována pomocí přísad. Proto je při nástřiku mokrou cestou jednodušší udržovat rovnoměrnou kvalitu. Připravená směs je z domíchávače lita do čerpadla a tlakem dopravována hadicí k trysce [22].

**Stříkaný beton na stavbě Dřevnovického tunelu bude nanášen mokrou cestou** z důvodu zajištění stálé a rovnoměrné kvality betonu, nižšího spadu, a především výrazně nižší prašnosti a bezpečnosti pro obsluhu. Stříkaný beton navržený na stavbě tunelu nese označení **SB 25 / typ II/ obor J2**. SB 25 značí, že vlastnosti betonu odpovídají standardnímu označení monolitického betonu C20/25, typ II označuje, že se jedná o konstrukční beton s nosnou funkcí a obor J2 nás informuje o nárůstu pevnosti betonu. Nárůst pevnosti v oboru J2 se používá, pokud má být beton nanášen co nejrychleji v silných vrstvách (i nad hlavou), při přítocích podzemní vody, při následném působení navazujících pracovních kroků a při jeho rychlém nárůstu zatížení horninovým tlakem nebo při působení přetížení.

Před započítáním nástřiku bude potřeba vždy odstranit uvolněné a nekvalitní části horniny. Větší průsaky je potřeba odvést pomocí drenážních kanálků, hadic nebo nopových fólií nebo lze průsaky utěsnit. Větší výskyt těchto problémů v prostředí miocénních jílu se však neočekává.

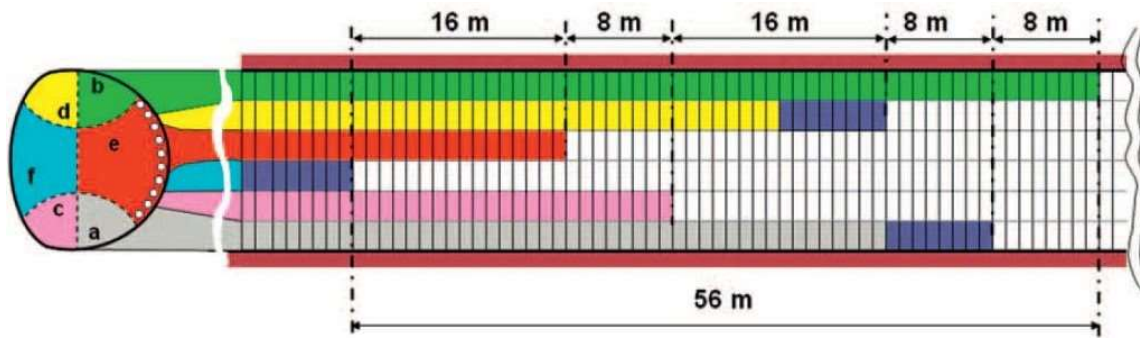
Nanášení je třeba provádět pomocí manipulátoru po vrstvách rovnoměrnými (rotačními) pohyby trysky, aniž by se přerušovala spojitost nanášení stříkaného betonu. Při velkých tloušťkách stříkaného betonu (cca nad 150 mm) je nutno nanášet dvě nebo více vrstev, aby se zabránilo odpadávání čerstvého betonu vlastní hmotností. To platí zejména při nástřiku na klenbách a převislých plochách. Nástřik je nutné provádět odspodu nahoru, aby se vyloučilo zastříkávání napadaného spadu. Výztuž a zabudovávané ocelové prvky musí být dostatečně upevněny tak, aby při nástřiku nedocházelo k jejich kmitání. Při provádění výztuže ve dvou a více vrstvách (vnější a vnitřní výztužná síť), se druhá vrstva výztuže smí osadit teprve tehdy, když je první vrstva zastříkána [22].

## 7.7 Postup ražby a výstavby primárního ostění

Jede o ražbu tunelu NRTM s rozčleněním celého příčného profilu na 6 dílčích čelb, kde každý dílčí příčný profil tvoří samostatnou jednotku která spolupůsobí s ostatními a dohromady tvoří požadovanou konstrukci ostění odolnou proti tlaku horniny. Ražba bude probíhat cyklicky na jednotlivých čelbách v kroku vždy po 0,8 m.

Jílový masív bude rozpojován tunelovacími stroji – bagr ITC se lžící, v případě potřeby s impaktorem nebo příčnou frézou, odtěží vždy 0,8 metrů jílového masivu, při čemž takto nově vzniklá čelba bude vždy ležet maximálně 0,3 metrů od nejbližší hrany pásnice nového výztužného rámu (tzn. 1,1 m od nejbližší hrany pásnice výztužného rámu z předchozího záběru). Nově vzniklá čelba bude vždy zajištěna stříkaným betonem.

Vzhledem k tomu, že ražba tunelu metodou děleného výrubu klade mimořádné nároky na organizaci práce a pracovní postupy, není možné razit všech šest dílčích výrubů současně. V jeden okamžik tak budou aktivní vždy tři čelby – postup 8 m na čelbách (viz obr. 69). Ražba bude probíhat na jedné horní štole a k tomu do kříže na dolní štole a jednom z výrubů jádra. [23]



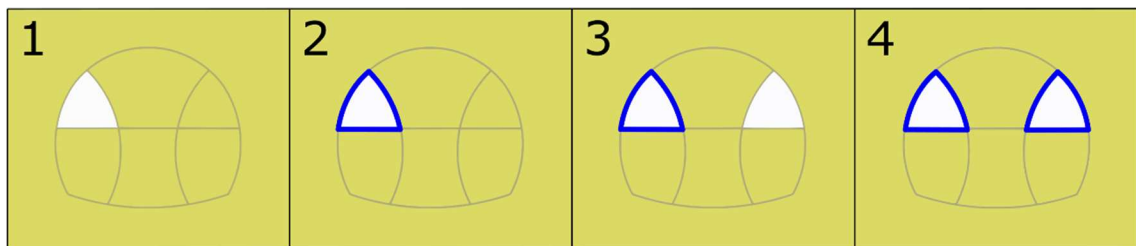
Obr. 69: Půdorys s doporučenými rozestupy čeleb  
(Zdroj: Vladislav F. Horák et al., Královopolský tunel Brno [23])

Důležitou roli při ražbě Dřevnovického tunelu budou plnit vodorovné části dočasného ostění horních štol, ty budou ve fázi výstavby 2 – 4 odolávat horninovým tlakům v počvách dílčích výrubů horních štol a v následujících fázích výstavby budou plnit **funkci rozpěry a provizorní pracovní podlahy** pro pojezd stavebních strojů a pohyb pracovníků. V 10. a 11. fázi výstavby dojde k propojení těchto provizorních pracovních podlah tím, že mezi počvy horních štol bude vybudována další vodorovná část ostění. Celá provizorní pracovní podlaha bude působit zároveň jako rozpěra do té doby, dokud v počvě tunelu nedojde k úplnému uzavření primárního ostění.

Kvůli zakřivení protiklenby, bude pracovní plošina pro pojezd mechanismů v dolních štolách a v kalotě tvořena násypem šterku nebo kvalitního recyklátu.

Případné technologické i neúmyslné nadvýlomy bude nutné vyplnit stříkaným betonem, aby bylo zajištěno kvalitní uložení výztužných profilů HEB.

#### 7.7.1 Horní štoly - 1. – 4. fáze výstavby



Obr. 70: 1. - 4. fáze výstavby

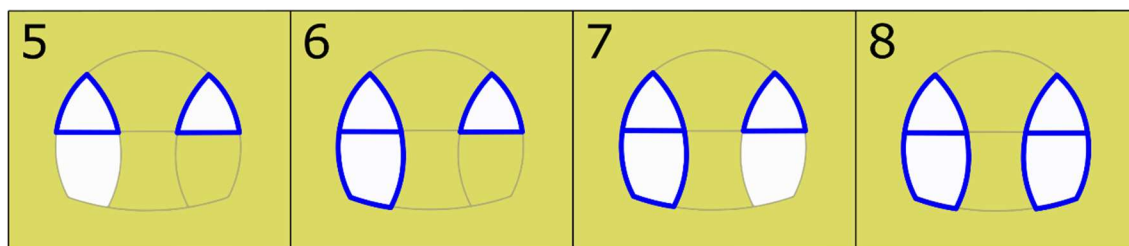
Krok ražby je 0,8 m.

Obnažené plochy výrubu se uzavřou stříkaným betonem tloušťky 40 mm. Tloušťka vrstvy stříkaného betonu na čelbě bude vždy závislá od geologie. Poté budou na tento „podstřík“ osazeny výztužné KARI sítě Ø8 – 100/100, které se přesahem napojí na síť z předcházejícího kroku. Následovat bude osazení ocelového výztužného rámu

z ocelových profilů HEB 240. Rám se skládá ze tří dílů (vnitřní, vnější, počva). Ocelové rámy budou osazovány svisle po 0,8 m, kolmo k ose tunelu. Po urovnání jednotlivých dílců ocelového rámu, k sobě budou tyto dílce, opatřené patními deskami s příslušnými otvory, přišroubovány. Po zajištění polohy rámu, se nanese vrstva stříkaného betonu do tloušťky 175 mm (tj. do poloviny výšky stojiny HEB 240) a osadí se konstrukční výztuž z KARI sítě  $\text{Ø}6 - 100/100$ . Následovat bude opět vrstva stříkaného betonu, a to do tloušťky 290 mm – tzn. po hranu vnitřní pásnice rámu. Poté budou opět osazeny výztužné KARI sítě  $\text{Ø}8 - 100/100$ . Doplnění ostění stříkaným betonem na konečnou tloušťku 350 mm bude provedeno v dalším záběru, společně při provádění nástřiku nově obnažené plochy výrubu stříkaným betonem.

Odtěžený materiál výrubový bagr odnímá a přemísťuje ho na čelbu spodní štoly, odkud je rubanina odklizená nakladačem, případně naložena na výklopný vůz nebo dempr.

#### 7.7.2 Dolní štoly - 5. – 8. fáze výstavby



Obr. 71: 5. - 8. fáze výstavby

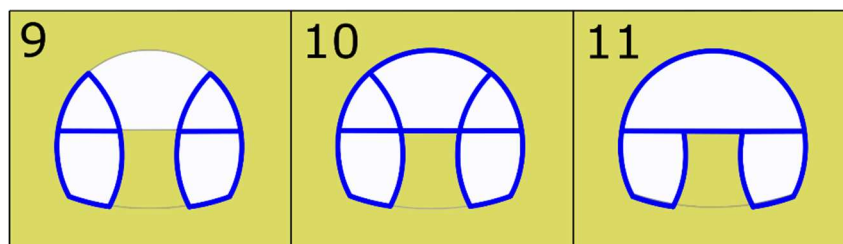
Krok ražby je 0,8 m a z počvy horní štoly se stává pracovní podlaha.

Počva horní štoly v této fázi přejímá funkci rozpěry a provizorní pracovní podlahy. Boční plochy výrubu se uzavřou stříkaným betonem tloušťky 40 mm. Tloušťka vrstvy stříkaného betonu na čelbě bude vždy závislá od geologie. Poté budou na tento „podstřík“ osazeny výztužné KARI sítě  $\text{Ø}8 - 100/100$ , které se přesahem napojí na síť z předcházejícího kroku. Ocelový výztužný rám, který se opět skládá ze tří dílů (vnitřní, vnější, počva), se osadí podobným způsobem jako v horních štolách s tím rozdílem, že vnitřní a vnější díl budou přišroubovány na odpovídající vnitřní a vnější díl horní štoly. Po zajištění polohy rámu, se nanese vrstva stříkaného betonu do tloušťky 175 mm (tj. do poloviny výšky stojiny HEB 240) a osadí se konstrukční výztuž z KARI sítě  $\text{Ø}6 - 100/100$ . Následovat bude opět vrstva stříkaného betonu, a to do tloušťky 290 mm – tzn. po hranu vnitřní pásnice rámu. Poté budou opět osazeny výztužné KARI sítě  $\text{Ø}8 -$

100/100. Doplnění ostění stříkaným betonem na konečnou tloušťku 350 mm bude provedeno v dalším záběru, společně při provádění nástřiku („podstříku“) nově obnažené plochy výrubu stříkaným betonem.

Pracovní plošina pro pojezd mechanismu v dolní štolě je tvořena násypem šterku nebo kvalitním recyklátem.

### 7.7.3 Kalota - 9. – 11. fáze výstavby



Obr. 72: 9. - 11. fáze výstavby

Krok ražby je 0,8 m. Před započítím ražby kalotové části musí být provedeny ochranné startovací mikropilotové deštníky z provizorního Dřevnovického portálu. Před prorážkou musí být v plném rozsahu provedeny MKP deštníky také z provizorního Chvalkovického portálu.

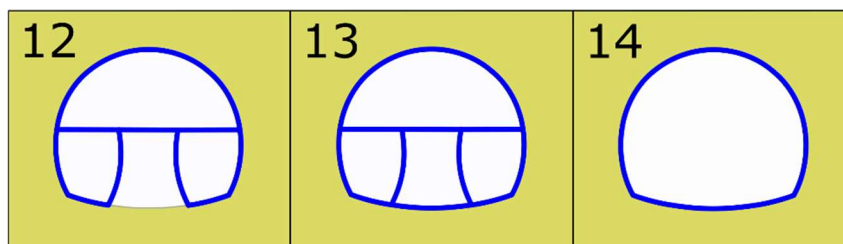
Vzhledem k co možná nejrychlejšímu provedení této nejkomplicovanější části výstavby ostění, je doporučeno výrub kaloty horizontálně rozdělit na dvě části. Nejprve dojde k odtěžení části kaloty o výšce 3,0 m od nejvyššího místa příčného profilu výrubu tunelu. V této fázi budou obnaženy spojované části výztužných ocelových oblouků HEB ve vrcholcích horních štol. Výrub se zajistí proti odpadávaní horniny vrstvou stříkaného betonu tloušťky 40 mm a osadí se výztužná KARI síť Ø8 – 100/100 s přesahem na předchozí síť. Ocelový výztužný rám se bude skládat ze tří dílů (levý oblouk, pravý oblouk, rozpěra). Instalace HEB výztužného rámu započne osazením jednoho z oblouků na přípojnou desku vnějšího HEB horní štol, šroubový spoj se dotáhne pouze zlehka a obloukový HEB prvek se dočasně podepře. Stejným způsobem se osadí i druhý HEB oblouk. V případě potřeby se mezi přípojnými deskami spojovaných HEBek vloží podložky stejného tvaru jako přípojných desky a všechny spoje se dotáhnou. Po zajištění polohy celého oblouku bude následovat odtěžení spodní části kaloty a zajištění čelby stříkaným betonem. Spodní díl kaloty – **rozpěra/pracovní podlaha**, nemusí být osazován na podkladní vrstvu ze stříkaného betonu a výztužná KARI síť, může být osazen přímo na horninu. Po zajištění polohy rámu se nanese vrstva stříkaného betonu do tloušťky 175 mm



(tj. do poloviny výšky stojiny HEB 240) a osadí se konstrukční výztuž z KARI sítě  $\text{Ø}6 - 100/100$ . Následovat bude opět vrstva stříkaného betonu, a to do tloušťky 290 mm – tzn. po hranu vnitřní pásnice rámu. Poté očištěním a uvolněním spoje dojde k odbourání vnitřních stěn horních štol v profilu kaloty. Nakonec se na nové části ostění nainstaluje lícová vrstva KARI sítě  $\text{Ø}8 - 100/100$ . Ostění bude na konečnou tloušťku doplněno v dalším záběru v kalotě, společně při provádění nástřiku nově obnažené plochy výrubu stříkaným betonem. Bude potřeba brát zřetel na to, aby nově nanesená lícová vrstva stříkaného betonu plynule navazovala na povrchy provedené v první etapě výstavby při ražbě horních štol. KARI sítě a stříkaným betonem, musí být ostění řádně vyplněno na konečnou tloušťku 350 mm, i v místech která vzniknou po demontáži vnitřních stěn horních štol.

Detail styčnicku vnitřního ostění bude nutné vyřešit tak, aby bylo možné ocelový prvek HEB po jeho demontáži znovu použít (tj. HEB vnitřní stěny horních štol).

#### 7.7.4 Počva - 12. – 14. fáze výstavby



Obr. 73: 12. - 14. fáze výstavby

Při postupném odtěžování jádra bude docházet ke snižování sklonu přístupové rampy. Při provádění primárního ostění klenby dojde k posunutí rampy směrem kupředu. Hornina v kalotě bude odtěžena na požadovaný profil. Provede se „podstřík“ vrstvou stříkaného betonu tloušťky 40 mm a osadí se výztužná KARI sít  $\text{Ø}8 - 100/100$  s přesahem na předchozí sítě. K následnému osazení jediného výztužného dílce HEB, se obdobně jako v kalotě, použijí podložky stejného tvaru jako přípojné desky. Potom bude postupně, po vrstvách nanesená vrstva stříkaného betonu do tloušťky 175 mm (tj. do poloviny výšky stojiny HEB 240) a osadí se konstrukční výztuž z KARI sítě  $\text{Ø}6 - 100/100$ . Následovat bude opět vrstva stříkaného betonu, a to do tloušťky 290 mm – tzn. po hranu vnitřní pásnice rámu. Osazení druhé (lícové) vrstvy výztužné KARI sítě  $\text{Ø}8 - 100/100$  a doplnění ostění stříkaným betonem na konečnou tloušťku 350 mm bude provedeno až po demontáži vodorovných rozpěr a vnitřních částí dolních štol. Bude potřeba brát zřetel na to, aby nově nanesená lícová vrstva stříkaného betonu plynule navazovala na povrchy

provedené v druhé etapě výstavby při ražbě dolních štol. KARI sítí a stříkaným betonem, musí být ostění řádně vyplněno na konečnou tloušťku 350 mm, i v místech která vzniknou po vybourání rozpěr a vnitřních stěn dolních štol.

Detail styčnicku vnitřního ostění bude nutné vyřešit tak, aby bylo možné ocelový prvek HEB po jeho demontáži znovu použít (tj. HEB vnitřní stěny dolních štol a rozpěry).

Pracovní plošina pro pojezd mechanismu v dolní štole je tvořena násypem šterku nebo kvalitním recyklátem.

## 7.8 Odvodnění

Protože je ražba v celé délce dovrchní, bude během výstavby odvodnění tunelové trouby realizováno pomocí stavební drenáže pod počvou tunelu. Podzemní voda bude sváděna do nejnižšího místa, odkud bude čerpána do jímek a dále přes čistící stanici odváděna buď do veřejné kanalizace nebo Chvalkovického potoka.

## 7.9 Stavební větrání

Znečištění ovzduší v podzemí při ražbě tunelů je způsobeno zejména spalovacími motory strojů, prachem způsobeným manipulací s rubaninou, prachem způsobeným aplikací stříkaného betonu (především suchou cestou), zplodinami z trhacích prací nebo unikáním plynu z horninového masívu. Kyslíkový deficit je při ražbě tunelů je způsoben dýcháním osob, oxidací (dřeva, uhlí, ...) a spalovacími motory.

Obsah kyslíku ( $O_2$ ) by nikdy neměl klesnout pod 20% celkového objemu podzemního díla. Stavební větrání se tak proto stává nezbytnou výbavou při ražbě tunelů.

Větrání při stavbě tunelu zajistí vyhovující pracovní teplotu, a především přívod čerstvého vzduchu potřebného ke zředění koncentrace znečišťujících látek produkovaných stroji používaných během výstavby.

Během výstavby lze použít **sací systém** větrání, který je nepoužívanější a nasává znečištěný „zkažený“ vzduch a přivádí tak vzduch čerstvý. **Foukací systém** větrání přivádí na čelbu čerstvý vzduch a z tunelového tubusu tak vyfukuje vzduch znečištěný. Kombinací dvou předchozích lze získat nejúčinnější způsob větrání tunelu – **kombinovaný systém**.

Podle současných kritérií se jako nejúčinnější jeví (na)foukací systém větrání.

## 7.10 Geotechnický monitoring (GTM)

Monitoring je nedílnou součástí výstavby každého podzemního díla. Podmiňuje jeho bezpečnou a zároveň ekonomickou ražbu. Umožňuje výstavbu s použitím prvků observační metody. Slouží pro návrh opatření k zajišťování stability výrubu, dosažení přípustných deformací, ostění, výrubu i nadloží. Prvotním výstupem monitoringu je ověření skutečného chování systému ostění tunelu – hornina a chování horninového masívu v okolí výrubu ovlivněného ražbou. Z výsledků tak lze odvodit odlišnosti geotechnických poměrů mezi skutečností a předpokladem (projektem) [24].

Cílem monitoringu obecně je tedy snížení rizika výstavby plynoucí z neočekávaného chování stavebních konstrukcí a časová, potažmo finanční optimalizace výstavby při zachování přijatelné míry rizika a dopadu na okolí stavby. [23] GTM proto musí být prováděn tak, aby výsledky monitoringu umožnily operativní úpravu původních předpokladů projektu a byly podkladem pro upřesnění vstupních parametrů geotechnických výpočtů v dalším průběhu výstavby a zpřesňování prognózy následného chování horninového masívu a jeho odezvy na ražbu podzemního díla.

Před zahájením ražeb bude vypracován a schválen „Projekt GTM“.

Pro případ výstavby primárního ostění Dřevnovického tunelu se navržený geotechnický monitoring sestává z následujících položek.

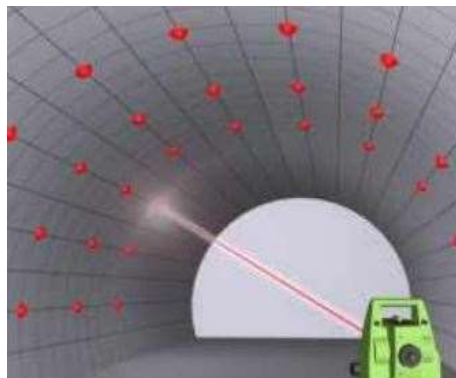
- **GEOLOGICKÁ A GEOTECHNICKÁ DOKUMENTACE ČELBY**

Základním cílem geotechnického sledování horninového masívu v průběhu monitoringu ražeb tunelu je získání dostatečných informací pro posouzení skutečných geologických poměrů a jejich porovnání s původně předpokládanými geologickými poměry. Tedy získání podkladů pro rozhodnutí o zatřídění horninového masívu do horninových typů a do technologických tříd výrubu. Součástí geotechnického sledování horninového masívu je v případě potřeby i odběr vzorků hornin a zemin a laboratorní zkoušky pro ověření jejich fyzikálně mechanických vlastností.

Dokumentace čelby bude graficky, písemně, fotograficky případně na videozáznam prováděna v každém dílčím záběru. Zaznamenávány budou nadvýlomy nebo případné očekávané pronikání podzemní vody. V případě potřeby budou, podle rozhodnutí hlavního geologa stavby, odebírány vzorky z čelby ke kontrolním zkouškám.

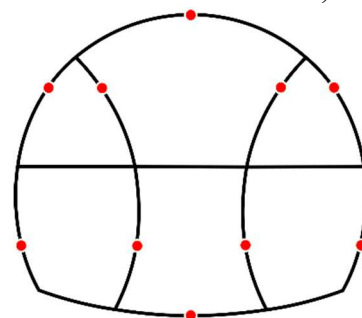
## • KONVERGENČNÍ MĚŘENÍ PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ

Konvergenční měření je určeno pro sledování časového průběhu deformací (přiblížení, resp. oddálení) ostění podzemních staveb. Tato měření jsou v tunelech běžných a velkých rozměrů prováděna optickými totálními stanicemi. Výsledkem měření každého z měřených bodů jsou hodnoty prostorového posuvu. Měřené body jsou uspořádány na ostění v profilech kolmých na podélnou osu tunelu. V každém profilu by mělo



Obr. 74: Schéma monitoringu konvergence automatickou stanicí  
(Zdroj: geotechnici.cz [25])

být minimálně 5 měřených konvergenčních bodů. Měřené body mohou mít různý charakter (světelné diody, odrazové terčičky). Díky moderním totálním stanicím, které umožňují automatické zaměřování, je měření rychlé a přesné. Výsledná měření se pak okamžitě, početně i graficky, vyhodnocují a na jejich základě dochází k optimalizaci návrhu primárního zajištění výrubu [24].



● = Konvergenční bod

Obr. 75: Schéma rozmístění konvergenčních bodů v příčném profilu Dřevnovického tunelu

U Dřevnovického tunelu bude pro určení deformací využito geodetické měření absolutní polohové změny bodů v trojrozměrných souřadnicích. Měření bude prováděno v intervalech stanovených

v projektu geotechnického monitoringu. Měřičské body budou v profilu příčného řezu ostění rozmístěny podle schématu na obr. 75. Měřičských profilů bude po délce ražené části Dřevnovického tunelu celkem 20 po vzdálenosti 15,0 m.

## • NIVELAČNÍ MĚŘENÍ BODŮ POKLESOVÉ KOTLINY

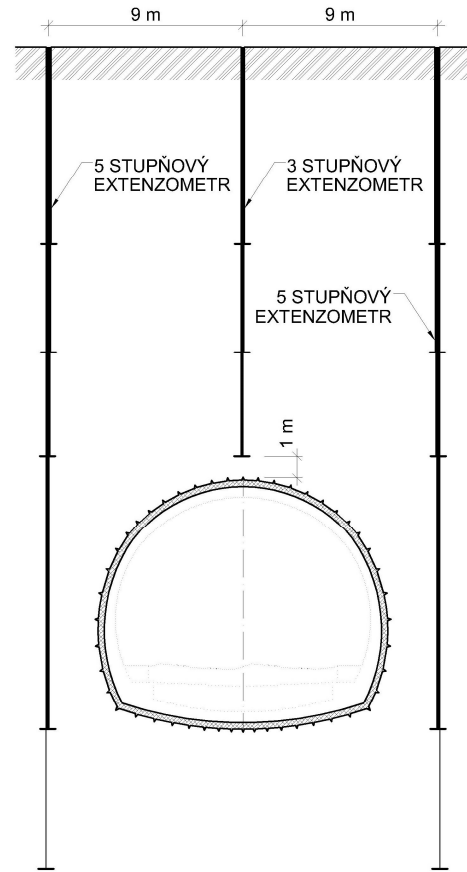
V případě mělkých tunelů se měří také deformační průběh poklesové kotliny a deformace důležitých stavebních objektů v dosahu poklesové kotliny. V profilech, vedených předpokládanou poklesovou kotlinou, stanovených na základě projektu geotechnického monitoringu, jsou na povrchu terénu stabilizovány pozorovací body a metodou plošné nivelace jsou zjišťovány výškové posuny těchto bodů.

Vzhledem k zemědělsky využívané půdě a celkovému charakteru území nacházejícího se na povrchu a očekávaným deformacím, nebude v případě stavby Dřevnovického tunelu nutné poklesové kotlině věnovat zvláštní pozornost. Na stavbě je

tak předpokládáno měření poklesové kotliny pouze po dobu výstavby ve dvou profilech stanovených v projektu GTM.

### • EXTENZOMETRICKÁ MĚŘENÍ

Slouží pro sledování pohybů horninového masivu ve směru osy vrtu. Cílem je obvykle určení zóny rozvolnění v okolí výrubu v několika výškových úrovních. Extenzometrické vrty mohou být prováděny z povrchu, a to zpravidla jako svislé, anebo z tunelu, radiální. Nevýhodou měření ve vrtech vytvořených v tunelu je, že s nimi nelze zaznamenat přetvoření, které proběhne před čelbou tunelu. Nevýhodou měření z povrchu je, že je limitováno výškou nadloží (obvyklá délka extenzometru do 30 m) a přístupností území. Vrty realizované z povrchu jsou situovány obvykle nad osou tunelu. V případě tunelů větších průřezů mohou být osazeny vrty tři, uspořádané v profilu kolmém vůči podélné ose tunelu (viz obr. 76). Jednotlivé tyče extenzometrů odlišných délek se spojují do svazků. Tím jsou vytvořeny 3 až 5-ti stupňové extenzometry. Jejich prostřednictvím se sleduje průběh délkových deformací ve zvolených hloubkách podél vrtu.



Obr. 76: Schéma uspořádání extenzometrů

K zjištění absolutní hodnoty posuvů kotev jednotlivých extenzometrů je nutno spolu s extenzometrickým měřením provádět i nivelaci zhlaví extenzometrických vrtů na nivelačních bodech k tomuto účelu osazených na zhlaví příslušných extenzometrických vrtů. Proto je žádoucí měřický profil extenzometrů sdružit s měřickým profilem poklesové kotliny [24].

Pro sledování přetvoření horninového masivu na stavbě Dřevnovického tunelu budou svisle s povrchu terénu realizovány vrty, do nichž se osadí tyčové extenzometry. Měření bude probíhat ve třech vrtech, a to pouze v jednom profilu. Osazeny budou, obdobně jako na obrázku 76, dva 5 stupňové extenzometry (po okrajích profilu) a jeden 3 stupňový (v ose ražení). Vzhledem k zajištění cementačního klidu (min. 3 týdny), bude



nutné, aby instalace a nulté měření proběhly s dostatečným předstihem před jejich ovlivnění ražbou.

- **INKLINOMETRICKÁ MĚŘENÍ**

Inklinometrická měření slouží ke sledování vodorovných posunů horninového masívu v blízkosti inklinometrických vrtů. Metoda určí hloubku, rychlost a směr horizontálních deformací a bude tak možné sledovat boulení, naklánění a sedání prostředí či konstrukce. [23] Inklinometrický vrt se umísťuje do oblasti před čelbou tunelu pro její sledování, pro sledování ovlivnění základů budov ve velkých hloubkách v blízkosti tunelu, svahů a příportálových oblastí. Měření je prováděno inklinometrickou sondou, která automaticky určuje náklon vrtu. Měření se provádí v pravidelných hloubkových intervalech (zpravidla po 0,5 m) ve dvou na sebe kolmých osách [24].

Inklinometrické vrty budou na stavbě Dřevnovického tunelu umístěny vždy dva, do stěn každého z provizorních portálů.

- **HYDROMONITORING**

V rámci stavby bude probíhat měření kolísání hladiny pozemní vody v hydrogeologických vrtech na území zasaženém ražbou tunelu. Bude probíhat měření chemického složení podzemních vod a teploty, hydrostatických tlaků a měření množství vody vytékající z tunelu během výstavby i po dokončení. Stavba bude opatřena celkem šesti hydrogeologickými vrty.

## 8 ZÁVĚR

Cílem této práce byl návrh ražby a primárního ostění Dřevnovického tunelu na stavbě vysokorychlostního železničního spojení Brno – Přerov. Na základě charakteru železniční trati, zaměření terénu a předběžného geotechnického průzkumu, byly pomocí programu Plaxis 2D vytvořeny numerické modely dvou příčných řezů Dřevnovického tunelu. Následně bylo na základě výsledků výpočetního programu provedeno posouzení primárního ostění ze stříkaného betonu, skružených výztužných ocelových profilů HEB a betonářské výztuže. Zkoumáno bylo také deformační chování modelů.

Pro popis chování horninového prostředí matematických modelů byl zvolen konstituční model s dvojitým objemovým a smykovým zpevněním, Hardening-soil materiálův model. Popis chování tohoto materiálůvého modelu je nutné v programu Plaxis 2D specifikovat deseti základními vstupními veličinami. K jejich stanovení ideálně slouží výsledky edometrických, a především triaxiálních zkoušek. Vzhledem k absenci triaxiálních zkoušek, bylo přistoupeno k pokusu o stanovení daných parametrů pomocí výsledků z presiometrické zkoušky. Ta byla vymodelována v programu Plaxis 2D. Nakonec, úpravou vstupních parametrů materiálůvého modelu, výpočtem matematického modelu v softwaru a porovnáním výstupu ze softwaru s presiometrickou zkouškou in-situ, byly stanoveny některé vstupní parametry pro popis jílů v prostoru Dřevnovického tunelu pomocí HS modelu. Prostorové chování v oblasti čelby bylo do výpočtových modelů zahrnuto pomocí tzv.  $\beta$ -metody.

Pomocí interakčního diagramu, pro jehož výpočet byla uplatněna zjednodušená metoda návrhu dle ČSN EN 1994-1-1: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí, byla posouzena únosnost primárního ostění. Z výsledků vyplynulo, že v posuzovaném příčném profilu A, jež je charakteristický svým nízkým nadložím, by vyhovělo i subtilnější ostění. Kvůli konzistentnosti návrhu a velkým účinkům posouvajících sil, které se ukázaly být pro návrh rozhodující, bylo nakonec přistoupeno k tomu, aby ostění bylo po délce celého tunelu neměnné. Pro ekonomičtější návrh primárního ostění, při zachování jeho koncepčního řešení (SB + HEB 240), by byla potřeba stanovení příčných řezů, v jejichž místě by k úspoře materiálu docházelo zvětšováním osové vzdálenosti ocelových profilů HEB.

Správnost řešení geotechnických úloh pomocí počítačových softwarů závisí především na správném stanovení vstupních parametrů pro popis materiálůvého modelu.



Proto je nutné věnovat značnou pozornost geotechnickému průzkumu a v průběhu stavby se důsledně zaměřit na geotechnický monitoring. Na jejich základě potom můžeme dosáhnout velmi přesných výsledků pomocí výpočetního programu.



## LITERATURA

- [1] Železniční trať Brno–Přerov. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001- [cit. 2019-01-03].  
Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Železniční\\_trať\\_Brno–Přerov](https://cs.wikipedia.org/wiki/Železniční_trať_Brno–Přerov)
- [2] MOLÁK, Radoslav et al. Studie proveditelnosti: Modernizace trati Brno - Přerov. Brno, 2015.
- [3] HILAR, Matouš. *Příprava a výstavba dlouhých železničních tunelů*. Praha, 2008. Habilitační práce. České vysoké učení technické v Praze.
- [4] *Mapy.cz* [online]. [cit. 2019-01-03].  
Dostupné z: <https://mapy.cz/>
- [5] ČSN 73 7508. *Železniční tunely*. Září 2002. Praha: Český normalizační institut, 2002.
- [6] VZOROVÝ LIST SŽDC. Světlý tunelový průřez dvoukolejného tunelu (konvenční ražba). S60135/2011-OTH. Praha, 2011.
- [7] Stavební geologie – Geotechnika a.s. MODERNIZACE TRATI BRNO - PŘEROV, I. ETAPA BLAŽOVICE - NEZAMYSLICE, Dřevnovický tunel: Předběžný geotechnický průzkum - závěrečná zpráva. 08 0399-095. Ostrava, 2009.
- [8] Geoportál ČUZK: přístup k mapovým produktům a službám resortu. *Geoportál ČUZK* [online]. [cit. 2019-01-03].  
Dostupné z: <https://geoportal.cuzk.cz/geoprohlizec/>
- [9] Yulhyeon Tunnel Opening. *Oil-electric* [online]. [cit. 2019-01-03].  
Dostupné z: <http://www.oil-electric.com/2015/07/yulhyeon-tunnel-opening.html>
- [10] HORÁK, Vladislav. *Podzemní stavby: modul BF06-M01*. Brno, 2007. Studijní opory. Vysoké učení technické v Brně.
- [11] SANTHIRASEKAR, S, Chow Kim SUN a Zhou YINGXIN. Innovate approaches to rock tunnelling. *DSTA HORIZONS* [online]. 2012, **2012**(1), s. 4-17.  
Dostupné také z: <https://www.dsta.gov.sg/docs/default-source/dsta-about/innovative-approaches-to-rock-tunnelling.pdf?sfvrsn=2>



- [12] BARTÁK, Jiří. Vývoj podzemního stavitelství v České republice. *Silnice železnice* [online]. 2010, 4.7. [cit. 2019-01-03]. ISSN 1803-8441.  
Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/vyvoj-podzemniho-stavitelstvi-v-ceske-republice/>
- [13] KOUDELA, Pavel. *Stanovení hodnot vstupních parametrů pokročilých materiálových modelů s využitím optimalizačních metod*. Brno, 2017. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně. Vedoucí práce Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.
- [14] MAŠÍN, D. a HERLE, I. *Vliv konstitučního modelu na predikce deformací okolo tunelu v jemnozrnných zeminách*. In Proc. 33rd Conf. Zakládání Staveb, Brno, 2005, s. 207-212.
- [15] BRINGGREVE, R., S. KUMARSWAMY a W. SWOLFS. *Plaxis: Material models manual*. 2016.
- [16] MIČA, Lumír. *Numerická analýza pažení stavebních jam*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2011. ISBN 978-80-7204-773-4.
- [17] KOŘÍNEK, Robert. *Mechanika hornin a zemin: podklady k přednáškám*. Ostrava. Dostupné také z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/MHZ-05.pdf>
- [18] MELNIKOV, Roman. OCR and POP parameters in Plaxis-based numerical analysis of loaded over consolidated soils. In: *15th International scientific conference "Underground Urbanisation as a Prerequisite for Sustainable Development"* [online]. Russia: Industrial University of Tyumen, 2016, s. 846-852 [cit. 2019-01-03].  
Dostupné z: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705816341443>
- [19] ČSN EN 1994-1-1. *Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [20] STUDNÍČKA, Jiří. *Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1994-1-1*. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo



- Informační centrum ČKAIT, 2009. Technická knihnice (ČKAIT). ISBN 978-808-7093-856.
- [21] STUDNÍČKA, Jiří. *Ocelobetonové konstrukce 20*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2002. ISBN 978-800-1025-987.
- [22] HILAR, Matouš. *Stříkaný beton v podzemním stavitelství*. Praha: Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008. Dokumenty českého tunelářského komitétu ITA-AITES. ISBN 978-80-254-1262-6.
- [23] HORÁK, Vladislav, ed. *Královopolský tunel Brno*. V Brně: Doplněk, 2012. ISBN 978-807-2392-957.
- [24] TP 237. *Geotechnický monitoring tunelů pozemních komunikací*. Praha: Ministerstvo dopravy ČR, 2011.
- [25] HRUBEŠOVÁ, Eva. *Geotechnický monitoring -učební texty, přednášky: Monitoring konvergence*. Ostrava.  
Dostupné také z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/kapitola4.pdf>
- [26] Filmový klip: TUNEL\_Uetliberg\_28MAERZ02\_-\_15MA. 24.5. 2002.
- [27] Naše technologie: Ražená a hloubená díla. *Metrostav* [online]. [cit. 2019-01-03]. Dostupné z: <https://www.metrostav.cz/cs/nase-technologie/razena-a-hloubena-dila>





## SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ A ZKRATEK

<i>TPP</i>	tunelový průjezdný průřez
<i>SRPP</i>	sdružený tunelový průjezdný průřez
<i>TEN-T</i>	trans-european network
<i>IG</i>	inženýrskogeologický
<i>NRTM</i>	nová rakouská tunelovací metoda
<i>NATM</i>	new austrian tunnelling method
<i>TBM</i>	tunnel boring machine
<i>SM</i>	shield machine
<i>POP</i>	pre-overbuden pressure
<i>OCR</i>	over-consolidation ratio
<i>SB</i>	stříkaný beton
<i>MKP</i>	mikropilotové
<i>GTM</i>	geotechnický monitoring
<i>R</i>	poloměr oblouku
$v_{max}$	maximální traťová rychlost
$L_k$	délka klotoidy
$d_0$	délka oblouku
<i>D</i>	převýšení koleje
$\gamma$	objemová tíha
$\varphi_{ef}$	efektivní úhel vnitřního tření
$c_{ef}$	efektivní soudržnost
$E_{def}$	modul přetvárnosti
$\nu$	Poissonovo číslo
$k_f$	koeficient filtrace
$l^*$	volná délka
<i>E</i>	yongův modul pružnosti
<i>š</i>	šířka tunelu
$\varphi$	úhel vnitřního tření
<i>c</i>	koheze
$E_{50}^{ref}$	referenční sečnový modul
$E_{oed}^{ref}$	referenční edometrický modul
$E_{ur}^{ref}$	referenční modul pružnosti při zatížení a opětovném odtížení

---

$\nu_{ur}$	poissonovo číslo pro odtížení a opětovné přetížení
$m$	exponent řídicí závislost deformačních parametrů
$\sigma_1$	svislé napětí
$\sigma_3$	boční napětí
$p_{ref}$	referenční napětí
$K_0^{nc}$	koeficient zemního tlaku v klidu pro podmínky normální konsolidace
$R_f$	poměr deviátoru napětí na mezi potušení a asymptotického deviátoru napětí
$\Delta V$	přírůstek objemu
$V_0$	počáteční objem presiometrické buňky
$R_0$	počáteční poloměr presiometrické buňky
$u_x$	horizontální deformace bodu na plášti buňky
$p$	tlak
$V$	objem
$K_0$	koeficient zemního tlaku v klidu
$\sigma'_p$	hodnota svislého napětí dosaženého v minulosti
$\sigma'_{yy}$	hodnota svislého napětí ze současnosti
$w$	tíha prvku
$\gamma_b$	objemová tíha betonu
$d$	tloušťka ostění
$\beta$	součinitel stanovující přerozdělení zatížení horninového masívu na nevyztužený a vyztužený výrub
$f_{ck}$	návrhová pevnost betonu
$f_{yk}$	návrhová pevnost oceli
$f_{sk}$	charakteristická pevnost betonářské výztuže
$\gamma_c$	součinitel spolehlivosti materiálu pro beton
$\gamma_{M0}$	součinitel spolehlivosti materiálu
$\gamma_a$	součinitel spolehlivosti materiálu pro betonářskou výztuž
$f_{cd}$	návrhová pevnost betonu
$f_{yd}$	návrhová pevnost oceli
$f_{sd}$	návrhová pevnost betonářské výztuže
$A_a$	plocha ocelového průřezu
$A_c$	plocha betonu
$A_s$	plocha betonářské výztuže
$I_{yc}$	moment setrvačnosti betonu

---

$I_{ya}$	moment setrvačnosti ocelového průřezu
$I_{ys}$	moment setrvačnosti betonářské výztuže
$E_c$	modul pružnosti betonu
$E_y$	modul pružnosti oceli
$E_{cm,mladý}$	modul pružnosti pro mladý beton
EA	tlaková tuhost
EI	ohybová tuhost
$h$	výška průřezu
$b$	šířka průřezu
$h_a$	výška ocelového průřezu
$b_a$	šířka ocelového průřezu
$t_f$	tloušťka pásnice
$t_w$	tloušťka stojiny
$h_w$	výška stojiny
$r$	zaoblení
$c_z$	krytí ocelového průřezu ve směru z
$c_y$	krytí ocelového průřezu ve směru y
$\delta$	poměr vyjadřující příspěvek oceli v únosnosti průřezu v tlaku
$\varepsilon$	přetvoření
$A_w$	smyková plocha
$d$	výška stěny ocelového I profilu
$x$	vzdálenost neutrální osy od hrany pásnice
$z$	rameno vnitřních sil
$u_{x,max}$	maximální vodorovná deformace tunelového ostění
$u_{y,max}$	maximální svislá deformace tunelového ostění
$N$	normálová síla
$V$	posouvající síla
$M$	ohybový moment
$N_{pl,Rd}$	plastická únosnost v tlaku
$N_{t,Rd}$	únosnost průřezu v tahu
$V_{pl,Rd}$	únosnost průřezu ve smyku
$M_{pl,Rd}$	plastická ohybová únosnost průřezu
$M_{max,Rd}$	maximální ohybová únosnost průřezu
$N_{Ed}$	návrhová hodnota účinků normálové síly
$V_{Ed}$	návrhová hodnota účinků posouvající síly



$M_{Ed}$	návrhová hodnota účinků ohybového momentu
$\alpha_M$	součinitel spolehlivosti
$\mu_d$	součinitel redukce ohybové únosnosti průřezu



## SEZNAM VÝKRESŮ

1	Přehledná situace modernizace trati Brno – Přerov.....	7
2	Situace Dřevnovického tunelu.....	8
3	Směrové parametry Dřevnovického tunelu.....	10
4	Podélný profil.....	11
5	Vzorový příčný řez.....	15
6	Vzorový příčný řez – primární ostění.....	80

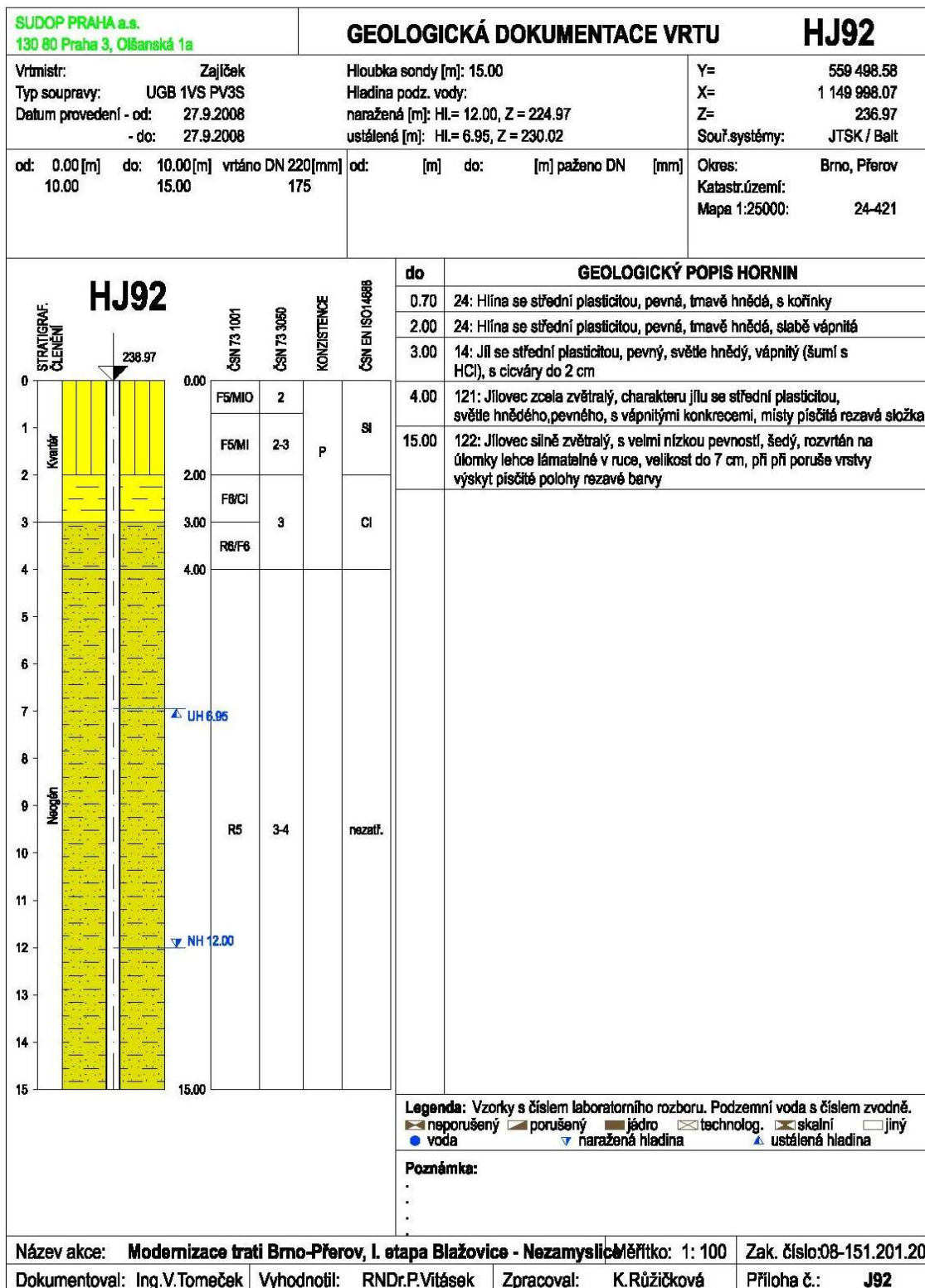


## **SEZNAM PŘÍLOH**

<b>A</b>	<b>Interpretace inženýrskogeologických profilů vrtů.....</b>	<b>104</b>
<b>B</b>	<b>Polní a laboratorní zkoušky.....</b>	<b>112</b>



## A INTERPRETACE INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝCH PROFILŮ VRTŮ



Název akce: **Modernizace trati Brno-Přerov, I. etapa Blažovice - Nezamyslice** Měřítko: 1: 100 Zak. číslo: 08-151.201.207  
 Dokumentoval: Ing. V. Tomeček Vyhodnotil: RNDr. P. Vításek Zpracoval: K. Růžičková Příloha č.: **J92**

Obr. 77: Interpretace inženýrskogeologického vrtu HJ92

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])



SUDOP PRAHA a.s. 130 80 Praha 3, Olšanská 1a		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		HJ93		
Vrtmistr: Zajíček		Hloubka sondy [m]: 15.00		Y=	559 161.85	
Typ soupravy: UGB 1VS PV3S		Hlédina podz. vody:		X=	1 149 814.30	
Datum provedení - od: 30.9.2008		naražená [m]: Hl.= 7.50, Z = 222.77		Z=	230.27	
- do: 30.9.2008		ustálená [m]: Hl.= 6.90, Z = 223.37		Souř. systémy:	JTSK / Balt	
od: 0.00 [m]	do: 10.00 [m]	vrtáno DN 220 [mm]	od: [m]	do: [m]	paženo DN [mm]	
10.00	15.00	175				
				Okres:	Brno, Přerov	
				Katastr.území:		
				Mapa 1:25000:	24-421	
		<b>GEOLOGICKÝ POPIS HORNIN</b>				
		do				
		1.00	24: Hlina se střední plasticitou, pevná, tmavě hnědá, s křínky			
		3.30	15: Jíl s vysokou plasticitou, pevný, šedohnědý, silně vápnitý (šumí s HCl)			
		4.00	14: Jíl se střední plasticitou, tuhý až pevný, světle hnědý, s vápnitou příměsí (šumí s HCl), deluvium (OP= 220-280 kPa)			
		6.70	121: Jílovec zcela zvětralý, charakteru jílu se střední plasticitou, pevného až tvrdého, hnědého, s vápnitými polohami (šumí s HCl)			
		15.00	122: Jílovec silně zvětralý, s velmi nízkou pevností, na odlučných plochách úlomků místy Fe(Mg) vyhojení, místy písčité příměsí, úlomky lámavé v ruce, velikost do 7 cm			
<p><b>Legenda:</b> Vzorky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem zvodně.   neporušený  porušený  jádro  technolog.  skalní  jiný   voda  naražená hladina  ustálená hladina</p> <p><b>Poznámka:</b>          .          .          .</p>						
Název akce: Modernizace trati Brno-Přerov, I. etapa Blažovice - Nezamyslice		Měřítko: 1: 100		Zak. číslo: 08-151.201.207		
Dokumentoval: Ing. V. Tomeček		Vyhodnotil: RNDr. P. Vitásek		Zpracoval: K. Růžičková		
				Příloha č.: J93		

Obr. 78: Interpretace inženýrskogeologického vrtu HJ93

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])



SUDOP PRAHA a.s. 130 80 Praha 3, Olšanská 1a		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		J91		
Vrtmistr: Zajíček		Hloubka sondy [m]: 15.00		Y=	559 521.21	
Typ soupravy: UGB 1VS PV3S		Hladina podz. vody:		X=	1 149 956.64	
Datum provedení - od: 27.9.2008		naražená [m]: HI.= 11.80, Z = 225.03		Z=	236.83	
- do: 27.9.2008		ustálená [m]: HI.= 7.05, Z = 229.78		Souř. systémy:	JTSK / Balt	
od: 0.00 [m]	do: 10.00 [m]	vrtno DN 220 [mm]	od: [m]	do: [m]	paženo DN [mm]	
10.00	15.00	175				
			Okres:	Brno, Přerov		
			Katastr. území:			
			Mapa 1:25000:	24-421		
		<b>GEOLOGICKÝ POPIS HORNIN</b>				
		do				
		0.80	24: Hlina se střední plasticitou, pevná, tmavě hnědá, s kořínky			
		2.10	24: Hlina se střední plasticitou, pevná, tmavě hnědá, slabě vápnitá			
		3.00	14: Jíl se střední plasticitou, pevný, světle hnědý, vápnitý (šumí s HCl), s cíváry do 2 cm			
		4.50	121: Jílovec zcela zvětralý, . charakteru hlíny s velmi vysokou plasticitou, pevné, zelenošedé, s vápnitými konkrécemi, místy s písčitou rezavou složkou			
		15.00	122: Jílovec silně zvětralý, s velmi nízkou pevností, šedý, rozvrtný na úlomky lehce lámavé v ruce, velikost do 7 cm, při povrchu vrstvy výskyt písčité polohy rezivé barvy			
<p><b>Legenda:</b> Vzorky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem zvodně.   neporušený  porušený  jádro  technolog.  skalní  jiný   voda  naražená hladina  ustálená hladina</p> <p><b>Poznámka:</b>          .          .          .</p>						
Název akce: Modernizace trati Brno-Přerov, I. etapa Blažovice - Nezamyslice		Měřítko: 1: 100		Zak. číslo: 08-151.201.207		
Dokumentoval: Ing. V. Tomeček		Vyhodnotil: RNDr. P. Vításek		Zpracoval: K. Růžičková		
				Příloha č.: J91		

Obr. 79: Interpretace inženýrskogeologického vrtu J9

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])

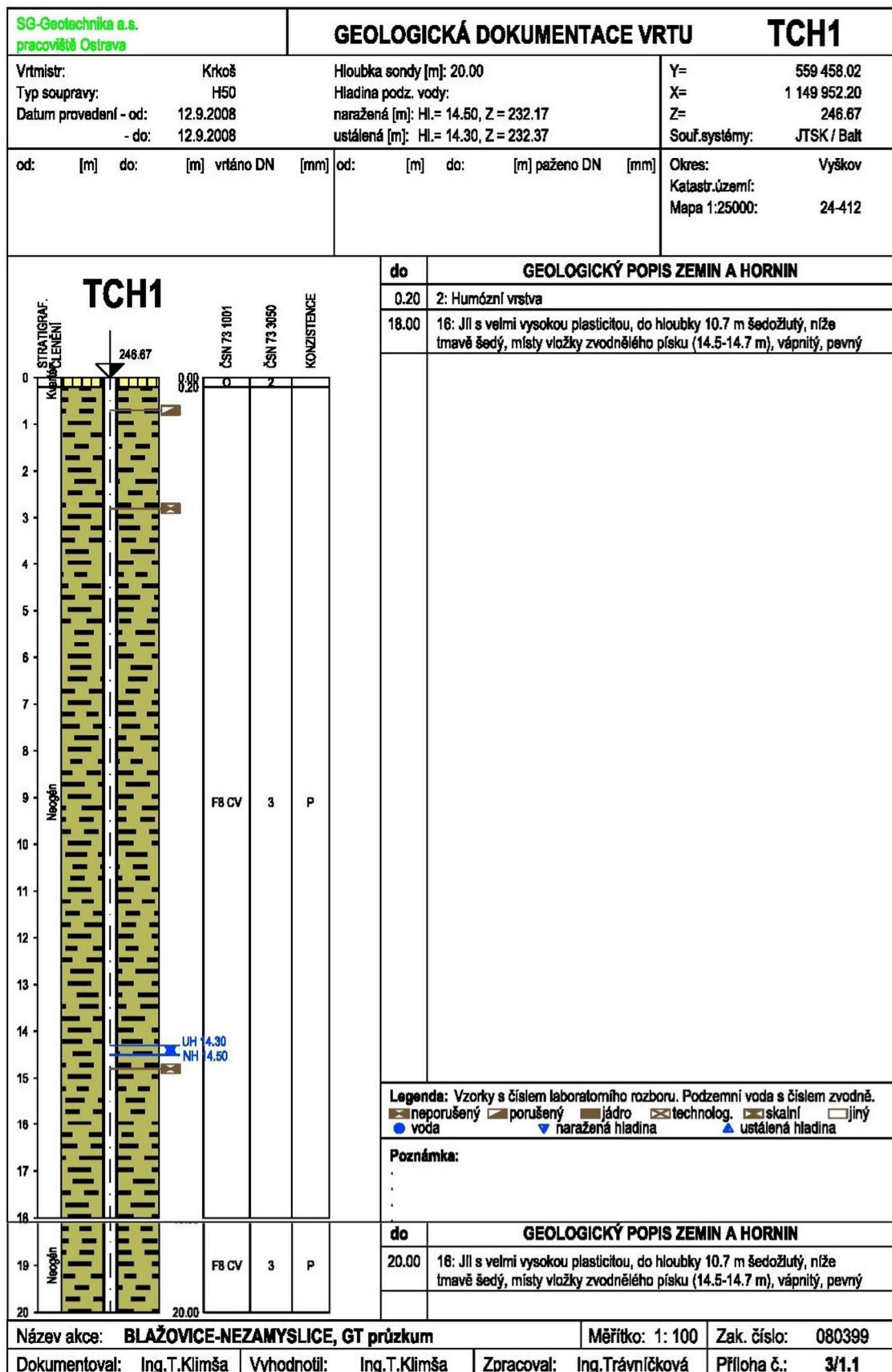


SUDOP PRAHA a.s. 130 80 Praha 3, Olšanská 1a		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		J94	
Vrtmistr: Zajíček		Hloubka sondy [m]: 15.00		Y=	559 139.03
Typ soupravy: UGB 1VS PV3S		Hladina podz. vody:		X=	1 149 853.08
Datum provedení - od: 1.10.2008		naražená [m]: Hl.= 8.10, Z = 223.83		Z=	231.93
- do: 1.10.2008		ustálená [m]: Hl.= 6.15, Z = 225.78		Souř. systémy:	JTSK / Bait
od: 0.00 [m]	do: 8.00 [m]	vrtáno DN 220 [mm]	od: [m]	do: [m]	paženo DN [mm]
8.00	15.00	175			
			Okres:		Brno, Přerov
			Katastr. území:		
			Mapa 1:25000:		24-421
<p><b>J94</b></p> <p>STRATIGRAF. ČLENĚNÍ</p> <p>231.93</p> <p>0.00</p> <p>ČSN 73 1001</p> <p>ČSN 73 3080</p> <p>KONSISTENCE</p> <p>ČSN EN ISO 14888</p> <p>0.00</p> <p>F5/MIO 2</p> <p>F5/MI 2-3</p> <p>P</p> <p>SI</p> <p>2.20</p> <p>F8/CH 3</p> <p>T-P</p> <p>CI</p> <p>4.00</p> <p>R6/F6</p> <p>5.00</p> <p>UH 6.15</p> <p>NH 8.10</p> <p>6</p> <p>7</p> <p>8</p> <p>9</p> <p>10</p> <p>11</p> <p>12</p> <p>13</p> <p>14</p> <p>15</p> <p>15.00</p> <p>R5 3-4</p> <p>nezařif.</p> <p>Kvartér</p> <p>Neogén</p>				do	<b>GEOLOGICKÝ POPIS HORNIN</b>
				0.80	24: Hlína se střední plasticitou, pevná, tmavě hnědá, omice
2.20	24: Hlína se střední plasticitou, pevná, tmavě hnědá, k bázi vrstvy světle šedá, přibývá podíl vápnitá složky (šumí s HCl)				
4.00	15: Jíl s vysokou plasticitou, tuhý až pevný, světle hnědý, s vápnitou příměsí (šumí s HCl), deluvium (OP= 220-280 kPa)				
5.00	121: Jílovec zcela zvětralý, charakteru jílu se střední plasticitou, tuhého až pevného, světle hnědého, s vápnitou příměsí (šumí s HCl), místy úlomky jílovce lehce lámavého v ruce				
15.00	122: Jílovec silně zvětralý, pevnost velmi nízká, na odlučných plochách úlomků místy Fe (Mg) vyhojení, místy písčité příměs, úlomky lámavé v ruce, velikost do 7 cm				
<p><b>Legenda:</b> Vzorky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem zvodně.</p> <p>☒ neporušený ☒ porušený ☐ jádro ☒ technolog. ☒ skalní ☐ jiný</p> <p>● voda ▼ naražená hladina ▲ ustálená hladina</p> <p><b>Poznámka:</b></p> <p>.</p> <p>.</p> <p>.</p>					
Název akce: <b>Modernizace trati Brno-Přerov, I. etapa Blažovice - Nezamyslice</b>				Měřítko: 1: 100	Zak. číslo: 08-151.201.207
Dokumentoval: Ing. V. Tomeček		Vyhodnotil: RNDr. P. Vitásek		Zpracoval: K. Růžičková	Příloha č.: <b>J94</b>

Obr. 80: Interpretace inženýrskogeologického vrtu J94

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])

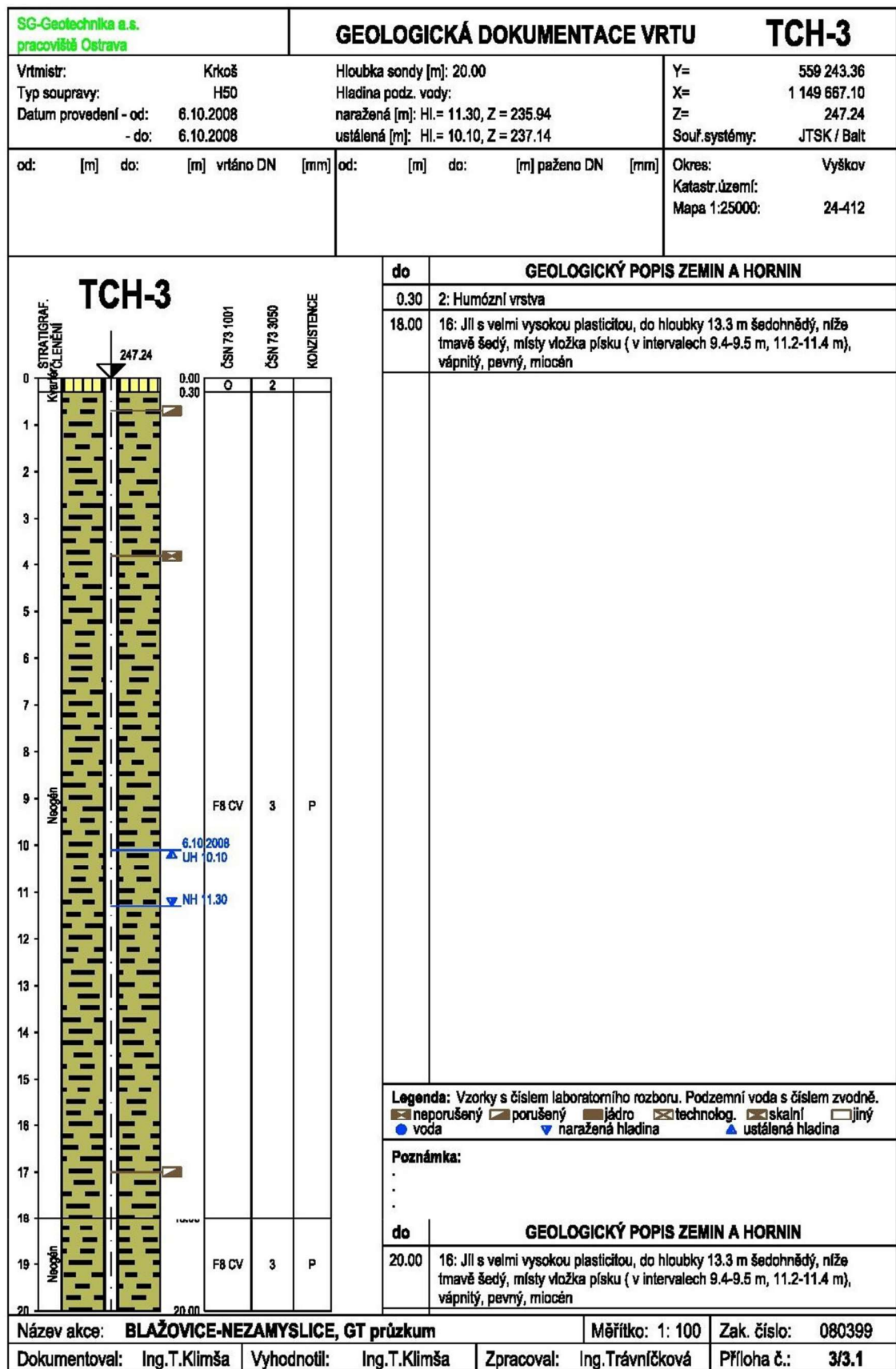




Vytvořeno systémem GeProDo, www.volny.cz/gepro15

Obr. 81: Interpretace inženýrskogeologického vrtu TCH1

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])

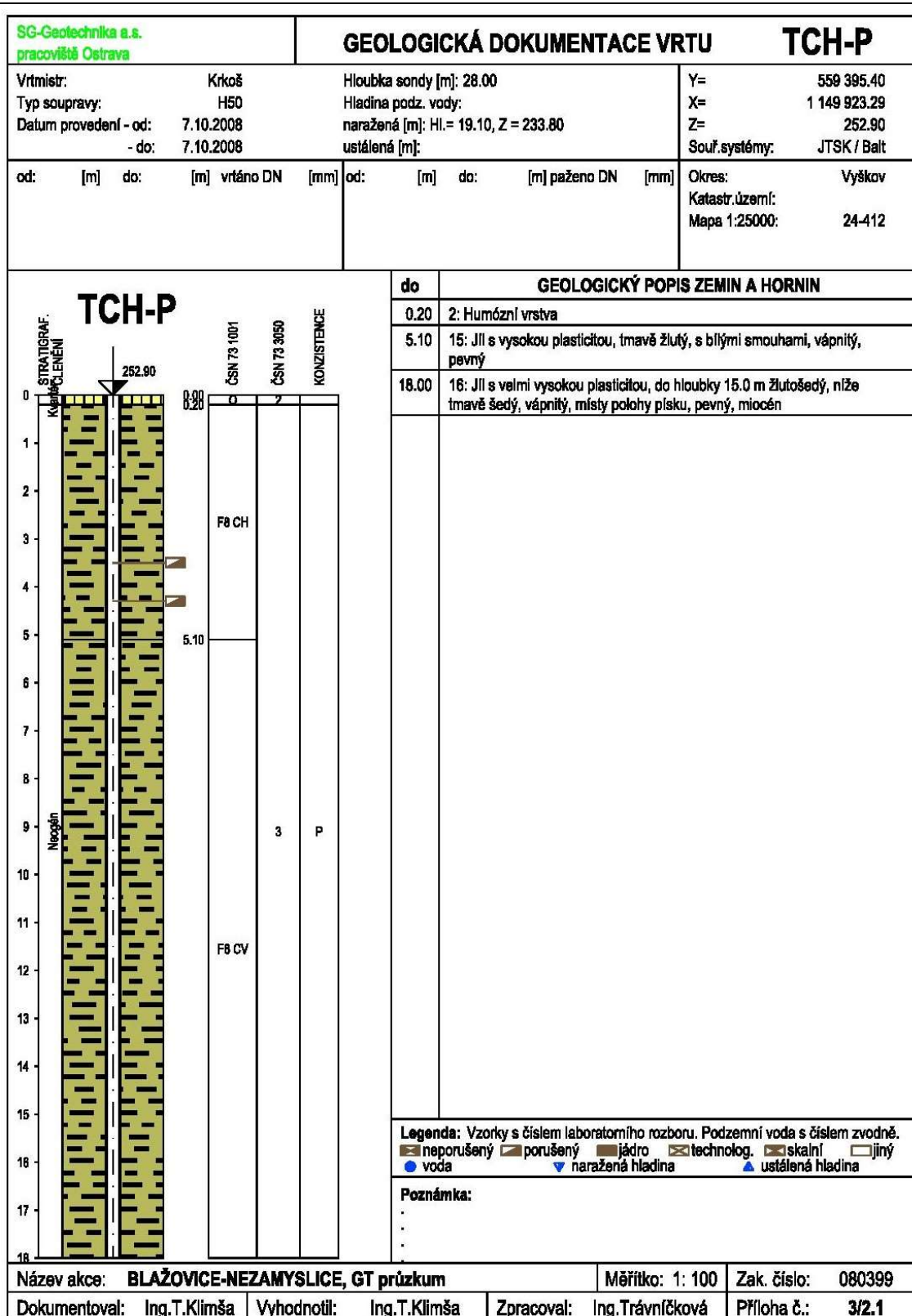


Vytvořeno systémem GeProDo, www.volny.cz/gepro15

Obr. 82: Interpretace inženýrskogeologického vrtu TCH-3

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])



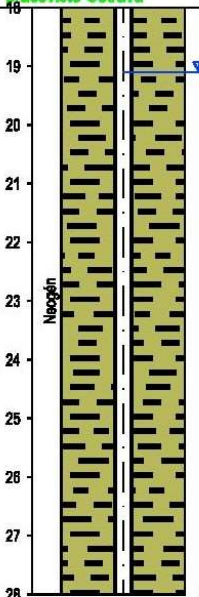


Vytvořeno systémem GeProDo. www.volny.cz/aeuro15

Obr. 83: Interpretace inženýrskogeologického vrtu TCH-P ½

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])



SG-Geotechnika a.s. pracoviště Ostrava		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		TCH-P	
18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28		18.00	19.10	do	<b>GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN</b>
				28.00	16: Jíl s velmi vysokou plasticitou, do hloubky 15.0 m žlutošedý, níže tmavě šedý, vápnitý, místy polohy písku, pevný, miocén
			F8 CV	3	P
Název akce: <b>BLAŽOVICE-NEZAMYSLICE, GT průzkum</b>		Měřítko: 1: 100		Zak. číslo: 080399	
Dokumentoval: Ing.T.Klimša		Vyhodnotil: Ing.T.Klimša		Zpracoval: Ing.Trávníčková	
				Příloha č.: 3/2.2	

Vytvořeno systémem GeProDo, [www.volny.cz/gepro15](http://www.volny.cz/gepro15)

Obr. 84: Interpretace inženýrskogeologického vrtu TCH-P 2/2

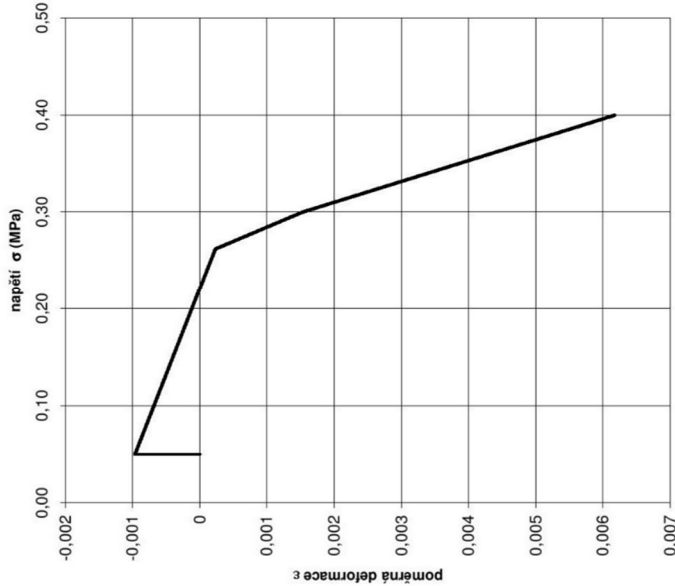
(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])

## B POLNÍ A LABORATORNÍ ZKOUŠKY

Strana č.:2  
Celkem stran : 3

Stavební geologie - Geotechnika, akciová společnost  
laboratoř geomechaniky, Geologická 4, Praha 5, 152 00  
Zkušební laboratoř č. 1119 akreditovaná ČIA

Čáry stlačitelnosti zemín lab. č. 16196



Vzorek byl zalit vodou při zařízení 50 kPa a přetěžován do dosažení bobtnacího tlaku.

Datum vystavení protokolu : 1.12.2008

Protokol vystavil : Mgr. Jana Šebelová

Vedoucí zkušební laboratoře : Mgr. Hana Křížová

Výsledky každé uvedené zkoušky se týkají vzorku výše uvedeného laboratorního čísla. Nejistota je vyjádřena jako součin násobek standardní nejistoty a charakterizuje interval hodnot, ve kterém lze očekávat skutečnou hodnotu s pravděpodobností 95%.  
Všechny údaje označené \* byly převzaty od zakazníka a laboratoř nenes odpovědnost za jejich správnost.

Strana č.:1  
Celkem stran : 3

Stavební geologie - Geotechnika, akciová společnost  
laboratoř geomechaniky, Geologická 4, Praha 5, 152 00  
Zkušební laboratoř č. 1119 akreditovaná ČIA

Protokol o výsledcích laboratorních zkoušek číslo : 80399/465

Název zakázky :	Modernizace trati Brno-Přerov, I. etapa Blazovice-Nezamyslice	Číslo zakázky :	80399-095
Název a adresa zakazníka :	SG Geotechnika a.s., Geologická 4, Praha 5		
Číslo vzorku :	16196	Sonda *:	TCH1
		Hloubka *:	2,8 - 3,0
Datum převzetí :	19.09.2008	Datum zkoušky :	20.11.2008
Popis vzorku :	jíl velmi výsoce plastický, šedý, vápnlitý, pevný		
Název zkušební postupu :	<b>Stanovení stlačitelnosti v edometru</b>		
Specifikace :	ČSN CEN ISO/TS 17892-5 a Metodiky laboratorních zkoušek v mechanice zemín a hornin, ČGÚ 1987, kap. 19		

Způsob přípravy zkušební tělesa : vyřezání  
Průměr zkušební tělesa (mm) : 100,00  
Výška tělesa (mm) : 30,10

### Fyzikální parametry při zkoušce stlačitelnosti :

	před zkouškou :	při max. napětí :
Vlhkost váhová	29,3	29,2
Vlhkost objemová	44,0	44,6
Objemová hmotnost vlhké zeminy	1945	1969
Objemová hmotnost suché zeminy	1505	1524
Objemová tíha vlhké zeminy	19,1	19,3
Objemová tíha pod vodou	9,4	9,5
Pórovitost	45,3	44,6
Stupeň nasycení	0,97	1,00
Zdánlivá hustota pevných částic zeminy	2750	odhadnuto
Deformace po nasycení	%	zamezeno
Bobtnací tlak	kPa	262

### Přetvárné charakteristiky :

Zatěžovací stupeň (MPa - MPa)	Edometrický modul		Poměrná deformace (-)
	Eu (MPa)	Ef (MPa)	
0,050 - zálit	0,00		-0,001
0,050 - 0,262		177,27	0,000
0,262 - 0,300		29,33	0,002
0,300 - 0,400		21,50	0,006

sigma rek = 50 kPa

Obr. 85: Edometrická zkouška 1/3

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])

Protokol o výsledcích laboratorních zkoušek číslo : 80399/368

Název zakázky :	Modernizace trati Brno-Přerov, I. etapa Blázovice- Nezamyslice		Číslo zakázky :	80399-095	
Název a adresa zakazníka :	SG Geotechnika a.s., Geologická 4, Praha 5				
Číslo vzorku :	16197	Sonda :	TCH1	Hloubka :	14,8 - 15,0
Datum převzetí :	19.09.2008	Datum zkoušky :	17.10.2008	Chylye	
Popis vzorku :	jíl velmi vysoce plastický, šedý, vápnlitý, pevný				
Název zkušebního postupu :	<b>Stanovení sítčitelnosti v edometru</b>				
Specifikace :	ČSN CEN ISO/TS 17892-5 a Metodky laboratorních zkoušek v mechanice zemín a flumin, ČGÚ 1967, krp. 19				

Způsob přípravy zkušebního tělesa : vyřezání  
Průměr zkušebního tělesa (mm) : 100,02  
Výška tělesa (mm) : 29,85

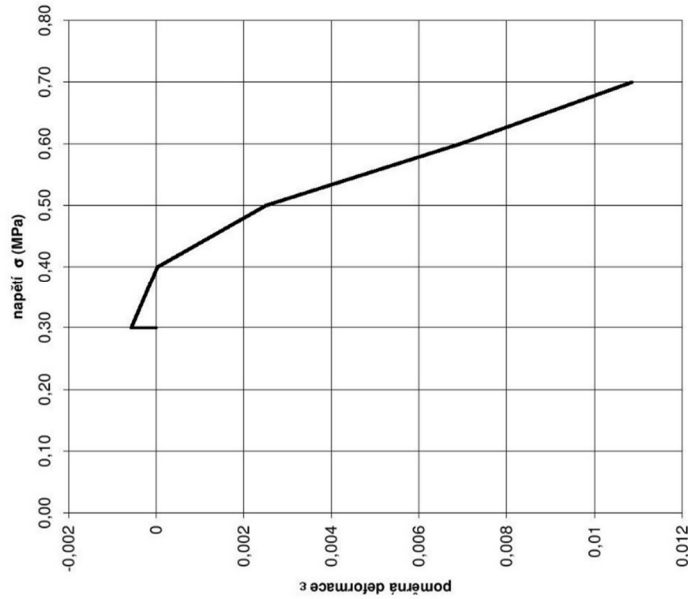
Fyzikální parametry při zkoušce sítčitelnosti :

	před zkouškou :	při max. napětí :
Vlhkost vátrová	26,4	25,4
Vlhkost objemová	41,0	41,2
Objemová hmotnost vlhké zeminy	1962	2034
Objemová hmotnost suché zeminy	1552	1622
Objemová tíha vlhké zeminy	19,2	20,0
Objemová tíha pod vodou	9,7	10,1
Pórovitost	43,6	41,0
Stupeň nasycení	0,94	1,00
Zdánlivá hustota pevných částic zeminy	2750	odhadnuto
Deformace po nasycení	%	zamezeno
Bobtnací tlak	kPa	400

Přetvárné charakteristiky :

Zatěžovací stupeň (MPa - MPa)	Edometrický modul		Poměrná deformace (ε)
	Eu (MPa)	Ef (MPa)	
0,300 - 0,400	zalit	0,00	-0,001
0,300 - 0,400	0,400	165,85	0,000
0,400 - 0,500	0,500	40,34	0,003
0,500 - 0,600	0,600	22,62	0,007
0,600 - 0,700	0,700	25,52	0,011

siama rek = 300 kPa



Vzorek byl zalit vodou při zatlžení 300 kPa a přiřezován do dosažení bobtnacího tlaku.

Datum vystavení protokolu : 3.11.2008

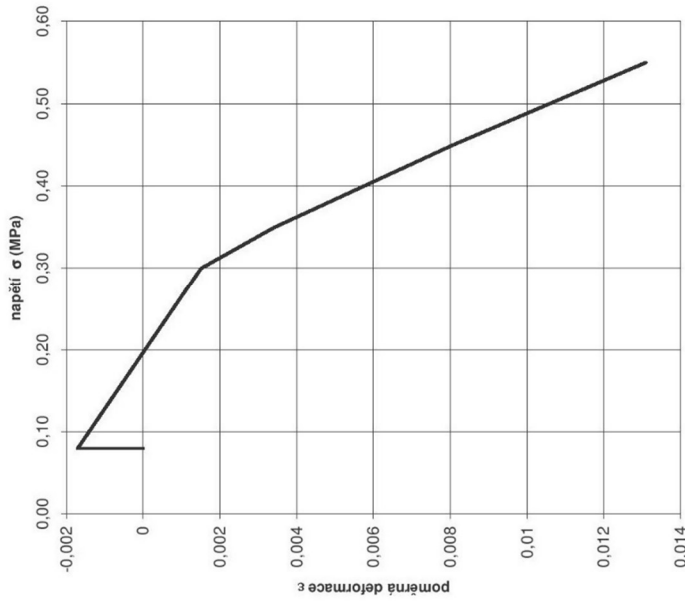
Protokol vystavil : Mgr. Jana Šebelová

Vedoucí zkušební laboratoře : Mgr. Hana Křizová

Výsledk každé uvedené zkoušky se týká vzorku, výše uvedeného laboratorního čísla. Nejistota je vyjádřena jako dvojnásobek standardní nejistoty a charakterizuje interval hodnot, ve kterém lze očekávat skutečnou hodnotu s pravděpodobností 95%. Všechny údaje označené \* byly převzaty od zakazníka a laboratoř nemese odpovědnost za jejich správnost.

Obr. 86: Edometrická zkouška 2/3

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])



Vzorek byl zalit vodou při zatížení 80 kPa a přetěžován do dosažení bobtnacího tlaku.

Datum vystavení protokolu : 9.2.2009

Protokol vystavil : Mgr. Jana Šebelová

Vedoucí zkušební laboratoře : Mgr. Hana Křížová

Výsledek každé uvedené zkoušky se týká vzorku výše uvedeného laboratorního čísla. Nejistota je vyjádřena jako procentuální standardní nejistota a charakterizuje interval hodnot, ve kterém lze očekávat skutečnou hodnotu s pravděpodobností 95%. Všechny údaje označené \* byly převzaty od zákazníka a laboratoř neneso odpovědnost za jejich správnost.

Protokol o výsledcích laboratorních zkoušek číslo : 80399-095

Název zakázky :	Modernizace trati Brno-Přerov, I. etapa Blazovíče-Nezamyslice	Číslo zakázky :	80399-095
Název a adresa zákazníka :	SG Geotechnika a.s., Geologická 4, Praha 5		
Číslo vzorku :	18114	Sonda * :	TCH3
		Hloubka * :	3.8 - 4.0
Datum převzetí :	07.10.2008	Datum zkoušky :	22.01.2009
Popsi vzorku :	jíl velmi výsoce plastický, šedozlutohnědý, vápňitý, pevný		
Název zkušební postupu :	<b>Stanovení stlačitelnosti v edometru</b>		
Specifikace :	ČSN EN ISO/TS 17892-5 a Metodky laboratorních zkoušek v mechanice zemín a hornin, ČGU 1987, kap. 19		

Způsob přípravy zkušební tělesa : vyřezání  
Průměr zkušební tělesa (mm) : 99,98  
Výška tělesa (mm) : 29,85

Fyzikální parametry při zkoušce stlačitelnosti :

	před zkouškou :	při max. napětí :
Vlhkost váhová	29,8	28,4
Vlhkost objemová	44,7	44,2
Objemová hmotnost vlhké zeminy	1949	1999
Objemová hmotnost suché zeminy	1501	1556
Objemová tíha vlhké zeminy	19,1	19,6
Objemová tíha pod vodou	9,4	9,8
Pórovitost	46,0	44,0
Stupeň nasycení	0,97	1,00
Zdánlivá hustota pevných částic zeminy	2780	odhadnuto
Deformace po nasycení	%	zamezeno
Bobtnací tlak	kPa	300

Přetvárné charakteristiky :

Zatěžovací stupeň (MPa - MPa)	Edometrický modul E <sub>d</sub> (MPa)	Edometrický modul E <sub>f</sub> (MPa)	Poměrná deformace (-)
0,080 - zallit	0,00		-0,002
0,080 - 0,300		68,40	0,002
0,300 - 0,350		26,18	0,003
0,350 - 0,450		21,47	0,008
0,450 - 0,550		19,90	0,013

σ<sub>1</sub> rek = 80 kPa

Obr. 87: Edometrická zkouška 3/3

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])



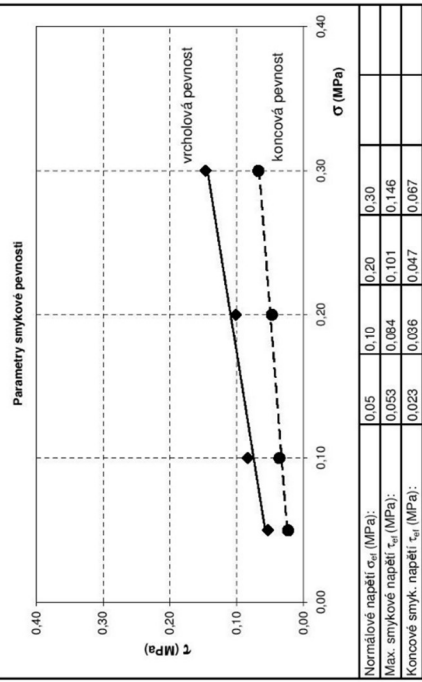
**Protokol o výsledcích laboratorních zkoušek číslo : 80399/529**

Název zakázky: <b>Modernizace trati Brno-Přerov, I. etapa Blázovčice-Nezamyslice</b>	Číslo zakázky: 80399-095
Jméno a adresa zákazníka: SG Geotechnika a.s., Geologická 4, 15200 Praha 5	
Číslo vzorku: 16196	Odběr vzorku: 12.09.2008
Sonda: TCH1	Převzetí vzorku: 19.09.2008
Hloubka (m): 2.8 - 3.0	Zahájení zkoušek: 06.01.2009

Popis vzorku: jíl velmi výsoce plastický, šedý, vápnlitý pevný

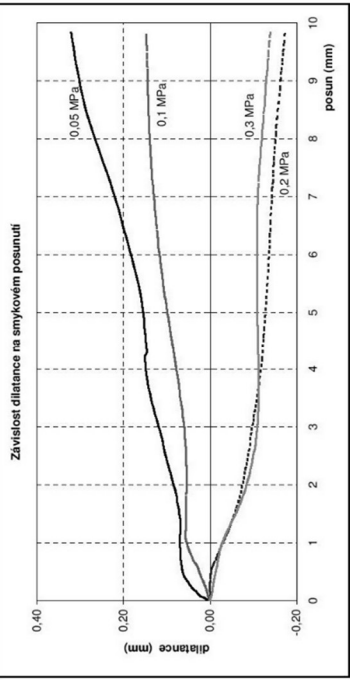
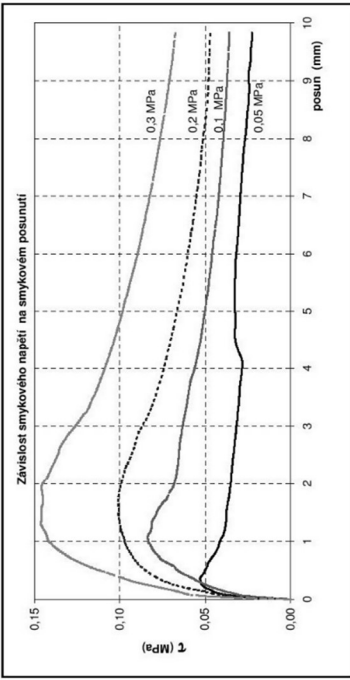
<b>Stanovení smykové pevnosti krabicovým přístrojem</b>	
Název zkušebního postupu :	ČSN EN ISO/TS 17892-10 a Metodky laboratorních zkoušek v mechanice zemin a hornin, ČGU 1987
Specifikace :	Alés Chýle
Zkoušky provedl zkušební technik :	výřezán
Způsob přípravy zkušebního tělesa:	2832,6/921 (krabicová)
Prům. plocha zkušebních těles (mm <sup>2</sup> ):	19,9
Prům. výška zkušebních těles (mm):	Rychlost smyk. posunu (mm/min): 0,005

<b>Fyzikální parametry před zkouškou :</b>			
Normálové napětí (MPa):	0,05	0,2	0,3
$w_n$ (%)	30,7	32,3	29,9
$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1489	1456	1507
$\rho_n$ (kg/m <sup>3</sup> )	1946	1926	1958
			průměrná hodnota: 31,3



**vrcholová pevnost :**  $\phi = 19,1^\circ$   $c = 0,040$  MPa  
**koncová pevnost :**  $\phi = 9,6^\circ$   $c = 0,016$  MPa

Efektivní parametry smykové pevnosti pro obor napětí od 0,05 do 0,3 MPa byly stanoveny s nejistotou 2,17 %.



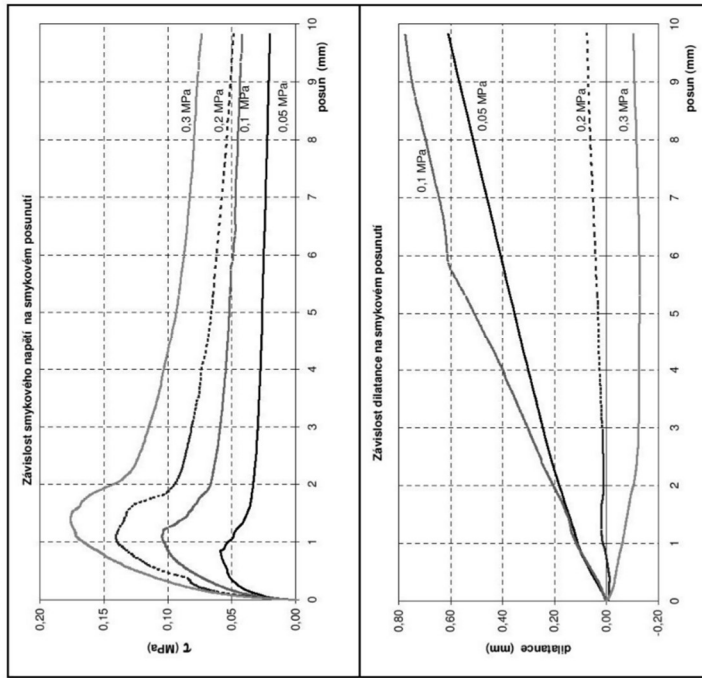
Datum vystavení protokolu : 12.1.2009  
 Protokol vystavil : Mgr. Jana Šebelová  
 Vedoucí zkušební laboratorně : Mgr. Hana Krížová

Výsledky každé uvedené zkoušky se týká vzorku výše uvedeného laboratorního čísla. Nejistota je vyjádřena jako dvojnásobek standardní nejistoty a charakterizuje interval hodnot, ve kterém lze očekávat skutečnou hodnotu s pravděpodobností 95%. Všechny údaje označené \* byly převzaty od zákazníka a laborator nenes odpovědnost za jejich správnost.

Obr. 88: Smyková krabicová zkouška 1/2

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])

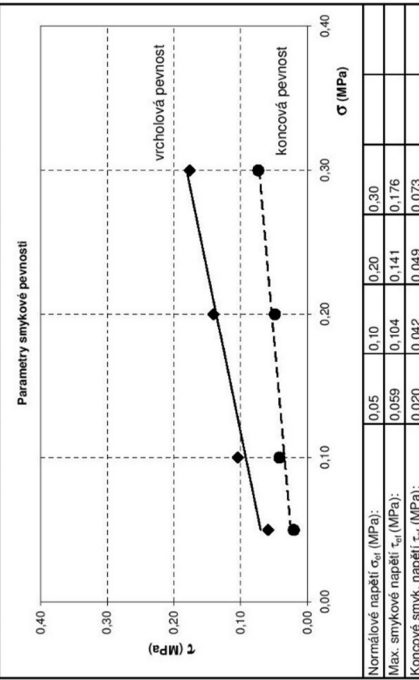




Jméno a adresa zakazníka: SG Geotechnika a.s., Geologická 4, 15200 Praha 5	
Číslo vzorku : 18114	Odběr vzorku* : 06.10.2008
Sonda : TCH3	Převzetí vzorku : 07.10.2008
Hloubka* (m) : 3,8 - 4,0	Zahájení zkoušek : 25.02.2009
Popis vzorku: jí velmi vysoce plasticitý, šedozlutohnědý, vápňitý, pevný	

<b>Název zkušebního postupu :</b>		<b>Stanovení smykové pevnosti krabicovým přístrojem</b>	
Specifikace :	ČSN EN ISO/TS 17892-10 a Metodky laboratorních zkoušek v mechanice zemín a hornin, ČGÚ 1987		
Zkoušky provedli zkušební technik :	Aleš Čnylě		
Způsob přípravy zkušebního tělesa :	vyřezán		
Prům. plocha zkušebního tělesa (mm <sup>2</sup> ):	2836,69184 (kruhová)		
Prům. výška zkušebního tělesa (mm):	19,2		
<b>Fyzikální parametry před zkouškou :</b>		Zalití vodou:	ano
		Doba konsolidace (hod):	0,005
		Rychlost smyk. posunu (mm/min):	0,005

<b>Fyzikální parametry před zkouškou :</b>					
Normálové napětí (MPa):	0,05	0,1	0,2	0,3	průměrná hodnota:
W <sub>n</sub> (%)	29,5	29,5	30,6	29,6	29,8
I <sub>p</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	1532	1529	1506	1529	1524
ρ <sub>s</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	1983	1981	1967	1981	1978



Normálové napětí σ <sub>n</sub> (MPa):	0,05	0,10	0,20	0,30
Max. smykové napětí τ <sub>n</sub> (MPa):	0,059	0,104	0,141	0,176
Koncové smyk. napětí τ <sub>pr</sub> (MPa):	0,020	0,042	0,049	0,073
<b>vrcholová pevnost :</b>	<b>φ = 23,9 °</b>	<b>c = 0,048 MPa</b>		
<b>koncová pevnost :</b>	<b>φ = 10,8 °</b>	<b>c = 0,015 MPa</b>		

Elektrické parametry smykové pevnosti pro obor napětí od 0,05 do 0,3 MPa byly stanoveny s nejistotou 0,86 %.

Obr. 89: Smyková krabicová zkouška 2/2

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])



Stavební geologie-Geotechnika, a.s.  
prac. geotechnického zkušebnictví a monitoringu  
Geologická 4 čp. 988  
Praha 5 - Barrandov, 152 00

Certifikát systému managementu jakosti  
dle ČSN EN ISO 9001:2001 č. SMJ – 1852/2007

## PROTOKOL O ZKOUŠCE PRESIOMETREM MÉNARD (typ APAGEO)

Typ sondy: guma  $\varnothing$  74 mm  
Hladina podzemní vody = - 16,5 m

Hornina: jil,  $\nu = 0,4$

**Vrt CH-P**  
**hloubka: 16,5 m**

### Výsledky:

Presiometrický modul  
 $E_p$  [MPa] = **15,4**  
(interval 0,52 - 1,51 MPa)

Poč. pružněplastické fáze  
 $p_o$  [MPa] = **0,38**

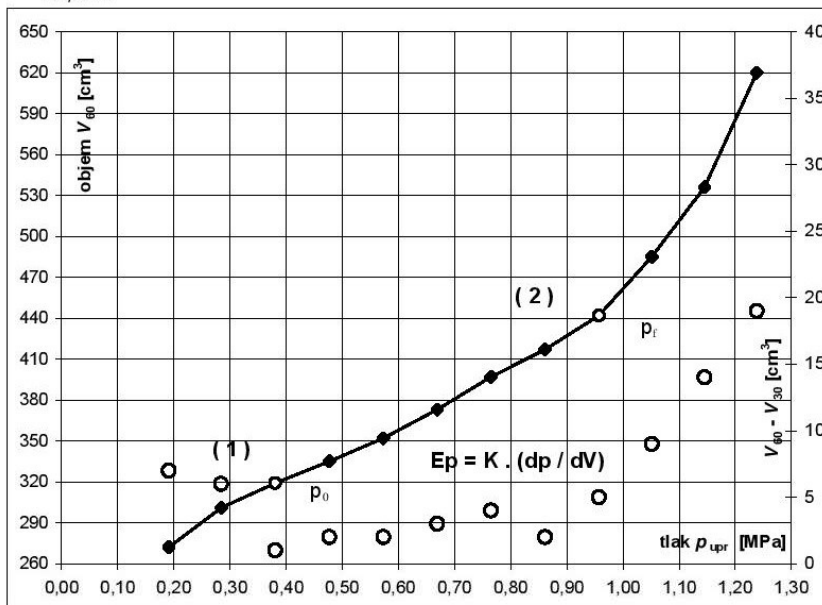
Mez dotvarování  
 $p_f$  [MPa] = **0,96**

Koeficient sondy  
 $K$  [cm<sup>3</sup>] = **3277**

Limitní tlak  
 $p_{lim}$  [MPa] = **1,90**

$E_p / p_{lim} =$  **8,09**

$p_{lim} / p_f =$  **1,98**



Tlak [MPa]	Tlak [MPa]	Objem [cm <sup>3</sup> ]				
$p$	$p_{upr}$	$V_{15}$	$V_{30}$	$V_{60}$	$\Delta V_{60}$	$V_{60} - V_{30}$
0,10	0,19	261	265	272		7
0,20	0,28	292	295	301	29	6
0,30	<b>0,38</b>	317	318	<b>319</b>	18	1
0,40	0,48	332	333	335	16	2
0,50	0,57	349	350	352	17	2
0,60	0,67	368	370	373	21	3
0,70	0,77	392	393	397	24	4
0,80	0,86	414	415	417	20	2
0,90	<b>0,96</b>	434	437	<b>442</b>	25	5
1,00	1,05	471	476	485	43	9
1,10	1,15	515	522	536	51	14
1,20	1,24	591	601	620	84	19

	<b>SG - Geotechnika, a.s.</b>			
	Geologická 4 čp. 988, 152 00 Praha 5 tel. 234 654 111 fax: 234 654 112 e-mail: terenni@geotechnika.cz			
Objednatel:	SUDOP Brno s.r.o.			
Název zakázky:	Modernizace trati Brno - Přerov, 1. etapa Blažovice - Nezamyslice			
Číslo zakázky:	Měřil:	Zpracoval:	Schválil:	Datum:
08 0399-095	Černý, Nepraš	Hudák	Ing. Libal	7.10.2008
Grafický průběh a data zkoušky			Číslo protokolu: P072/2008	

Obr. 90: Presiometrická zkouška

(Zdroj: Dřevnovický tunel, Předběžný geotechnický průzkum - 03/2009, Stavební geologie – Geotechnika a.s. [7])