

Revize:	Datum:	Popis:					Kontroloval:																																																														
000	14. 5. 2022	Definitivní odevzdání dokumentace					Ing. Tomáš Chytil																																																														
Název části:		Tunely					Označení části: D.2.1.7																																																														
Název objektu/dílní části:		t.ú. Blažovice - Holubice, Holubický tunel					Označení objektu/komplexu: SO 23-40-01																																																														
Název přílohy:		Zjednodušené statické výpočty					Číslo přílohy: 1.003																																																														
Název dílní části přílohy:		-																																																																			
Odpovědný projektant:		Zpracovatel přílohy:		Měřítko:		-		Stupeň dokumentace:																																																													
Ing. Josef Rychtecký		Kolektiv		Formáty:		-		DÚR																																																													
Kraj:		Katastrální území:		TUDU:		Smluvní datum zpracování:																																																															
Jihomoravský		viz textová část		2301 06		14.7.2022																																																															
Označení investora::										Stupeň dokumentace:										Část:										Objekt:										Podobjekt:										Příloha:										Revize:									
S 6 2 1 5 0 0 5 8 7										- D Ú R X										- D 2 1 0 7										- S O 2 3 4 0 0 1										- X X										- 1 - 0 0 3										- 0 0 0									
[Prostor pro další informace]																																																																					

Zhotovitel:  
AFRY CZ s.r.o.

Datum:  
07/2022

Zastoupený:  
Ivo Šimek

Číslo zakázky:  
21064-01-0722

Autorský kolektiv:  
Michal Steiner  
Filip Rozmánek

Kontrola:  
Tomáš Chytil

Objednatel:  
Správa železnic, s.o.  
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

Zastoupený:  
Stavební správa východ  
Nerudova 773/1, 779 00 Olomouc

## MODERNIZACE TRATI BRNO – PŘEROV, 2. STAVBA BLAŽOVICE - VYŠKOV

### **PŘÍLOHA 1.003 ZJEDNODUŠENÉ STATICKÉ VÝPOČTY**

SO 23-40-01 T.Ú. BLAŽOVICE - HOLUBICE, HOLUBICKÝ TUNEL



## OBSAH

<b>1</b>	<b>IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE .....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>ÚVOD .....</b>	<b>7</b>
2.1	ÚČEL ZPRÁVY .....	7
2.2	ÚČEL VÝPOČTŮ .....	7
2.3	ZÁKLADNÍ POPIS TUNELU A ŘEŠENÍ STATIKY .....	7
2.4	POUŽITÝ SOFTWARE .....	7
<b>3</b>	<b>SEZNAM ZKRATEK .....</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>PODKLADY A LITERATURA .....</b>	<b>9</b>
4.1	ÚVOD .....	9
4.2	SEZNAM NOREM A PŘEDPISŮ POUŽITÝCH PŘI ZPRACOVÁNÍ PD .....	9
4.3	SEZNAM PODKLADŮ A DALŠÍCH REFERENČNÍCH DOKUMENTŮ .....	10
4.4	OSTATNÍ LITERATURA .....	10
4.5	ODCHYLKY OPROTI NORMÁM A PŘEDPISŮM .....	11
<b>5</b>	<b>GEOTECHNICKÉ POMĚRY.....</b>	<b>12</b>
5.1	ÚVOD .....	12
5.2	GEOTECHNICKÉ PARAMETRY .....	12
5.2.1	Spraše / sprašové hlíny .....	12
5.2.2	Brněnský neogenní jíl .....	12
5.2.3	Zásypový materiál .....	13
5.3	GEOTECHNICKÁ RIZIKA.....	13
<b>6</b>	<b>RAŽBA A PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ HOLUBICKÉHO TUNELU.....</b>	<b>14</b>
6.1	ÚVOD .....	14
6.2	CHARAKTERISTICKÉ ŘEZY .....	14
6.3	PŘITÍŽENÍ POVRCHU TERÉNU.....	14
6.4	ČLENĚNÍ RAŽBY, ROZMĚRY A PARAMETRY OSTĚNÍ .....	14
6.4.1	Členění čelby při ražbě, sled prací .....	14
6.4.2	Rozměry a parametry ostění .....	15
6.5	VÝPOČTOVÝ MODEL .....	16
6.5.1	Geometrie modelu .....	16
6.5.2	Okrajové podmínky .....	18
6.5.3	Počáteční podmínky .....	18
6.5.4	Geotechnické a konstrukční parametry .....	18
6.5.5	Fáze modelu, relaxace masívu .....	18
6.6	VÝSLEDKY (PREDIKCE) MODELŮ .....	19
6.6.1	Deformace masívu a ostění .....	19
6.6.2	Vnitřní síly .....	21
6.7	POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI .....	22
<b>7</b>	<b>DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ HOLUBICKÉHO TUNELU .....</b>	<b>24</b>
7.1	ÚVOD .....	24
7.2	CHARAKTERISTICKÉ ŘEZY .....	24
7.3	PŘITÍŽENÍ POVRCHU .....	24
7.4	ROZMĚRY A PARAMETRY OSTĚNÍ .....	24

7.5	VÝPOČTOVÝ MODEL .....	25
7.6	ZATÍŽENÍ.....	26
7.6.1	Seznam uvažovaných zatížení .....	26
7.6.2	Vlastní tíha .....	26
7.6.3	Zemní tlak .....	26
7.6.4	Vodní tlak .....	27
7.6.5	Smrštění betonu .....	28
7.6.6	Změny teploty .....	28
7.6.7	Další zatížení.....	28
7.6.8	Kombinace zatěžovacích stavů .....	29
7.7	VNITŘNÍ SÍLY .....	29
7.8	POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI .....	31
<b>8</b>	<b>DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ HLOUBENÝCH ÚSEKŮ HOLUBICKÉHO TUNELU .....</b>	<b>34</b>
8.1	ÚVOD .....	34
8.2	CHARAKTERISTICKÉ ŘEZY .....	34
8.3	PŘITÍŽENÍ POVRCHU .....	34
8.4	ROZMĚRY A PARAMETRY OSTĚNÍ .....	34
8.5	VÝPOČTOVÝ MODEL .....	35
8.6	ZATÍŽENÍ.....	36
8.6.1	Seznam uvažovaných zatížení .....	36
8.6.2	Vlastní tíha .....	36
8.6.3	Zemní tlak .....	36
8.6.4	Vodní tlak .....	37
8.6.5	Smrštění betonu .....	37
8.6.6	Změny teploty .....	38
8.6.7	Další zatížení.....	38
8.6.8	Kombinace zatěžovacích stavů .....	38
8.7	VNITŘNÍ SÍLY .....	39
8.8	POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI .....	39
<b>9</b>	<b>STABILITA ZÁŘEZŮ HLOUBENÝCH ÚSEKŮ .....</b>	<b>43</b>
9.1	GEOMETRIE .....	43
9.2	CHARAKTERISTICKÉ ŘEZY .....	43
9.3	PŘITÍŽENÍ POVRCHU .....	43
9.4	METODIKA VÝPOČTŮ .....	43
<b>10</b>	<b>STABILITA ZÁSYPŮ HLOUBENÝCH ÚSEKŮ .....</b>	<b>44</b>
10.1	GEOMETRIE .....	44
10.2	CHARAKTERISTICKÉ ŘEZY .....	44
10.3	PŘITÍŽENÍ POVRCHU .....	44
10.4	METODIKA VÝPOČTŮ .....	44

## SEZNAM TABULEK

Tabulka 1 – Fáze modelu a relaxace .....	19
Tabulka 2 – Seznam uvažovaných zatížení .....	26



Tabulka 3 – Kombinace zatěžovacích stavů.....29

Tabulka 4 – Kombinace zatěžovacích stavů.....38

## SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1 – Sled prací – ražba a primární ostění pilotní štoly.....	14
Obrázek 2 – Sled prací – rozšíření kaloty tunelu do plného profilu .....	15
Obrázek 3 – Sled prací – rozšíření dna (počvy) tunelu do plného profilu .....	15
Obrázek 4 – Vzorový příčný řez – pilotní štola.....	16
Obrázek 5 – Vzorový příčný řez – plný profil tunelu .....	16
Obrázek 6 – Typická síť konečných prvků .....	17
Obrázek 7 – Zobrazení geometrické kvality sítě.....	17
Obrázek 8 – Zobrazení geometrické hustoty sítě .....	18
Obrázek 9 – Typické izolinie svislé deformace masívu [mm] .....	19
Obrázek 10 – Typická poklesová kotlina (max 26 mm).....	20
Obrázek 11 – Typická (kumulativní) deformace ostění po ražbě (max 45 mm) .....	20
Obrázek 12 – Typický průběh ohybových momentů (před přitížením terénu) .....	21
Obrázek 13 – Typický průběh normálových sil (před přitížením terénu) .....	21
Obrázek 14 – Typický průběh posouvajících sil (před přitížením terénu) .....	22
Obrázek 15 – Typický M-N interakční diagram plného tunelu .....	23
Obrázek 16 – Typický V-N interakční diagram plného tunelu .....	23
Obrázek 17 – Vzorový příčný řez – definitivní ostění raženého tunelu.....	24
Obrázek 18 – Výpočtový model ostění – zobrazení tloušťky .....	25
Obrázek 19 – Výpočtový model ostění – zobrazení podpor.....	25
Obrázek 20 – Typický obrazec průběhu zemního tlaku .....	27
Obrázek 21 – Ilustrace výpočtu Terzaghiho klenbovou teorií.....	27
Obrázek 22 – Typický obrazec průběhu vodního tlaku .....	28
Obrázek 23 – Obálka ohybových momentů .....	29
Obrázek 24 – Obálka posouvajících sil.....	30
Obrázek 25 – Obálka normálových sil .....	30
Obrázek 26 – M-N interakce (klenba) – MSÚ (vlevo) / MSP (vpravo).....	31
Obrázek 27 – M-N interakce (dno) – MSÚ (vlevo) / MSP (vpravo).....	32
Obrázek 28 – V-N interakce (smyková únosnost) - klenba.....	32
Obrázek 29 – V-N interakce (smyková únosnost) - dno .....	33
Obrázek 30 – Vzorový příčný řez – definitivní ostění hloubených úseků .....	34
Obrázek 31 – Výpočtový model ostění – zobrazení tloušťky .....	35

Obrázek 32 – Výpočtový model ostění – zobrazení podpor.....	35
Obrázek 33 – Typický obrazec průběhu zemního tlaku .....	37
Obrázek 34 – Typický obrazec průběhu vodního tlaku .....	37
Obrázek 35 – Obálka ohybových momentů .....	39
Obrázek 36 – Obálka posouvajících sil.....	39
Obrázek 37 – Obálka normálových sil .....	40
Obrázek 38 – M-N interakce (klenba) – MSÚ (vlevo) / MSP (vpravo).....	40
Obrázek 39 – M-N interakce (dno) – MSÚ (vlevo) / MSP (vpravo).....	41
Obrázek 40 – V-N interakce (smyková únosnost) - klenba.....	41
Obrázek 41 – V-N interakce (smyková únosnost) - dno .....	42
Obrázek 42 – Typický řez zářezem hloubeného úseku .....	43



## 1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Stavba: **Modernizace trati Brno-Přerov, 2.stavba Blažovice-Vyškov**  
Stupeň dokumentace: Dokumentace pro územní rozhodnutí (DUR)  
Část: Železniční tunely  
Číslo části: D.2.1.7  
Objednatel: **Správa železnic, státní organizace**  
Stavební správa východ  
Nerudova 773/1, 779 00 Olomouc  
Zástupce objednatele: Ing. Martin Morávek (MoravekMa@spravazeleznic.cz, tel. 720 965 395)  
Zhotovitel (GP): **AFRY CZ s.r.o.**  
Magistrů 1275/13, 140 00 Praha 4  
IČO: 45306605  
DIČ: CZ45306605  
Zapsaný v OR vedeném u Městského soudu v Praze, spisová značka C 8073  
Hl. inž. projektu (HIP): Ing. Radoslav Molák,  
č. autorizace 1004749, obor IT00 (technologická zařízení staveb)  
Stavební objekty: **SO 23-40-01 t.ú. Blažovice - Holubice, Holubický tunel**  
Projektant SO: **AFRY CZ s.r.o.**

## 2 ÚVOD

### 2.1 ÚČEL ZPRÁVY

Tato zpráva shrnuje vstupní údaje, parametry, předpoklady, postupy/metodiku a principy posouzení použité pro statické výpočty železničního tunelu provedeného v rámci zpracování DÚR 2. stavby projektu Modernizace trati Brno – Přerov. Zpráva vychází z původní dokumentace z roku 2018 vypracované společností SUDOP Praha a.s. [34]. Cílem bylo zachovat koncept původní zprávy včetně metodiky a výsledků veškerých výpočtů a aktualizovat ji dle platných norem a předpisů. Rovněž bylo nutné zprávu upravit na základě navazujících SO a PS. Zpráva bude použita jako příloha technické zprávy Holubického tunelu (SO 23-40-01).

### 2.2 ÚČEL VÝPOČTŮ

Statické výpočty byly zpracovány za účelem ověření proveditelnosti rozhodujících dimenzí stavebních nebo geotechnických konstrukcí (průkaz dimenzí), zejména s ohledem na dimenze mající vliv parametry DÚR. V navazujícím stupni PD budou provedeny výpočty podrobnější.

### 2.3 ZÁKLADNÍ POPIS TUNELU A ŘEŠENÍ STATIKY

Holubický tunel je navržen jako jednokolejný (dvě paralelní tunelové trouby) a ražený, s hloubenými úseky při portálech. Jeho základní rozměry jsou dány vzorovými příčnými řezy.

Vzhledem k účelu a sjednocení statických výpočtů této zprávy byly výpočty provedeny za použití nejnepříznivějších geotechnických parametrů celé stavby (Modernizace trati Brno-Přerov, 2.stavba Blažovice-Vyškov) a byly členěny následovně:

- Ražba a primární ostění Holubického tunelu;
- Sekundární ostění Holubického tunelu;
- Ostění hloubených úseků Holubického tunelu;
- Stabilita zářezů hloubených úseků;
- Stabilita zásypu hloubených úseků;

### 2.4 POUŽITÝ SOFTWARE

Bentley – MicroStation V8i (SELECT serie 4), verze 08.11.09.833

Microsoft Excel 2010.

FINE – GEO5 v2018 CZ.

PLAXIS 2D v2017.01.

SCIA ENGINEER v14.0.1058.





### 3 SEZNAM ZKRATEK

- **DÚR** – Dokumentace pro územní rozhodnutí
- **GŘ** – Generální ředitel
- **HPV** – Hladina podzemní vody
- **IGP** – Inženýrsko-geologický průzkum
- **MKP** – Metoda konečných prvků
- **MSP** – Mezní stav použitelnosti
- **MSÚ** – Mezní stav únosnosti
- **PD** – Projektová dokumentace / Dokumentace
- **SO** – Stavební objekt
- **SŽ** – Správa železnic
- **TKP** – Technické kvalitativní podmínky
- **tl.** – tloušťka / tloušťky
- **ŽB** – Železobeton / Železobetonový

## 4 PODKLADY A LITERATURA

### 4.1 ÚVOD

Níže jsou uvedeny základní podklady, normy a další předpisy použité při zpracování předmětných statických výpočtů. Normy jsou uvažovány ve znění platném v době odevzdání PD.

### 4.2 SEZNAM NOREM A PŘEDPISŮ POUŽITÝCH PŘI ZPRACOVÁNÍ PD

- [1] **ČSN 73 6301** (736301): Projektování železničních drah, Český normalizační institut, 1998
- [2] **ČSN 73 7508** (737508): Železniční tunely, Český normalizační institut, 2002
- [3] **ČSN 73 0037** (730037): Zemní tlak na stavební konstrukce, Český normalizační institut, 1992
- [4] **ČSN EN 1990** (73 0002); Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí; Český normalizační institut; Praha; 2/2011
- [5] **ČSN EN 1991-1-1** (730035); Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb; Český normalizační institut; 3/2004
- [6] **ČSN EN 1991-2** (736203); Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou; Český normalizační institut; 7/2005
- [7] **ČSN EN 1992-1-1 ed.2** (731201); Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby; Český normalizační institut; 11/2019
- [8] **ČSN EN 1992-2** (736208); Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady; Český normalizační institut; 5/2007
- [9] **ČSN EN 1997-1** (731000); Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla; Český normalizační institut; 9/2006
- [10] **ČSN EN 206+A2** (732403): Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda; Český normalizační institut; Svaz výrobců betonu ČR/TNK 36 Betonové konstrukce; 10/2021
- [11] **ČSN P 73 2404** (732404): Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace; Svaz výrobců betonu ČR/TNK 36 Betonové konstrukce; 12/2021
- [12] **ČSN EN 14487-1** (732431): Stříkaný beton - Část 1: Definice, specifikace a shoda; Český normalizační institut; 8/2006
- [13] **ČSN EN 10080** (421039): Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně; Český normalizační institut; 12/2005
- [14] **ČSN 42 0139** (420139): Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká; Hutnictví železa, a.s./TNK 62 Ocel; 6/2011
- [15] **ČSN EN 13670** (732400): Provádění betonových konstrukcí; Svaz výrobců betonu ČR/TNK 36 Betonové konstrukce; 6/2010
- [16] **ČSN EN 1537** (731051): Provádění speciálních geotechnických prací - Horninové kotvy; ARCADIS Geotechnika, a.s./TNK 41 Geotechnika; 2/2014
- [17] **ČSN EN 14490** (731055): Provádění speciálních geotechnických prací – Hřebíkování zemin; ARCADIS Geotechnika, a.s./TNK 41 Geotechnika; 10/2010
- [18] **ČSN EN 14475** (731045): Provádění speciálních geotechnických prací – Vyztužené zemní konstrukce; Český normalizační institut; 5/2006
- [19] **ÖGG**: Richtlinie für die Kostenermittlung Projekte der Verkehrsinfrastruktur; Österreichische Gesellschaft für Geomechanik; Austria; 2005



- [20] **Směrnice GR SŽDC č. 11/2006:** Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních. SŽDC, s.o., Odbor provozuschopnosti ŽDC; Praha, s účinností od 6/2006
- [21] **Směrnice GR SŽDC č. 16/2005** Zásady modernizace a optimalizace vybrané železniční sítě České republiky. SŽDC, s.o.
- [22] **TKP 3:** Technické kvalitativní podmínky staveb českých drah, Kapitola 3 – Zemní práce; třetí aktualizované vydání, změna č. 6; SŽDC, s.o., Technická ústředna dopravní cesty; Praha, schváleno 4/2008 (účinnost od 1.7.2008)
- [23] **TKP 17:** Technické kvalitativní podmínky staveb českých drah, Kapitola 17 - Beton pro konstrukce; ; třetí aktualizované vydání, změna č. 8; SŽDC, s.o., Technická ústředna dopravní cesty; Praha, schváleno 3/2013 (účinnost od 1.5.2013)
- [24] **TKP 18:** Technické kvalitativní podmínky staveb českých drah, Kapitola 18 – Betonové mosty a konstrukce; třetí aktualizované vydání, změna č. 8; SŽDC, s.o., Technická ústředna dopravní cesty; Praha, schváleno 3/2013 (účinnost od 1.5.2013)
- [25] **TKP 20:** Technické kvalitativní podmínky staveb českých drah, Kapitola 20 – Tunely; třetí aktualizované vydání, změna č.2; České dráhy, s.o., divize Dopravní cesty, o.z.; Praha; 2001 (účinnost od 01/2002)
- [26] **TKP 24:** Technické kvalitativní podmínky staveb českých drah, Kapitola 24 – Zvláštní zakládání; třetí aktualizované vydání, změna č.4; České dráhy, a.s., Technická ústředna dopravní cesty; Praha; 2003 (účinnost od 12/2003)
- [27] **Vzorový list – světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu;** SŽ s.o.; Úč. od 03/2010
- [28] **Vzorový list – světlý tunelový průřez dvoukolejného tunelu;** SŽ s.o.; Úč. od 02/2012

#### 4.3 SEZNAM PODKLADŮ A DALŠÍCH REFERENČNÍCH DOKUMENTŮ

- [29] **Studie proveditelnosti;** Modernizace trati Brno-Přerov, verze 06/2015; zpracovatel SUDOP BRNO, spol. s r.o.; 06/2015
- [30] **Přípravná dokumentace;** Modernizace trati Brno-Přerov, I. etapa Blažovice-Nezamyslice; SUDOP BRNO, spol. s r.o.; 11/2009
- [31] **Návrh na revizi konceptu technického řešení ražených tunelů;** Brno – Přerov, 2. a 3. stavba; SUDOP PRAHA a.s., Ing. Michal Uhrin, Ing. Tomáš Zítka, Praha 11/2017
- [32] **Porovnání variant železničních tunelů;** Modernizace trati Brno-Přerov, 2. stavba Blažovice – Vyškov, Modernizace trati Brno-Přerov, 3. stavba Vyškov-Nezamyslice; SUDOP BRNO, spol. s r.o. & SUDOP PRAHA a.s.; Ing. Radoslav Molák, Ing. Tomáš Zítka, Ing. Petr Rotschein; Praha 06/2018
- [33] **Předběžný geotechnický průzkum;** Modernizace trati Brno-Přerov, I. Etapa Blažovice -Nezamyslice, SO 12-20-01, Holubický tunel, Ostrava, 03/2009
- [34] **Zjednodušené statické výpočty;** příloha č.2 k TZ SO 02-29-01; ; SUDOP PRAHA a.s., Ing. Michal Uhrin, Ing. Tomáš Zítka, Praha 11/2018

#### 4.4 OSTATNÍ LITERATURA

- [35] Manuál programu GEO5
- [36] Manuál programu PLAXIS
- [37] KLEIN, K., MIŠOVE, P. Únosnost koreňa injektovanej kotvy v hornině. *Inženýrské stavby*. Praha: Státní nakladatelství technické literatury SNTL, 1986, (5), 251-255.
- [38] MASOPUST, J.: Speciální zakládání staveb, 1. a 2. díl. Brno, 2004-2006. Skriptum, VUT Brno – Fakulta stavební.

- [39] SCHMITT: Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm and sheet pile wall design, Géotechnique, 1995, 71.
- [40] HORÁK, V.: Brno – kolektor Gottwaldova II – šachta 15A, geotechnický sled, zpráva, Geotest Brno. Brno, 1987, arch. č. 86 0628.
- [41] BOHÁČ, J.: Pevnost a přetváření brněnského jílu, XI. Mezinárodní vědecká konference k výročí 100 let založení VUT v Brně, 5 – Geotechnika. Brno, 1999, 33-36.
- [42] UHRIN, M.: Aplikace Cam Clay modelu na brněnský jíl. Brno, 2004. Diplomová práce, VUT Brno – Fakulta stavební.

#### **4.5 ODCHYLKY OPROTI NORMÁM A PŘEDPISŮM**

Nejsou navrženy.



## 5 GEOTECHNICKÉ POMĚRY

### 5.1 ÚVOD

Ve statických výpočtech se vycházelo z údajů získaných aktuálním i archivním IGP akce porovnaných s odbornou literaturou (viz čl. 4.4 této zprávy).

Rozhodnou geologickou formací pro návrh raženého tunelu je brněnský neogenní jíł. V ostatních případech rozhoduje formace spraší a sprašových hlín (při povrchu) a brněnský neogenní jíł (hlouběji). Ostatní geologické vrstvy jsou pro účely předmětných statických výpočtů podružné. Ve výpočtech hloubených konstrukcí a zásypů se uplatní také dovezený zásypový materiál.

Pro sestavení statických a geotechnických modelů byla v souladu s ČSN EN 1997-1 zpracovatelem výpočtů provedena interpretace charakteristických hodnot geotechnických parametrů přímo z výsledků laboratorních a polních zkoušek provedených v rámci IGP na vzorcích a sondách příslušných k předmětným lokalitám. Shrnutí těchto parametrů viz čl. 5.2 níže.

Z dat dostupných v IGP bohužel nebylo možné určit následující parametry:

- Koeficient zemního tlaku v klidu  $K_0$  (a jeho průběh s hloubkou);
- Piezometrický profil (průběh tlaku vody v pórech s hloubkou) v jemnozrnných zeminách;
- Efektivní poissonův součinitel  $\nu'$  (součinitel příčné deformace za plně odvodněných podmínek);

Proto bylo v těchto oblastech postupováno následovně:

- Koeficient zemního tlaku v klidu  $K_0$  byl v souladu s literaturou a zkušenostmi uvažován:
  - Pro brněnský neogenní jíł ... variantně v hodnotách  $K_0 = 0,75 / 1,00 / 1,25$
  - Pro sprašové souvrství ...  $K_0 = 0,50-0,65$
  - Pro hrubozrnné geomateriály ...  $K_0 = 0,50$
- Ve výpočtech za odvodněných podmínek byl uvažován hydrostatický tlak od povrchu stávajícího terénu.
- Efektivní poissonův součinitel  $\nu'$  byl v souladu s literaturou a zkušenostmi uvažován:
  - Pro brněnský neogenní jíł ...  $\nu' = 0,10-0,20$
  - Pro sprašové souvrství ...  $\nu' = 0,20$
  - Pro hrubozrnné geomateriály ...  $\nu' = 0,30-0,35$

V navazujícím stupni PD se očekává výrazné upřesnění geotechnického modelu základové půdy na základě provedení podrobného IGP. Požadavky na základní parametry IGP pro navazující stupeň PD jsou shrnuty v technických zprávách projektu u jednotlivých SO.

### 5.2 GEOTECHNICKÉ PARAMETRY

Níže uvedené parametry platí v hloubkách, mocnostech a rozsazích relevantních pro posuzované konstrukce.

#### 5.2.1 Spraše / sprašové hlíny

- Objemová tíha v přirozeném uložení ...  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Efektivní úhel vnitřního tření ...  $\Phi' = 27^\circ$
- Efektivní průsečík koheze ...  $c' = 7,5 \text{ kPa}$
- Efektivní modul pružnosti ...  $E'r = 45 \text{ MPa}$
- Efektivní poissonův součinitel ...  $\nu' = 0,2$
- Koeficient zemního tlaku v klidu ...  $K_0 = 0,50-0,65$

#### 5.2.2 Brněnský neogenní jíł

- Objemová tíha v přirozeném uložení ...  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Neodvodněná smyková pevnost ...  $S_u \geq 150 \text{ kPa}$

- Efektivní úhel vnitřního tření ...  $\Phi' = 25^\circ$
- Efektivní průsečík koheze ...  $c' = 5 \text{ kPa}$
- Totální modul pružnosti ...  $E_{u,a} = 50 \text{ MPa}$  (při přitížení) /  $E_{u,r} = 80 \text{ MPa}$  (při odtížení)
- Efektivní modul pružnosti ...  $E'r = 50 \text{ MPa}$  (pružné uložení pro návrh definitivního ostění)
- Efektivní poissonův součinitel ...  $\nu' = 0,15$
- Koeficient zemního tlaku v klidu ...  $K_0 = 0,75 / 1,00 / 1,25$

### 5.2.3 Zásypový materiál

- Objemová tíha v přirozeném uložení ...  $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
- Efektivní úhel vnitřního tření ...  $\Phi' \geq 30^\circ$
- Efektivní průsečík koheze ...  $c' = 1 \text{ kPa}$
- Efektivní modul pružnosti ...  $E'r = 50 \text{ MPa}$  (pružné uložení pro návrh definitivního ostění)
- Efektivní poissonův součinitel ...  $\nu' = 0,30-0,35$
- Koeficient zemního tlaku v klidu ...  $K_0 = 0,50$

## 5.3 GEOTECHNICKÁ RIZIKA

Statické výpočty předpokládají homogenní prostředí v rámci jednotlivých vrstev. Součástí projektu před zahájením stavebních prací proto musí být k dispozici dostatečně podrobný IGP a musí být definovány nástroje na řešení případných geotechnických rizik, jako je například:

- Výskyt „potrhaných“ zón v neogenním jílu
- Výskyt hrubozrnných čoček, kanálů nebo širších vrstev
- Výskyt vrstev s výrazně vyšší pevností

## 6 RAŽBA A PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ HOLUBICKÉHO TUNELU

### 6.1 ÚVOD

Statická (resp. geotechnická) analýza Holubického raženého tunelu a jeho primárního (vnějšího) ostění ze stříkaného betonu byla provedena ve 2D řezech za podmínek rovinné deformace pomocí geotechnického MKP programu PLAXIS. Ve smyslu spolehlivosti stavební konstrukce bylo postupováno dle návrhového přístupu 2 normy ČSN EN 1997-1 s aplikací součinitelů spolehlivosti na produkty zatížení. Únosnost ostění ze stříkaného betonu byla posouzena dle ČSN EN 1992-1-1 s koeficientem  $\alpha_{cc}=0,85$  dle ČSN EN 1992-2.

Primární ostění je navrženo jako dočasné.

### 6.2 CHARAKTERISTICKÉ ŘEZY

Tunely byly analyzovány v rozhodujících řezech:

1. S nejvyšším nadložím (24,5 m po osu tunelu), osová vzdálenost tunelových trub 33 m
2. S nejnižším nadložím (11,5 m po osu tunelu), osová vzdálenost tunelových trub 31,5 m

V řezu s nejvyšším nadložím tvoří většinu profilu neogenní jíla. V řezu s nejnižším nadložím se jedná o spraš a jíl.

### 6.3 PŘÍTÍŽENÍ POVRCHU TERÉNU

V průběhu ražby před uzavřením spodní klenby tunelu je uvažováno „nominální“ přetížení povrchu terénu ve výši 15 kPa.

Po plném uzavření klenby tunelu je uvažováno přetížení povrchu terénu ve výši 60 kN/m<sup>2</sup>, což pokryje:

- Zvýšení povrchu terénu násypem o více než 3 m;
- Zatížení silniční nebo železniční dopravou dle ČSN EN 1991-2 (bez vlivu zvláštních vozidel);

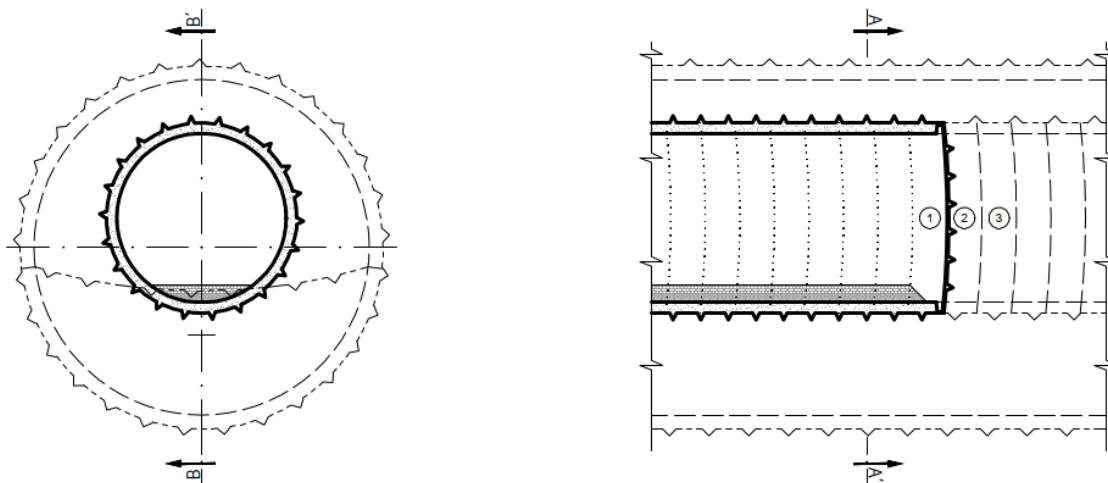
### 6.4 ČLENĚNÍ RAŽBY, ROZMĚRY A PARAMETRY OSTĚNÍ

#### 6.4.1 Členění čelby při ražbě, sled prací

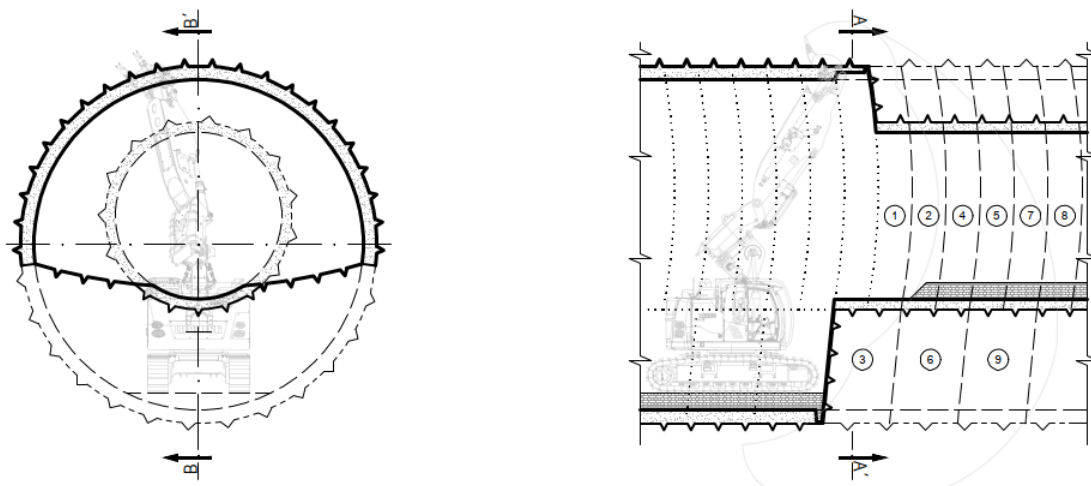
U každé tunelové trouby bude nejprve vyražena pilotní štola po celé délce tunelu. Následovat bude rozšíření tunelu do plného profilu členěné na kalotu a dno. Ražba bude vždy z jednoho portálu „dovrchně“. Odstup mezi čelbami jednotlivých tunelových trub bude minimálně 21 m.

Členění čelby a sled prací při ražbě a aplikaci primárního ostění uvažovaný ve výpočtech viz obrázky níže.

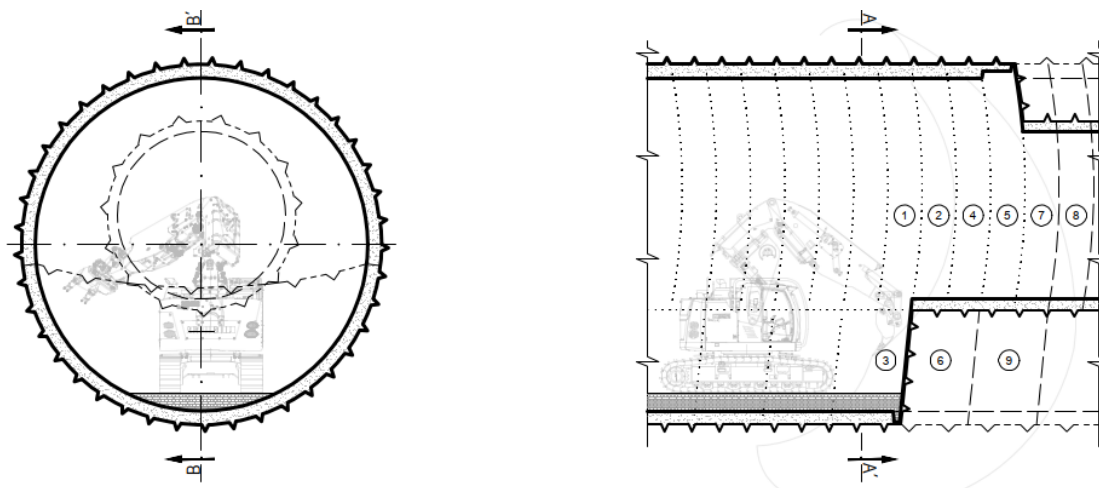
Obrázek 1 – Sled prací – ražba a primární ostění pilotní štoly



Obrázek 2 – Sled prací – rozšíření kaloty tunelu do plného profilu



Obrázek 3 – Sled prací – rozšíření dna (počvy) tunelu do plného profilu



#### 6.4.2 Rozměry a parametry ostění

Primární ostění je navrženo ze stříkaného betonu s uvážením pevnostní třídy minimálně C20/25 dle ČSN EN 206 s náběhem rané pevnosti alespoň podle křivky J2 dle ČSN EN 14487-1. V reálné výrobě na stavbě lze očekávat beton o vyšší, potenciálně výrazně vyšší pevnosti v tlaku.

V tomto stupni PD není specifikováno, zda se bude jednat o drátkobeton (beton vyztužený ocelovými drátky nebo plastovými vlákny) nebo zda bude pro vyztužení použita konvenční výztuž z příhradových rámců a sítí z betonářské oceli. Tyto podrobnosti budou stanoveny v navazujícím stupni PD. Ve výpočtech bylo proto uvažováno s konvenční výztuží ze sítí v množství odpovídajícím zhruba minimálnímu stupni vyztužení dle ČSN EN 1992-1-1 při obou površích.

Rozměry primárního ostění jsou zobrazeny na řezích níže – viz Obrázek 4 a Obrázek 5. Tloušťka primárního ostění je min. 300 mm u pilotní štoly a min. 400 mm u plného profilu tunelu.

Primární ostění je prozatím uvažováno jako dočasné. Statická funkce ostění skončí u pilotní štoly jeho demontáží (demolicí). U plného profilu tunelu není statická funkce primárního ostění potřeba od chvíle, kdy definitivní (vnitřní) ostění dosáhne předepsané pevnosti. Zaráz je však nutné uvažovat, že primární ostění může veškeré na něj působící zatížení (nebo část zatížení, např. bez tlaku vody prosáknuvší skrze praskliny) ve skutečnosti přenášet ještě velmi dlouhou dobu po dokončení ostění definitivního.

Ve statických modelech je uvažován náběh pevnosti stříkaného betonu v čase. V řešeném stupni PD pouze jednoduše ve 3 fázích:

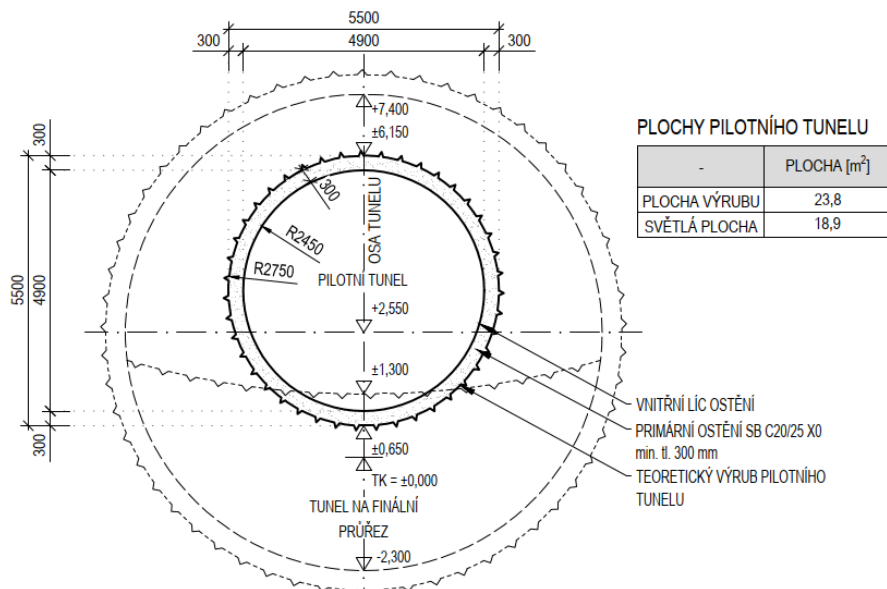
- Mladý beton ... modul pružnosti 5 GPa



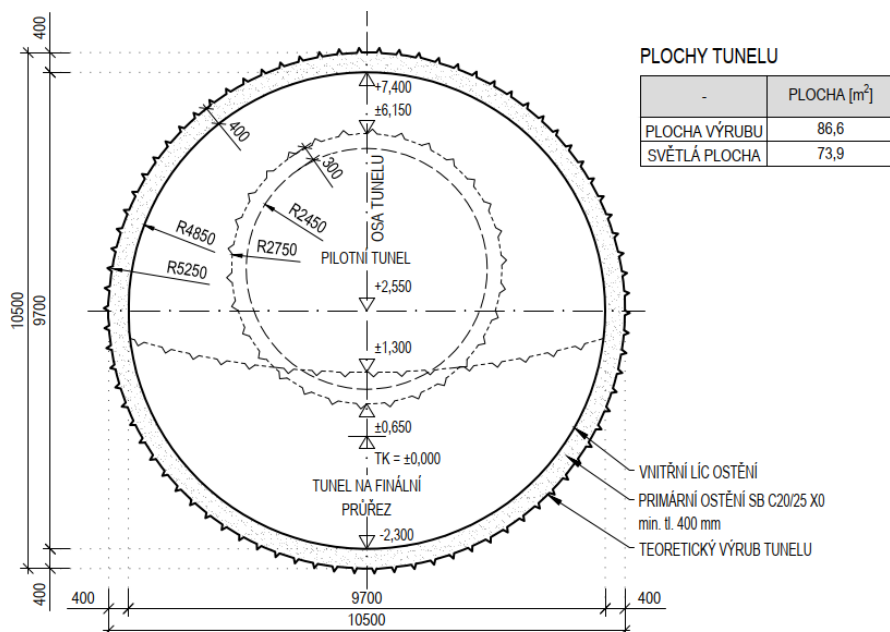
- Středně zralý beton ... modul pružnosti 9 GPa
- Zralý beton ... modul pružnosti 15 GPa

Výše uvedené moduly zahrnují vliv dotvarování pod zatížením. V navazující fázi PD lze tyto hodnoty zpřesnit na základě detailnějších požadavků projektu na stříkaný beton.

Obrázek 4 – Vzorový příčný řez – pilotní štola



Obrázek 5 – Vzorový příčný řez – plný profil tunelu



## 6.5 VÝPOČTOVÝ MODEL

### 6.5.1 Geometrie modelu

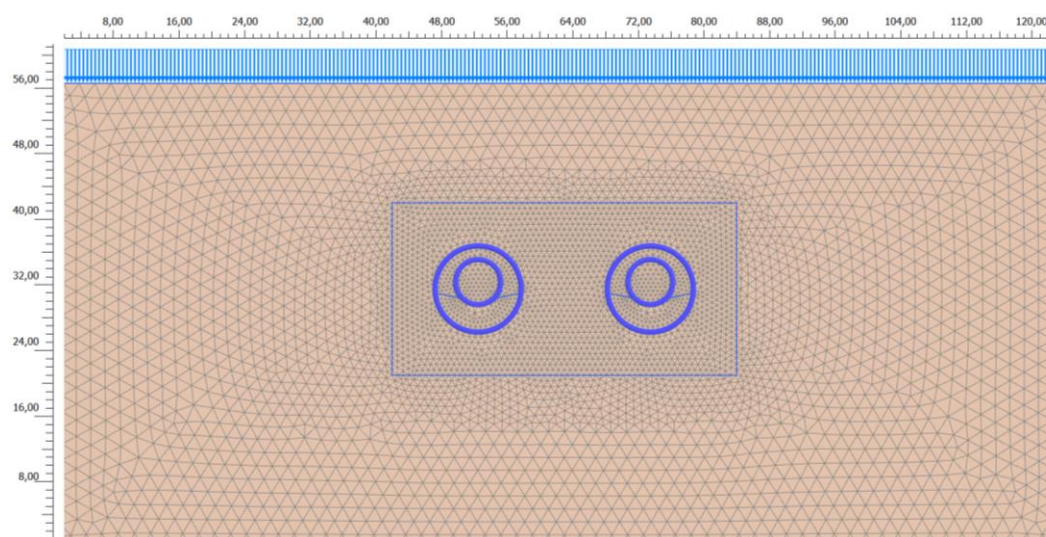
Rozměry MKP modelu byly voleny tak, aby okrajové podmínky neměly významný vliv na predikci napětí a přetvoření v místě tunelu, s ohledem na hustotu sítě konečných prvků.

Síť byla sestavena z trojúhelníkových patnáctiuzlových prvků s hustotou nejvyšší v místě ražby (tj. v místě největších změn v napětí a přetvoření), s postupným zředčováním směrem ke krajům modelu. Tvarová kvalita prvků byla automaticky kontrolována.

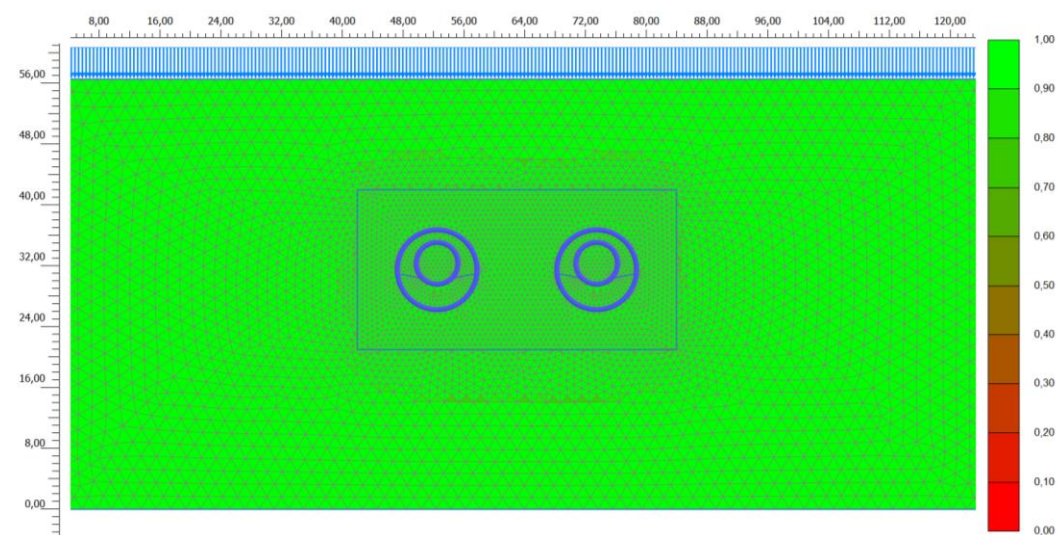
Primární ostění tunelu bylo v souladu se zvyklostmi modelováno na obrys teoretického výrubu. Do modelu bylo zapracováno členění čelby při ražbě dle projektu. Působení na rozhraní kaloty a dna bylo simulováno „sloními nohama“ v tloušťce ostění.

Ražba obou tubusů byla simulována v jednom modelu pro zachycení efektu vzájemného ovlivnění.

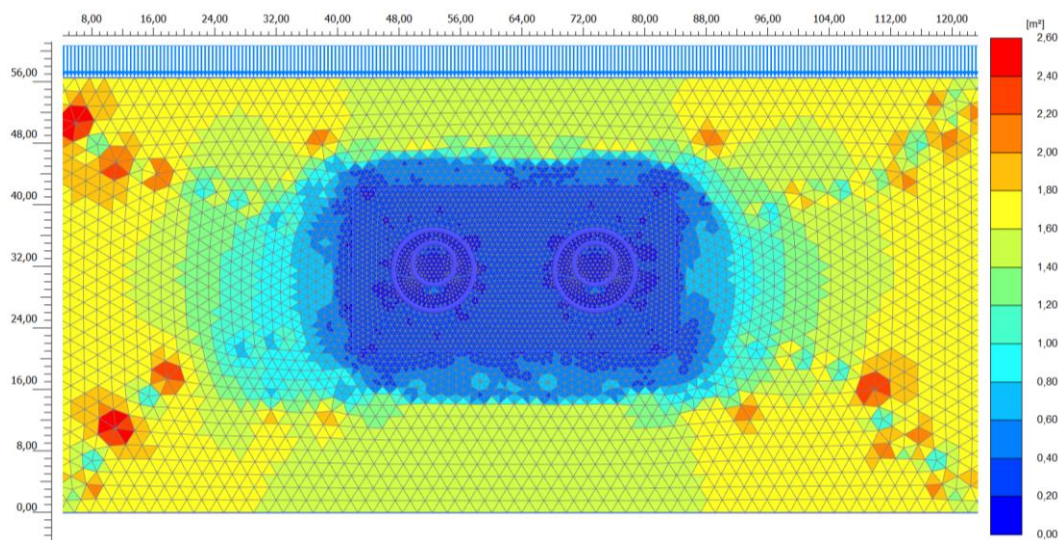
Obrázek 6 – Typická síť konečných prvků



Obrázek 7 – Zobrazení geometrické kvality sítě



Obrázek 8 – Zobrazení geometrické hustoty sítě



### 6.5.2 Okrajové podmínky

Spodní hrana modelu: zamezeno přemístění v obou směrech

Boční hrany modelu: zamezeno vodorovnému přemístění, svislé přemístění volné

### 6.5.3 Počáteční podmínky

Inicializace na základě objemové tíhy v přirozeném uložení, tlaku vody v pórech zeminy (uvažováno hydrostaticky od povrchu terénu) a hodnoty koeficientu zemního tlaku v klidu.

### 6.5.4 Geotechnické a konstrukční parametry

Konstituční model geomateriálů: Mohr-Coulomb

Konstituční model ostění: lineárně pružný

Chování geomateriálů: „undrained“ při ražbě

konsolidace po ukončení ražby

Při „undrained“ působení byl negativní pórový tlak omezen na 150 kPa. U zemin bylo zadáno vyloučené působení v tahu („tension cut-off“).

### 6.5.5 Fáze modelu, relaxace masívu

V modelu byly uvažovány fáze výstavby členěné ražby. 3D efekt šíření napětí a deformací ražby od čelby byl uvažován pomocí relaxace horninového masívu (přes parametr  $\Sigma Mstage$ ). Fáze výstavby a parametry relaxace jsou shrnuty níže Tabulka 1.



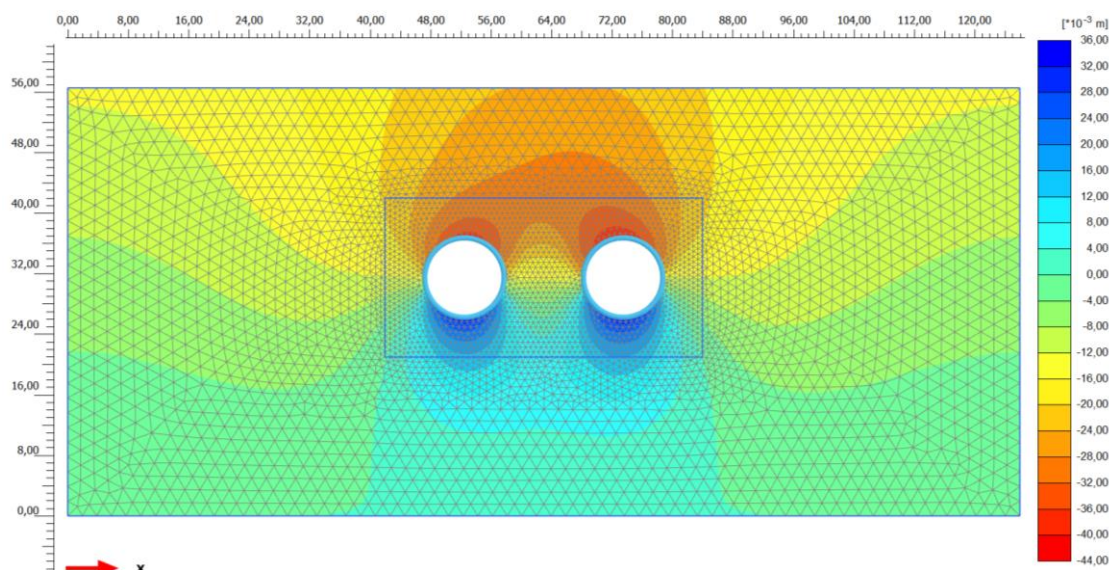
Tabulka 1 – Fáze modelu a relaxace

	pilot L	pilot P	kalota L	počva L	kalota P	počva P	ΣM <sub>stage</sub>	
0	primární napjatost						1	
1	přetížení na povrchu - nominální						1	
2	relaxace						0,5	
3	těžba, ostění - mladý 0,3 m						1	
4	ostění - starý 0,3 m	relaxace					0,5	
5		těžba, ostění - mladý 0,3 m					1	
6	ostění - starý 0,3 m	relaxace					0,25	
7		těžba, ostění - mladý 0,4 m					0,20	
8		ostění - střední 0,4 m	relaxace				0,25	
9			těžba, ostění - mladý 0,4 m				0,33	
10		ostění - starý 0,4 m	ostění - starý 0,4 m				1	
11				relaxace				0,25
12				těžba, ostění - mladý 0,4 m				0,20
13				ostění - střední 0,4 m	relaxace			0,25
14					těžba, ostění - mladý 0,4 m			
15	ostění - starý 0,4 m			ostění - starý 0,4 m				1
16								
17	přetížení na povrchu - finální						1	
18	konsolidace - 2 roky						1	
19	konsolidace - plná,  P-stop  = 1,0 kN/m <sup>2</sup>						1	

## 6.6 VÝSLEDKY (PREDIKCE) MODELŮ

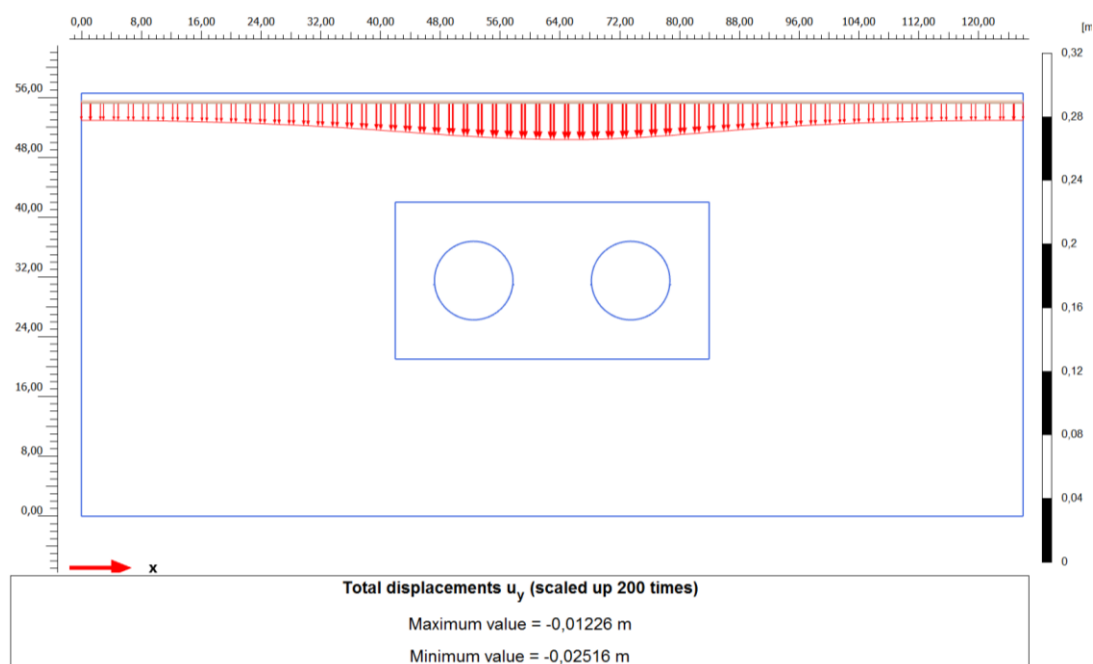
### 6.6.1 Deformace masívu a ostění

Obrázek 9 – Typické izolinie svislé deformace masívu [mm]

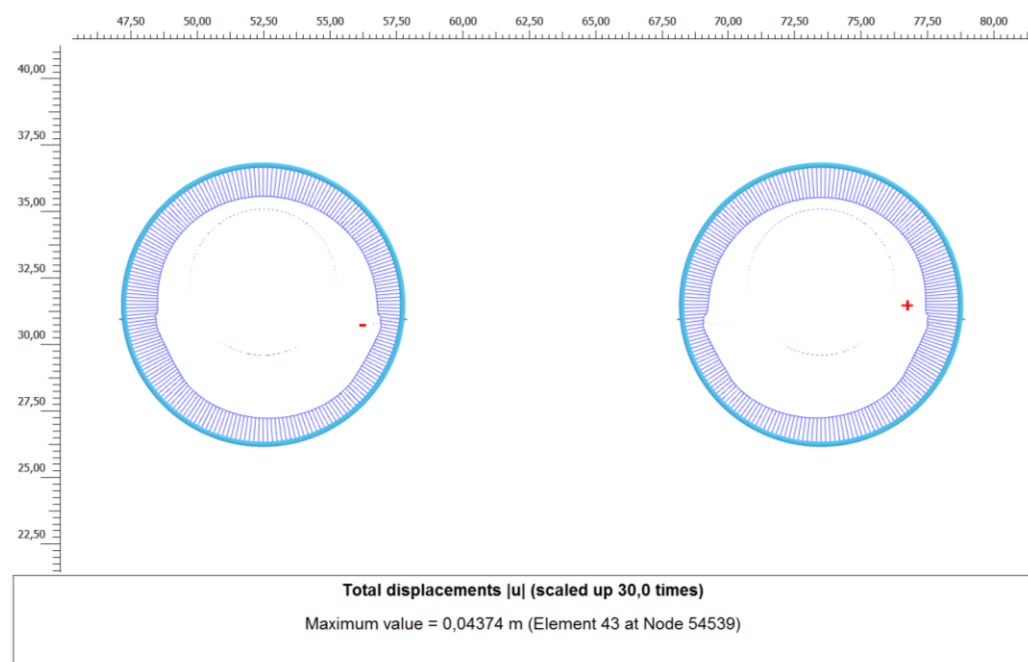




Obrázek 10 – Typická poklesová kotlina (max 26 mm)

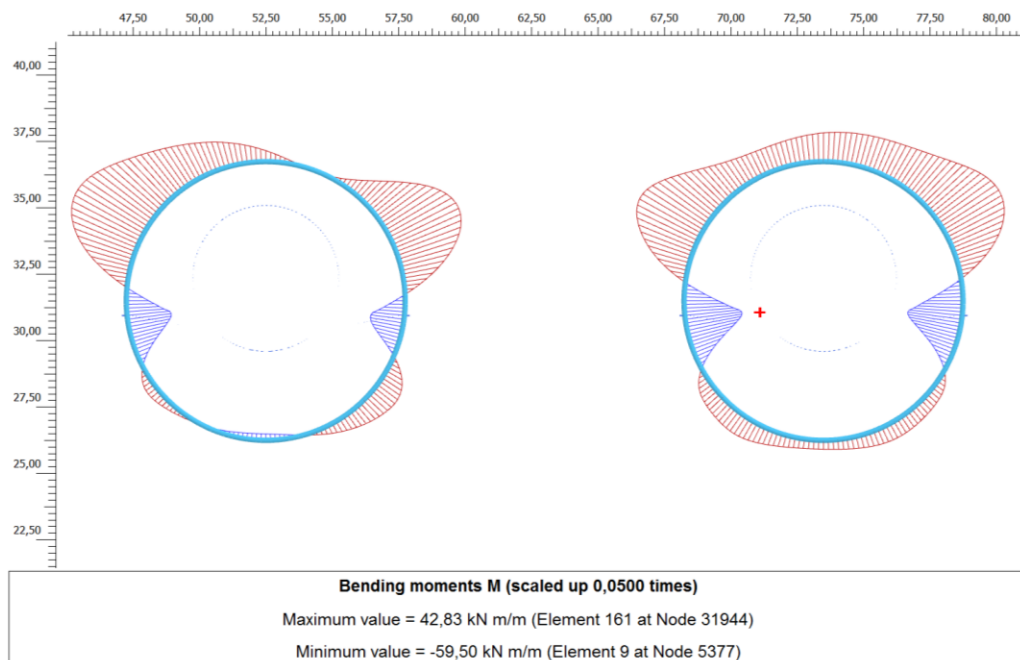


Obrázek 11 – Typická (kumulativní) deformace ostění po ražbě (max 45 mm)

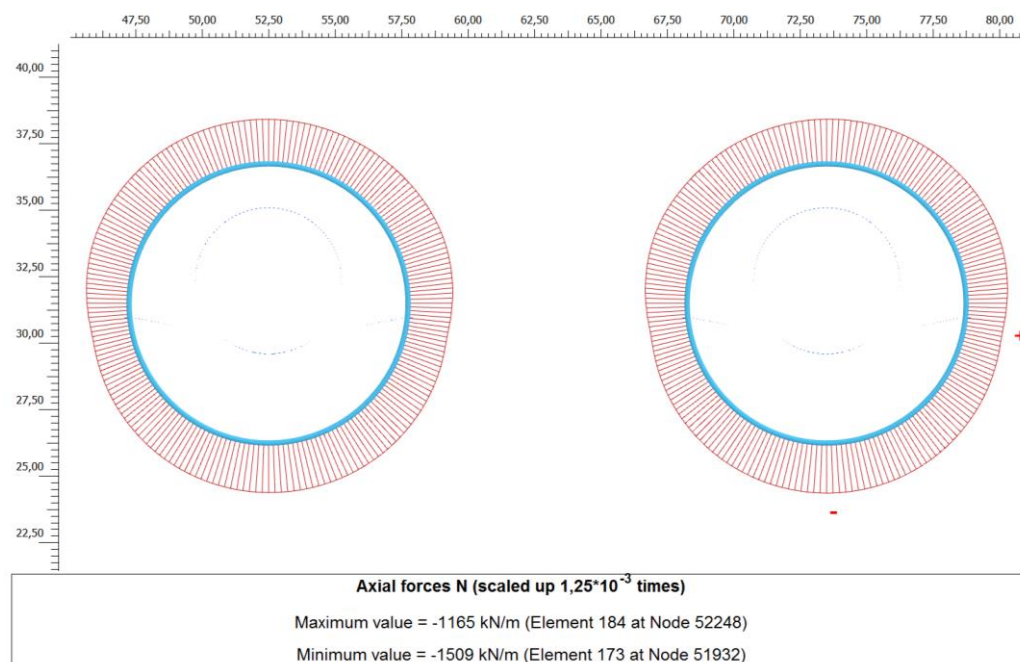


## 6.6.2 Vnitřní síly

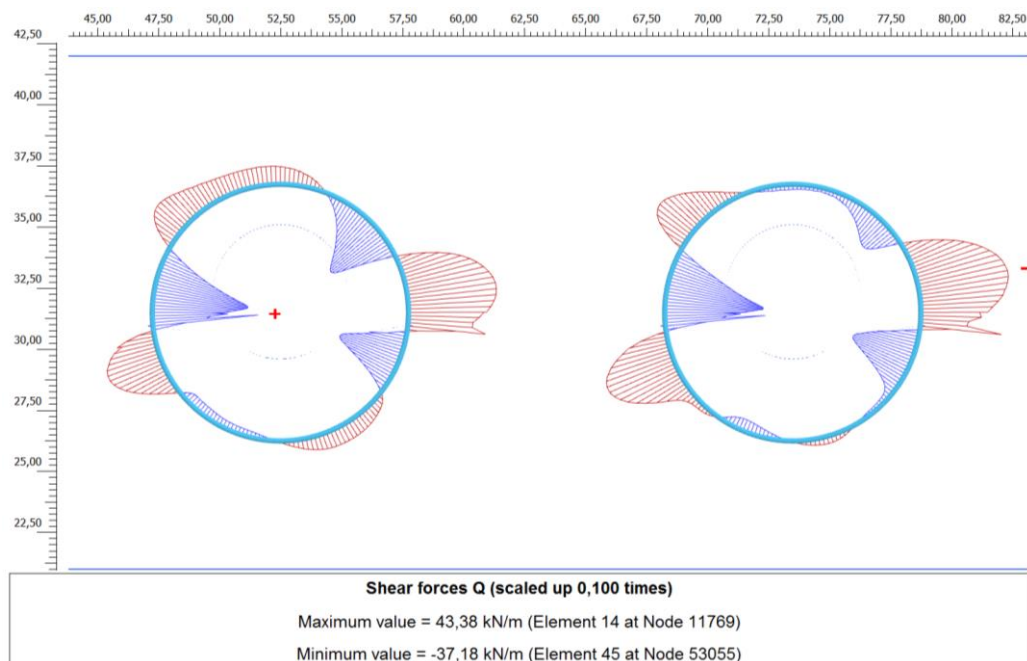
Obrázek 12 – Typický průběh ohybových momentů (před přitížením terénu)



Obrázek 13 – Typický průběh normálových sil (před přitížením terénu)



Obrázek 14 – Typický průběh posouvajících sil (před přetížením terénu)



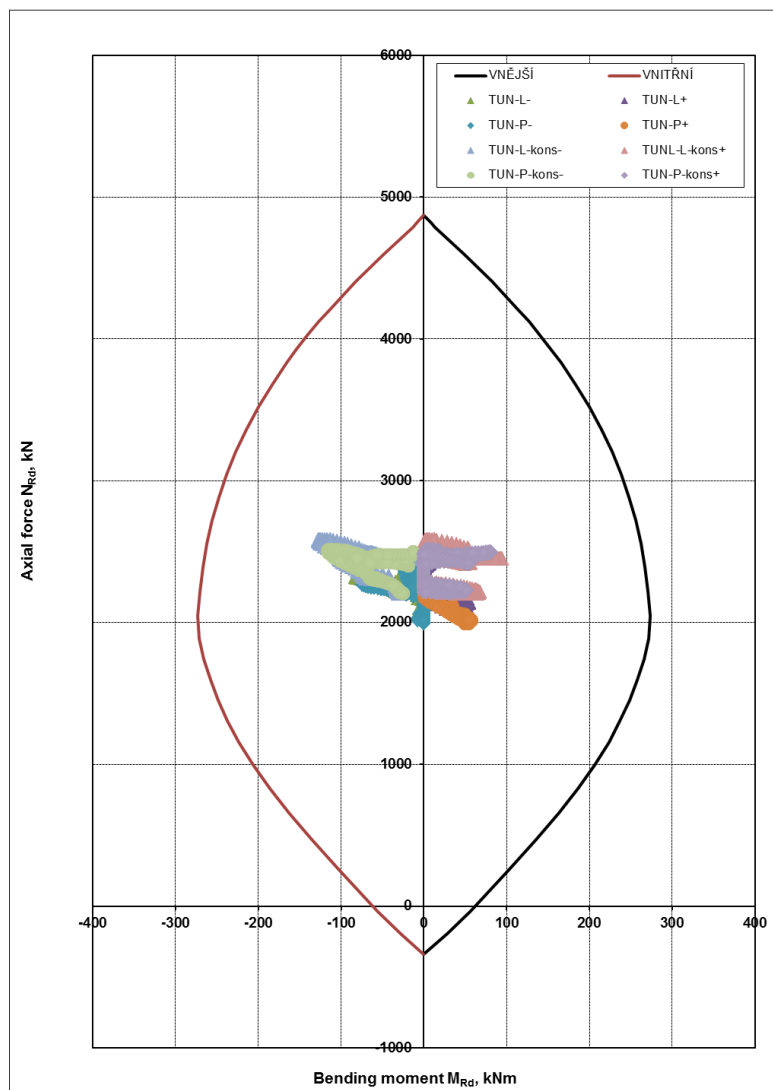
## 6.7 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI

Únosnost primárního ostění tunelu i pilotních štol v ohybu s normálovou silou i ve smyku s normálovou silou byla posouzena v interakčních diagramech dle ČSN EN 1992-1-1.

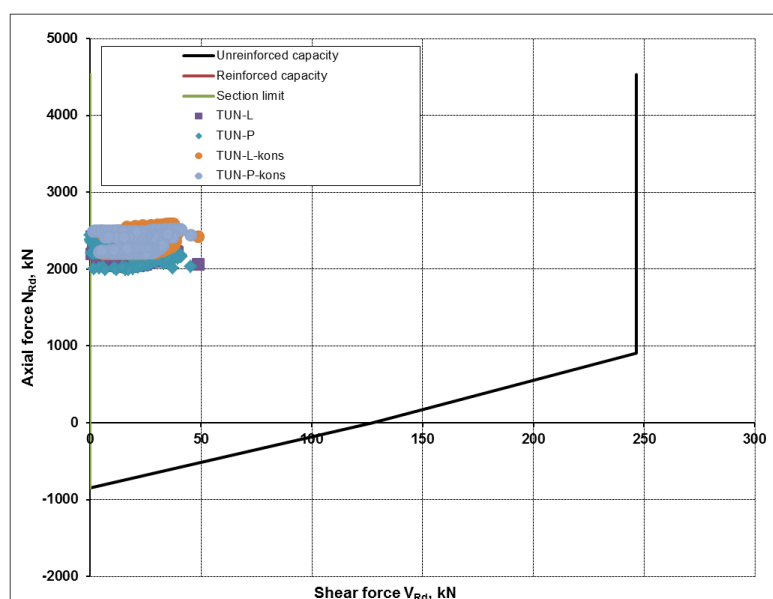
Tunel přenesse působící napětí při nominálním vyztužení. Smyková výztuž není potřeba.

Doporučit lze (vzhledem k úrovni normálových sil) zvýšení třídy tlakové pevnosti na C28/34 a použití vyztužení ocelovými drátky (s orientačním dávkováním 40-60 kg/m<sup>3</sup> směsi).

Obrázek 15 – Typický M-N interakční diagram plného tunelu



Obrázek 16 – Typický V-N interakční diagram plného tunelu



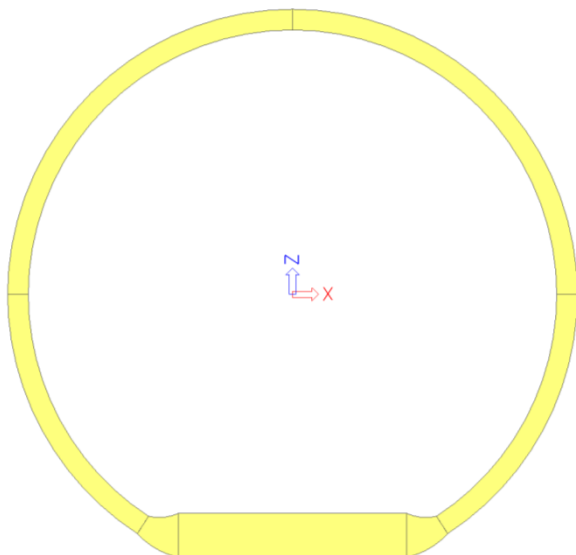




## 7.5 VÝPOČTOVÝ MODEL

Ostění bylo sestaveno z prutových prvků modelovaných na střednici. Náběhy při změně tloušťky byly modelovány plynulým nárůstem tloušťky rovnoměrně podle střednice Obrázek 18. Ostění bylo modelováno lineárně pružné a uvažováno plně spojené bez kloubů.

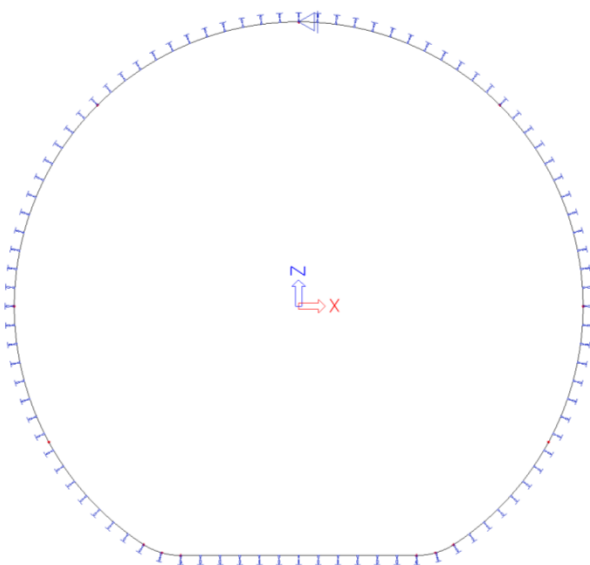
Obrázek 18 – Výpočtový model ostění – zobrazení tloušťky



Ostění bylo podepřeno na pružných podporách působících pouze v tlaku Obrázek 19 s tuhostí odvozenou z vnějšího poloměru křivosti (4,85 m) a modulu pružnosti okolního prostředí na větví odtížení a zpětného přitížení (cca 50 MPa). Pro zajištění stability matice tuhosti byla přidána „hluchá“ podpora v koruně modelu zabraňující rotaci, bez vlivu na výsledky výpočtu pod uvažovaným zatížením.

Výpočet modelu byl s ohledem na nelinearitu podepření (vyloučení tahu v podporách) proveden iterativně nelineárním řešičem.

Obrázek 19 – Výpočtový model ostění – zobrazení podpor





## 7.6 ZATÍŽENÍ

### 7.6.1 Seznam uvažovaných zatížení

Tabulka 2 – Seznam uvažovaných zatížení

Zatěžovací stav	Popis	Součinitel zatížení Ne- / příznivé	Součinitel kombinace
<b>Stálá zatížení</b>			
SZ-01	Vlastní tíha	1,35 / 1,00	- - -
SZ -02	Zemní tlak	1,35 / 1,00	- - -
SZ -03	Vodní tlak	1,15 / 1,00	- - -
SZ -04	Smrštění betonu	1,00	- - -
<b>Nahodilá zatížení</b>			
NZ-01	Zvýšení teploty	1.50 / 0.00	0,80 / 0,60 / 0,50
NZ-02	Snížení teploty	1.50 / 0.00	0,80 / 0,60 / 0,50

### 7.6.2 Vlastní tíha

Vlastní tíha ostění byla stanovena na základě objemové hmotnosti uvažované ve výši  $25 \text{ kN/m}^3$  dle ČSN EN 1991-1-1.

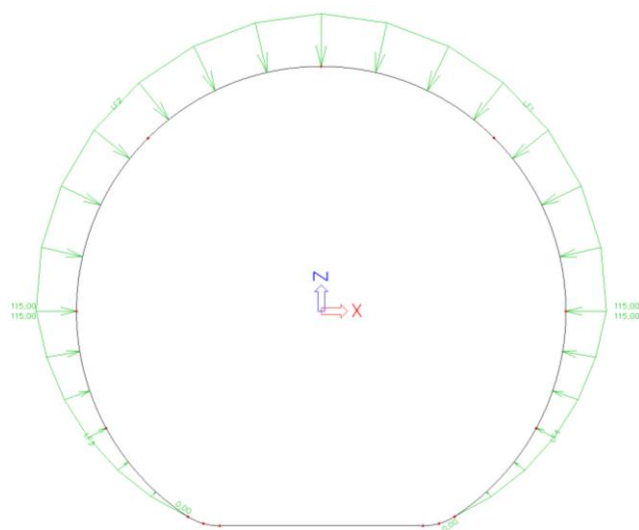
### 7.6.3 Zemní tlak

Do výpočtu zemního tlaku byl vždy připočítán vliv přitížení povrchu terénu, protože účinek přitížení se projevuje skrze zvýšení zemního tlaku. Zvýšení zemního tlaku od přitížení povrchu terénu by bylo možné uvažovat i jako samostatný zatěžovací stav (nahodilé zatížení), avšak pro předmětný stupeň PD je tento postup zbytečně podrobný.

Odhad působícího zemního tlaku byl proveden s pomocí klasické Terzaghiho klenbové teorie. Vodorovný tlak byl stanoven přes koeficient zemního tlaku v klidu. Svislý (efektivní zemní) tlak v koruně tunelu stanovený touto metodikou odpovídal zhruba:

- 65% plné tíhy nadloží v řezu s nejvyšším nadložím;
- 85% plné tíhy nadloží v řezu s nejnižším nadložím;

Obrázek 20 – Typický obrazec průběhu zemního tlaku



Obrázek 21 – Ilustrace výpočtu Terzaghiho klenbovou teorií

Schéma

Zadávané parametry

šířka tunelu	B <sub>o</sub> (m)	9,6
výška tunelu	D (m)	9,3
hloubka počvy	D+H (m)	29,0
výška nadloží	H (m)	19,8
přetížení terénu	p <sub>o</sub> (kPa)	60,0
zatěžovací šířka	B (m)	21,4
H<B B<H<2.5B H>2.5B		výsl.
ANO		mělký
koefficient klenba	K <sub>ok</sub> (-)	1,0
koefficient opěří	K <sub>ao</sub> (-)	1,0
voda nad korunou	H <sub>w</sub> (m)	19,8

Nadloží

Vrstva	mocnost h <sub>i</sub> (m)	tíha γ <sub>i</sub> · h <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	popis vrstvy nadloží	obj. hmot. γ (kN/m <sup>3</sup> )	smyková pevnost		
					φ °	tan φ	c' (kN/m <sup>2</sup> )
1	1,5	15,0	SPRAŠ	10,0	27	0,510	8
2	18,3	182,5	JIL	10,0	25	0,466	5
3							
celkem	19,8	197,5	průměrné hodnoty	10,0	25,2	0,470	5,2

Opěří

D =	9,3	92,5	JIL	10,0	25	0,466	5
-----	-----	------	-----	------	----	-------	---

Svislé zatížení dle Terzaghiho

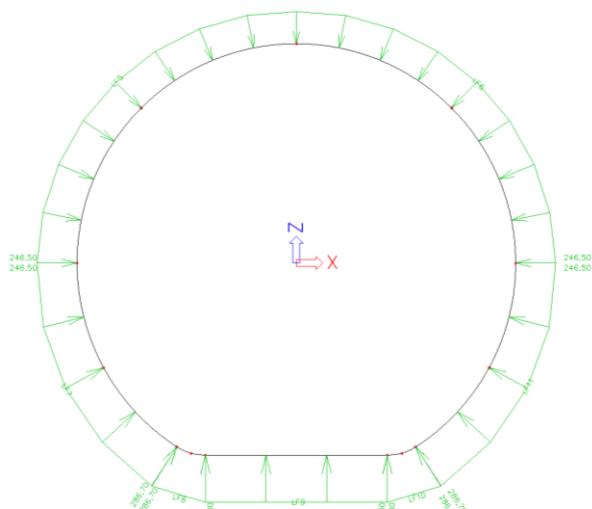
$$q_s = \frac{B \left( \gamma - \frac{2c}{B} \right)}{2K \cdot \tan \varphi} \left( 1 - e^{-K \cdot \tan \varphi \cdot \frac{2H}{B}} \right) + p_o e^{-K \cdot \tan \varphi \cdot \frac{2H}{B}}$$

Svislé zatížení od zeminy (kN/m <sup>2</sup> )	125,6	odpovídá	63,6	% plného nadloží
Svislé zatížení od přetížení (kN/m <sup>2</sup> )	25,2			

## 7.6.4 Vodní tlak

Zatížení vodním tlakem bylo stanoveno na základě předpokladu hydrostatického tlaku od povrchu terénu. Tento konzervativní postup byl však kompenzován použitím sníženého součinitele zatížení ( $\gamma_w=1,15$ ) na základě postupu dle ČSN EN 1990, Tabulky A1.2(B), Poznámky 4.

Obrázek 22 – Typický obrazec průběhu vodního tlaku



### 7.6.5 Smrštění betonu

Hodnota smrštění betonu byla stanovena jako součet přetvoření od autogenního smrštění a smrštění vysycháním dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 3.1.4 a redukována o vliv dotvarování podle empirického vzorce

$$f = \frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi}$$

kde  $\varphi$  je součinitel dotvarování, protože tuhost konstrukce byla do výpočtu zavedena modulem  $E_{cm}$  dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 3.1.3. (Redukce by nebyla potřeba při výpočtu založeném na  $E_{c,eff}$  dle ČSN EN 1992-1-1 rov. (7.20), avšak takový postup by byl z hlediska predikce vnitřních sil méně konzervativní.)

Při uvažování  $RH=70\%$  a cementu typu N vychází po redukcí smrštění ve výši cca 150 mikronů, což bylo do výpočtu zavedeno jako teplotní zatížení – snížení teploty o  $15^{\circ}\text{C}$ .

Bylo uvažováno pouze smrštění rovnoměrné po průřezu konstrukce. Součinitel zatížení pro smršťování je  $\gamma_{SH}=1,15$  dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 2.4.2.1.

### 7.6.6 Změny teploty

Zatížení změnami teploty bylo stanoveno s ohledem na TKP kap. 20 čl. 20.3.4.2 (Tabulka 10) pro případ „zakrytý tunel do 200 m od portálu“. Vzhledem k absenci dalších údajů potřebných pro výpočet v této části TKP kap. 20 bylo postupováno podle směrnice DB Richtlinie 853, ze které byly požadavky do TKP kap. 20 pravděpodobně převzaty. Základní („referenční“) teplota pro výpočet zatížení oteplením nebo ochlazením byla uvažována  $10^{\circ}\text{C}$  a kombinační součinitele  $\psi_0 / \psi_1 / \psi_2$  ve výši 0,80 / 0,60 / 0,50.

Zatížení změnou teploty na líci / rubu konstrukce pak vychází  $+15^{\circ}\text{C} / +5^{\circ}\text{C}$  při oteplení a  $-25^{\circ}\text{C} / -15^{\circ}\text{C}$  při ochlazení. Pro výpočet tepelných účinků nebyl použit redukovaný modul pružnosti betonu.

### 7.6.7 Další zatížení

V navazujícím stupni PD je možné pro detailní dimenzování výztuže uvážit další podrobnosti zatížení jako například:

- Síly v trakčních závěsech.
- Tíha chodníků, svršku a zatížení dopravou.

Pro průkaz základních dimenzí nejsou tato zatížení rozhodující.

### 7.6.8 Kombinace zatěžovacích stavů

Kombinace zatěžovacích stavů pro MSÚ a MSP použité ve výpočtu jsou shrnuty v tabulce níže vč. součinitelů, přičemž v případě MSP se jedná o kombinace kvazi-stálé dle ČSN EN 1990.

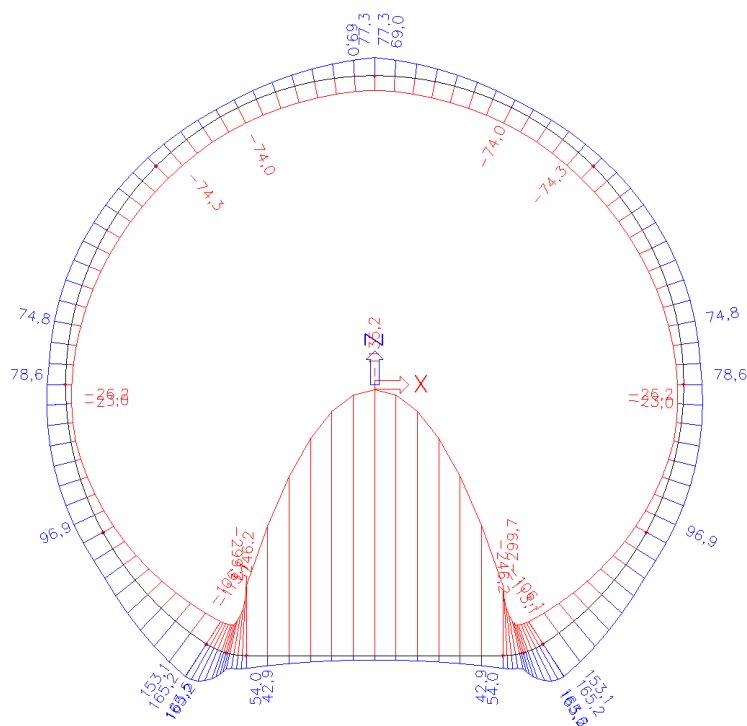
Tabulka 3 – Kombinace zatěžovacích stavů

Kombinace / Stav	SZ-01 Vl. tíha	SZ-01 Zemní tl.	SZ-03 Vodní tl.	SZ-04 Smrštění	SZ-05 Oteplení	SZ-06 ochlazení
MSÚ-01	1,35	-	-	1,00	-	1,50
MSÚ-02	1,35	-	-	1,00	1,50	-
MSÚ-03	1,35	-	1,35	1,00	-	1,50
MSÚ-04	1,35	-	1,35	1,00	1,50	-
MSÚ-05	1,35	1,35	1,35	1,00	-	1,50
MSÚ-06	1,35	1,35	1,35	1,00	1,50	-
MSP-01	1,00	-	-	1,00	-	0,50
MSP-02	1,00	-	-	1,00	0,50	-
MSP-03	1,00	-	1,00	1,00	-	0,50
MSP-04	1,00	-	1,00	1,00	0,50	-
MSP-05	1,00	1,00	1,00	1,00	-	0,50
MSP-06	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	-

## 7.7 VNITŘNÍ SÍLY

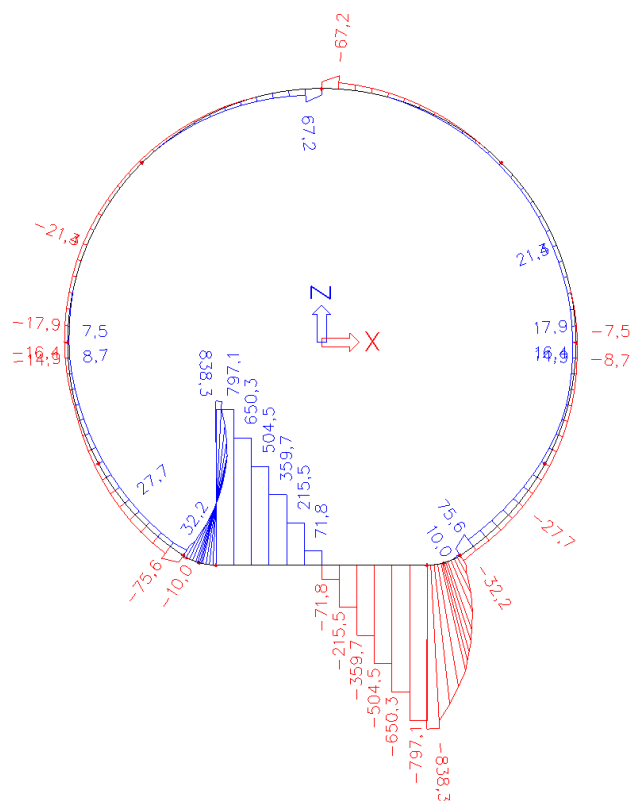
Na následujících obrázcích jsou zobrazeny obálky vnitřních sil pro kombinace na MSÚ.

Obrázek 23 – Obálka ohybových momentů

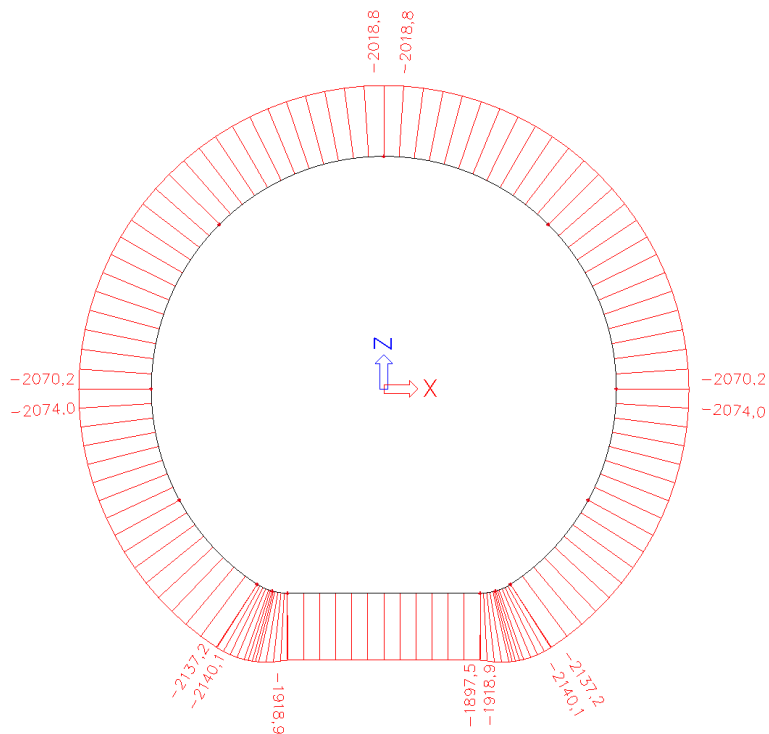




Obrázek 24 – Obálka posouvajících sil



Obrázek 25 – Obálka normálových sil

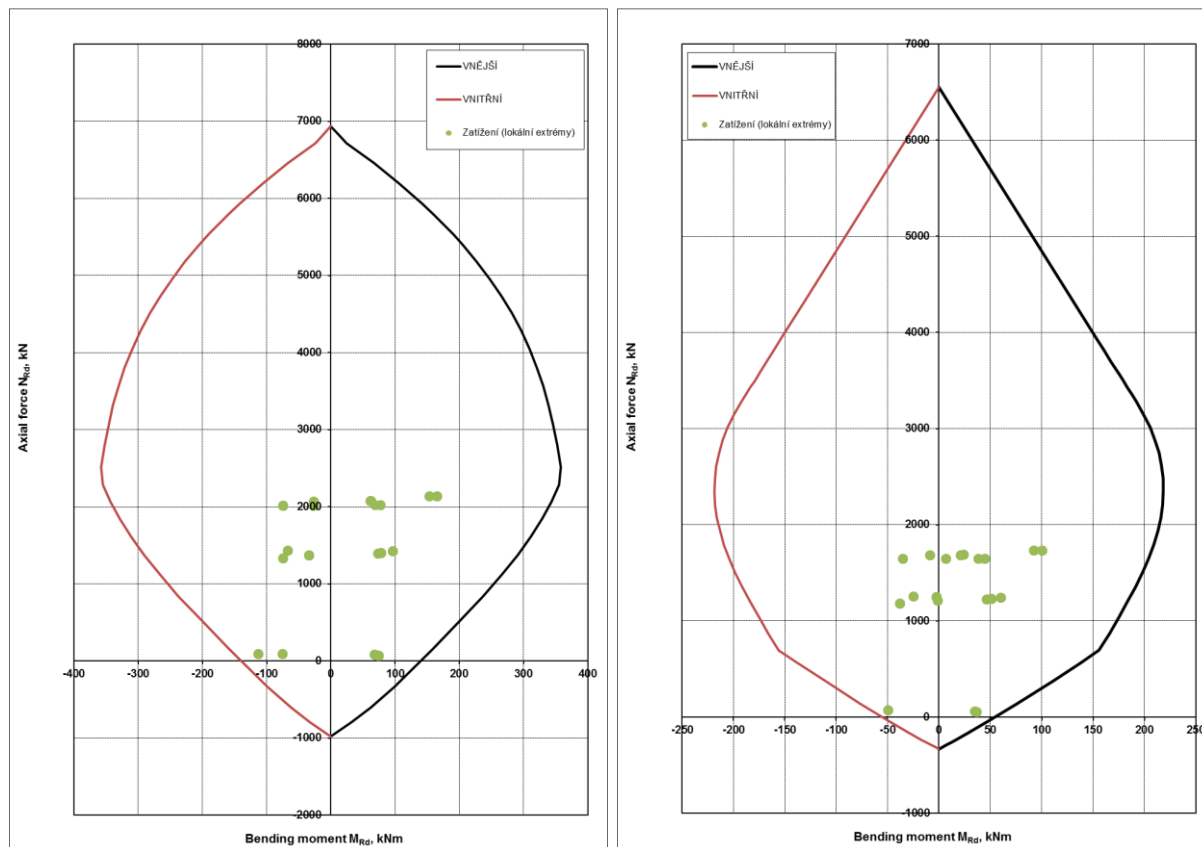


## 7.8 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI

Únosnost definitivního ostění raženého Holubického tunelu v ohybu s normálovou silou (MSÚ i MSP) a ve smyku s normálovou silou (MSÚ) byla posouzena v interakčních diagramech dle ČSN EN 1992-1-1 s následujícím „referenčním“ vyztužením:

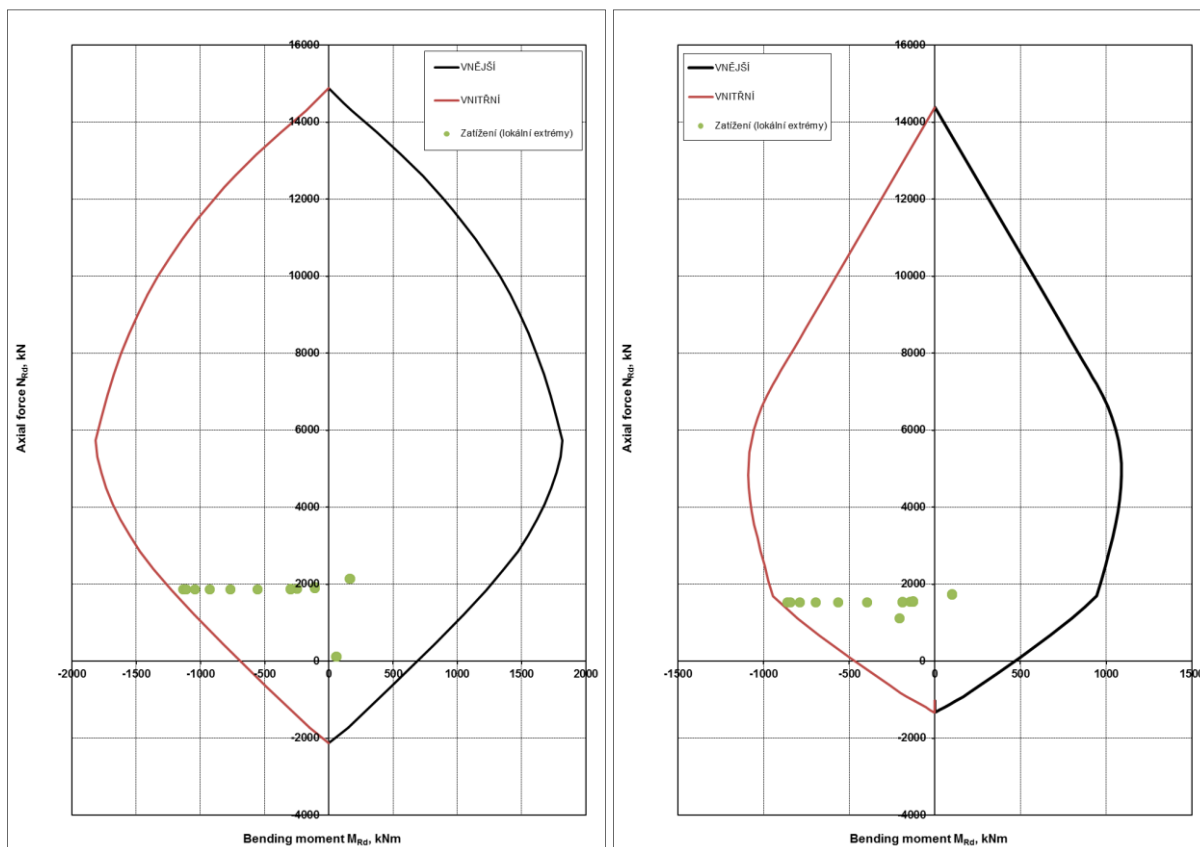
- Klenba ... R12 á100 (MSÚ i MSP) ... smyková výztuž není třeba (konstrukční spony)
- Dno ... R25 á 200 (MSÚ) resp. R32 á 200 (MSP) ... R10 á 200x200 (v místě max smyku)

Obrázek 26 – M-N interakce (klenba) – MSÚ (vlevo) / MSP (vpravo)

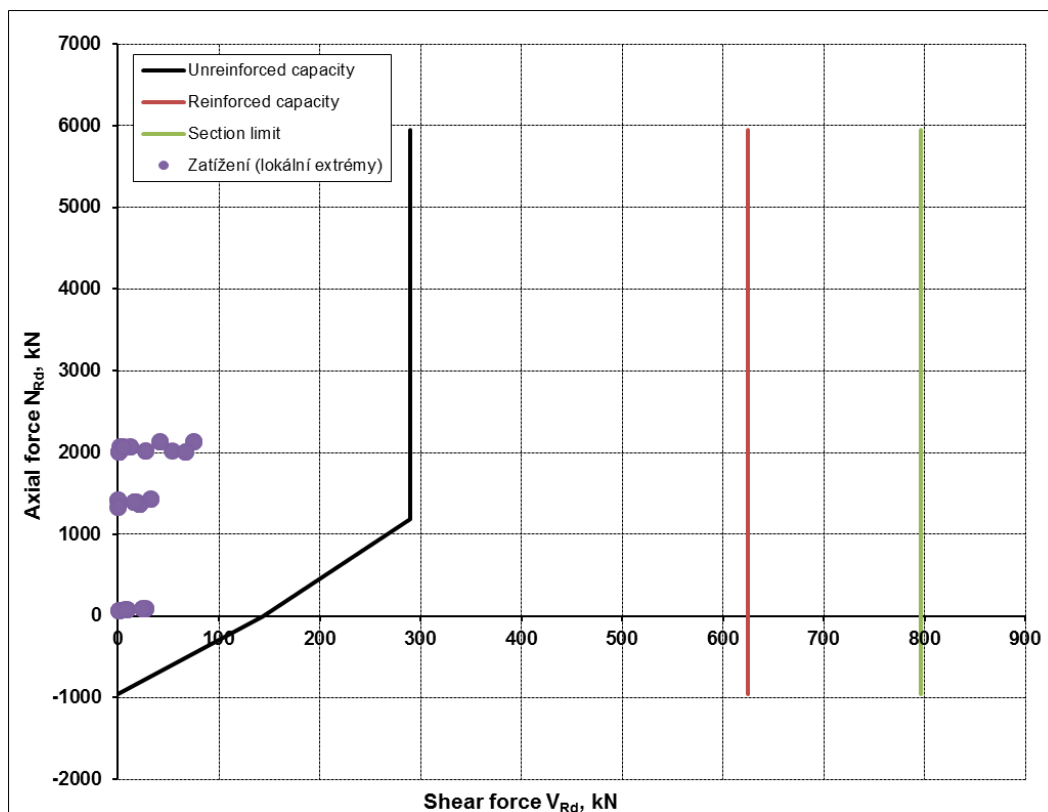




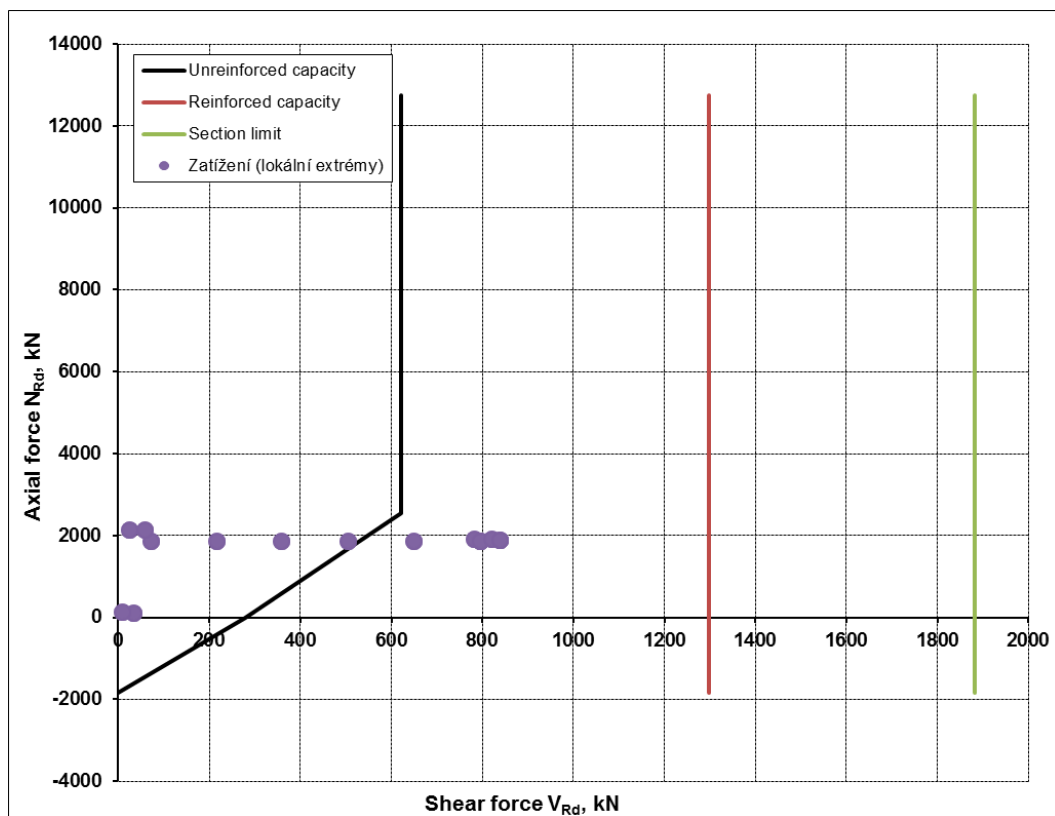
Obrázek 27 – M-N interakce (dno) – MSÚ (vlevo) / MSP (vpravo)



Obrázek 28 – V-N interakce (smyková únosnost) - klenba



Obrázek 29 – V-N interakce (smyková únosnost) - dno



## 8 DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ HLOUBENÝCH ÚSEKŮ HOLUBICKÉHO TUNELU

### 8.1 ÚVOD

Statická analýza definitivního ostění hloubených úseků raženého tunelu ze železobetonu byla provedena ve 2D řezech za podmínek rovinné napjatosti pomocí statického MKP programu SCIA ENGINEER. Ve smyslu spolehlivosti stavební konstrukce bylo postupováno dle návrhového přístupu 2 normy ČSN EN 1997-1 s aplikací součinitelů spolehlivosti na působící zatížení. Únosnost ostění ze železobetonu byla posouzena dle ČSN EN 1992-1-1 s koeficientem  $\alpha_{cc}=0,85$  dle ČSN EN 1992-2.

### 8.2 CHARAKTERISTICKÉ ŘEZY

Tunely byly analyzovány v rozhodujících řezech:

1. S nejvyšším nadložím (11,5 m po osu tunelu).
2. S nejnižším nadložím (7,5 m po osu tunelu).

Tunely budou betonovány v otevřené stavební jámě a zakryty hutněným zásypem. Přípustné je i zalití lehčeným betonem nebo popílko-betonem, avšak ve výpočtu tato varianta nebyla uvažována.

### 8.3 PŘÍTIŽENÍ POVRCHU

Ve všech případech bylo uvažováno přetížení povrchu terénu ve výši 55 kN/m<sup>2</sup>, což pokryje:

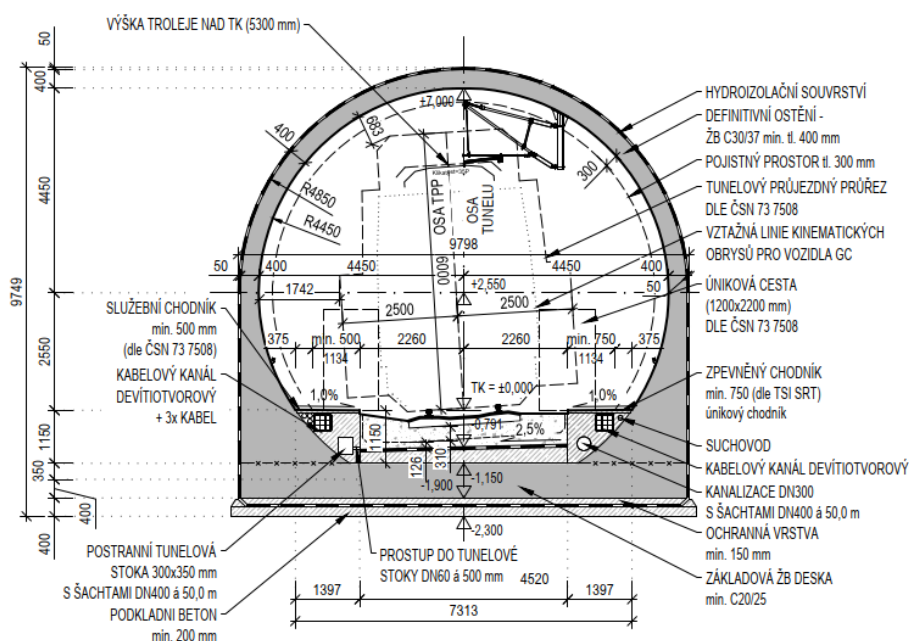
- Zvýšení povrchu terénu násypem výšky 3 m;
- Zatížení silniční nebo železniční dopravou dle ČSN EN 1991-2 (bez vlivu zvláštních vozidel);

### 8.4 ROZMĚRY A PARAMETRY OSTĚNÍ

Definitivní ostění je navrženo ze železobetonu pevnostní třídy minimálně C30/37 dle ČSN EN 206. Ostění bude vyztuženo konvenční výztuží ze sítí a prutů z betonářské oceli B 500B dle ČSN 42 0139.

Rozměry definitivního ostění jsou zobrazeny níže – viz Obrázek 29. Tloušťka horní klenby je min. 400 mm a dna 750 mm.

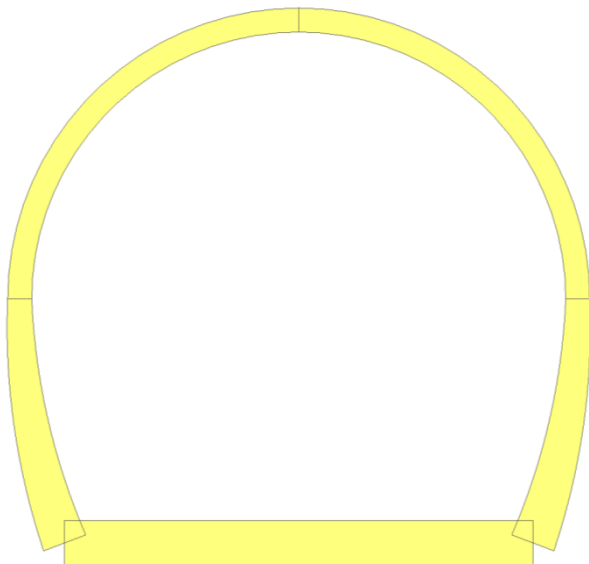
Obrázek 30 – Vzorový příčný řez – definitivní ostění hloubených úseků



## 8.5 VÝPOČTOVÝ MODEL

Ostění bylo sestaveno z prutových prvků modelovaných na střednici. Náběhy při změně tloušťky byly modelovány plynulým nárůstem tloušťky rovnoměrně podle střednice (Obrázek 31). Ostění bylo modelováno lineárně pružné a uvažováno plně spojené bez kloubů.

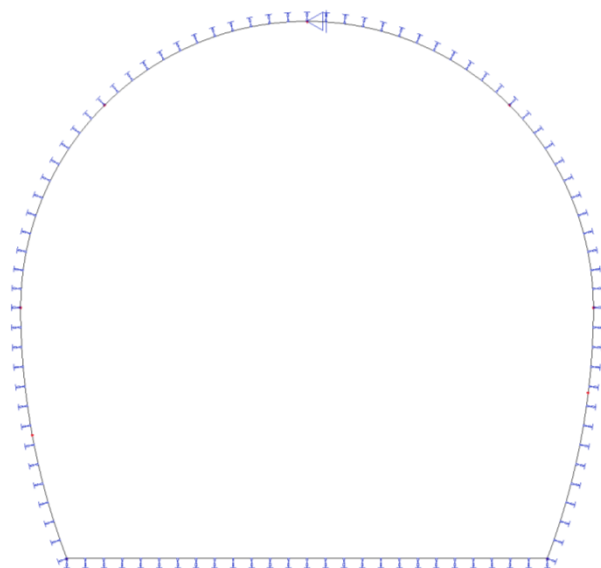
*Obrázek 31 – Výpočtový model ostění – zobrazení tloušťky*



Ostění bylo podepřeno na pružných podporách působících pouze v tlaku (Obrázek 32) s tuhostí odvozenou z vnějšího poloměru křivosti (4,90 m) a modulu pružnosti okolního prostředí na větví odtížení a zpětného přitížení (cca 50 MPa). Pro zajištění stability matice tuhosti byla přidána „hluchá“ podpora v koruně modelu zabraňující rotaci, bez vlivu na výsledky výpočtu pod uvažovaným zatížením.

Výpočet modelu byl s ohledem na nelinearitu podepření (vyloučení tahu v podporách) proveden iterativně nelineárním řešičem.

*Obrázek 32 – Výpočtový model ostění – zobrazení podpor*





## 8.6 ZATÍŽENÍ

### 8.6.1 Seznam uvažovaných zatížení

Zatěžovací stav	Popis	Součinitel zatížení Ne- / příznivé	Součinitel kombinace
<b>Stálá zatížení</b>			
SZ-01	Vlastní tíha	1,35 / 1,00	- - -
SZ -02 a/b	Zemní tlak	1,35 / 1,00	- - -
SZ -03	Vodní tlak	1,15 / 1,00	- - -
SZ -04	Smrštění betonu	1,00	- - -
<b>Nahodilá zatížení</b>			
NZ-01	Zvýšení teploty	1.50 / 0.00	0,80 / 0,60 / 0,50
NZ-02	Snížení teploty	1.50 / 0.00	0,80 / 0,60 / 0,50

### 8.6.2 Vlastní tíha

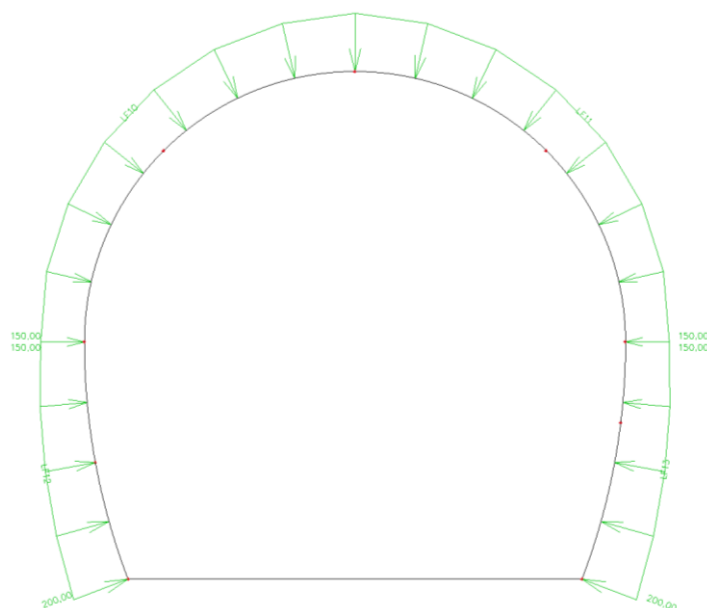
Vlastní tíha ostění byla stanovena na základě objemové hmotnosti uvažované ve výši 25 kN/m<sup>3</sup> dle ČSN EN 1991-1-1.

### 8.6.3 Zemní tlak

Do výpočtu zemního tlaku byl vždy připočítán vliv přitížení povrchu terénu, protože účinek přitížení se projevuje skrze zvýšení zemního tlaku. Zvýšení zemního tlaku od přitížení povrchu terénu by bylo možné uvažovat i jako samostatný zatěžovací stav (nahodilé zatížení), avšak pro předmětný stupeň PD je tento postup zbytečně podrobný.

Svislý zemní tlak byl stanoven z plné tíhy nadloží, vodorovný pomocí koeficientu zemního tlaku v klidu. Zemní tlak byl sestaven ve variantě s i bez současného působení podzemní vody.

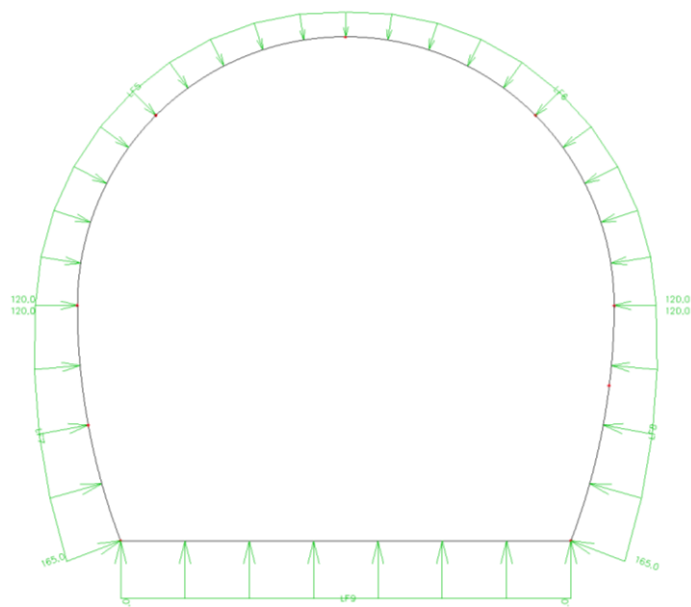
Obrázek 33 – Typický obrazec průběhu zemního tlaku



#### 8.6.4 Vodní tlak

Zatížení vodním tlakem bylo stanoveno na základě předpokladu hydrostatického tlaku od povrchu terénu. Tento konzervativní postup byl však kompenzován použitím sníženého součinitele zatížení ( $\gamma_w=1,15$ ) na základě postupu dle ČSN EN 1990, Tabulky A1.2(B), Poznámky 4.

Obrázek 34 – Typický obrazec průběhu vodního tlaku



#### 8.6.5 Smrštění betonu

Hodnota smrštění betonu byla stanovena jako součet přetvoření od autogenního smrštění a smrštění vysycháním dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 3.1.4 a redukována o vliv dotvarování podle empirického vzorce



$$f = \frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi}$$

kde  $\varphi$  je součinitel dotvarování, protože tuhost konstrukce byla do výpočtu zavedena modulem  $E_{cm}$  dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 3.1.3. (Redukce by nebyla potřeba při výpočtu založeném na  $E_{c,eff}$  dle ČSN EN 1992-1-1 rov. (7.20), avšak takový postup by byl z hlediska predikce vnitřních sil méně konzervativní.)

Při uvažování  $RH=70\%$  a cementu typu N vychází po redukci smrštění ve výši cca 150 mikronů, což bylo do výpočtu zavedeno jako teplotní zatížení – snížení teploty o  $15^{\circ}\text{C}$ .

Bylo uvažováno pouze smrštění rovnoměrné po průřezu konstrukce. Součinitel zatížení pro smršťování je  $\gamma_{SH}=1,15$  dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 2.4.2.1.

### 8.6.6 Změny teploty

Zatížení změnami teploty bylo stanoveno s ohledem na TKP kap. 20 čl. 20.3.4.2 (Tabulka 10) pro případ „zakrytý tunel do 200 m od portálu“. Vzhledem k absenci dalších údajů potřebných pro výpočet v této části TKP kap. 20 bylo postupováno podle směrnice DB Richtlinie 853, ze které byly požadavky do TKP kap. 20 pravděpodobně převzaty. Základní („referenční“) teplota pro výpočet zatížení oteplením nebo ochlazením byla uvažována  $10^{\circ}\text{C}$  a kombinační součinitele  $\psi_0 / \psi_1 / \psi_2$  ve výši 0,80 / 0,60 / 0,50.

Zatížení změnou teploty na líci / rubu konstrukce pak vychází  $+15^{\circ}\text{C} / +5^{\circ}\text{C}$  při oteplení a  $-25^{\circ}\text{C} / -15^{\circ}\text{C}$  při ochlazení. Pro výpočet tepelných účinků nebyl použit redukovaný modul pružnosti betonu.

### 8.6.7 Další zatížení

V navazujícím stupni PD je možné pro detailní dimenzování výztuže uvážit další podrobnosti zatížení jako například:

- Síly v trakčních závěsech.
- Tíha chodníků, svršku a zatížení dopravou.

Pro průkaz základních dimenzí nejsou tato zatížení rozhodující.

### 8.6.8 Kombinace zatěžovacích stavů

Kombinace zatěžovacích stavů pro MSÚ a MSP použité ve výpočtu jsou shrnuty v tabulce níže vč. součinitelů, přičemž v případě MSP se jedná o kombinace kvazi-stálé dle ČSN EN 1990.

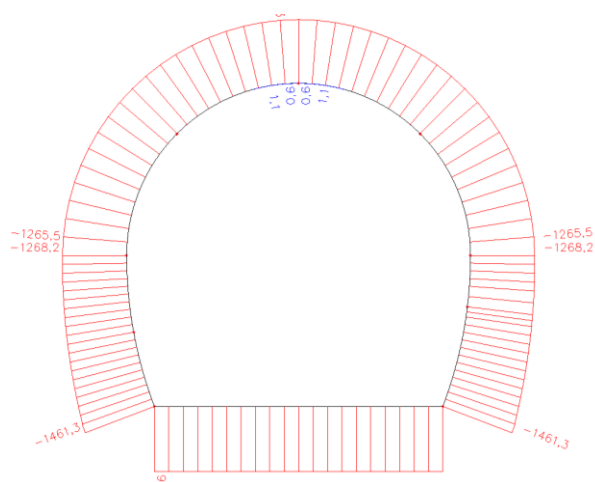
Tabulka 4 – Kombinace zatěžovacích stavů

Kombinace / Stav	SZ-01 VI. tíha	SZ-01 Zemní tl.	SZ-03 Vodní tl.	SZ-04 Smrštění	SZ-05 Oteplení	SZ-06 ochlazení
MSÚ-01	1,35	-	-	1,00	-	1,50
MSÚ-02	1,35	-	-	1,00	1,50	-
MSÚ-03	1,35	1,35	-	1,00	-	1,50
MSÚ-04	1,35	1,35	-	1,00	1,50	-
MSÚ-05	1,35	1,35	1,35	1,00	-	1,50
MSÚ-06	1,35	1,35	1,35	1,00	1,50	-
MSP-01	1,00	-	-	1,00	-	0,50
MSP-02	1,00	-	-	1,00	0,50	-
MSP-03	1,00	1,00	-	1,00	-	0,50
MSP-04	1,00	1,00	-	1,00	0,50	-

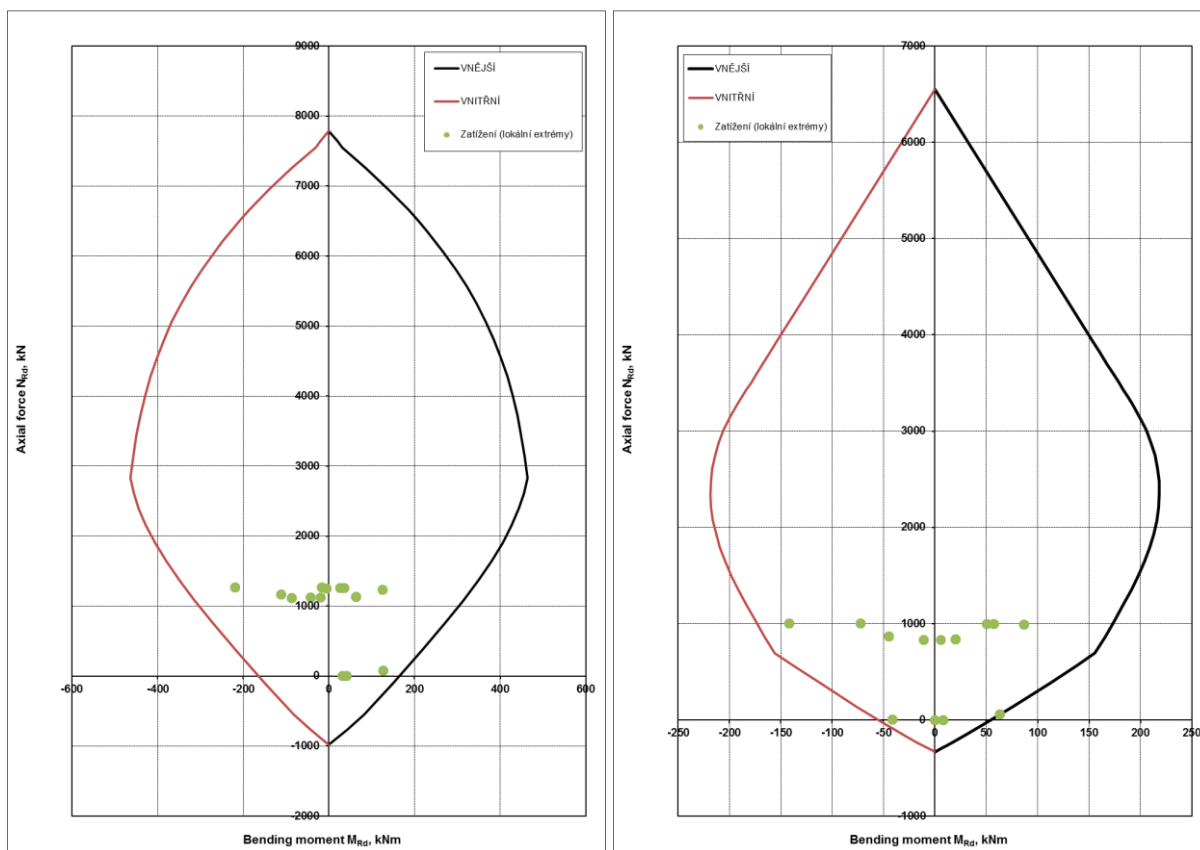




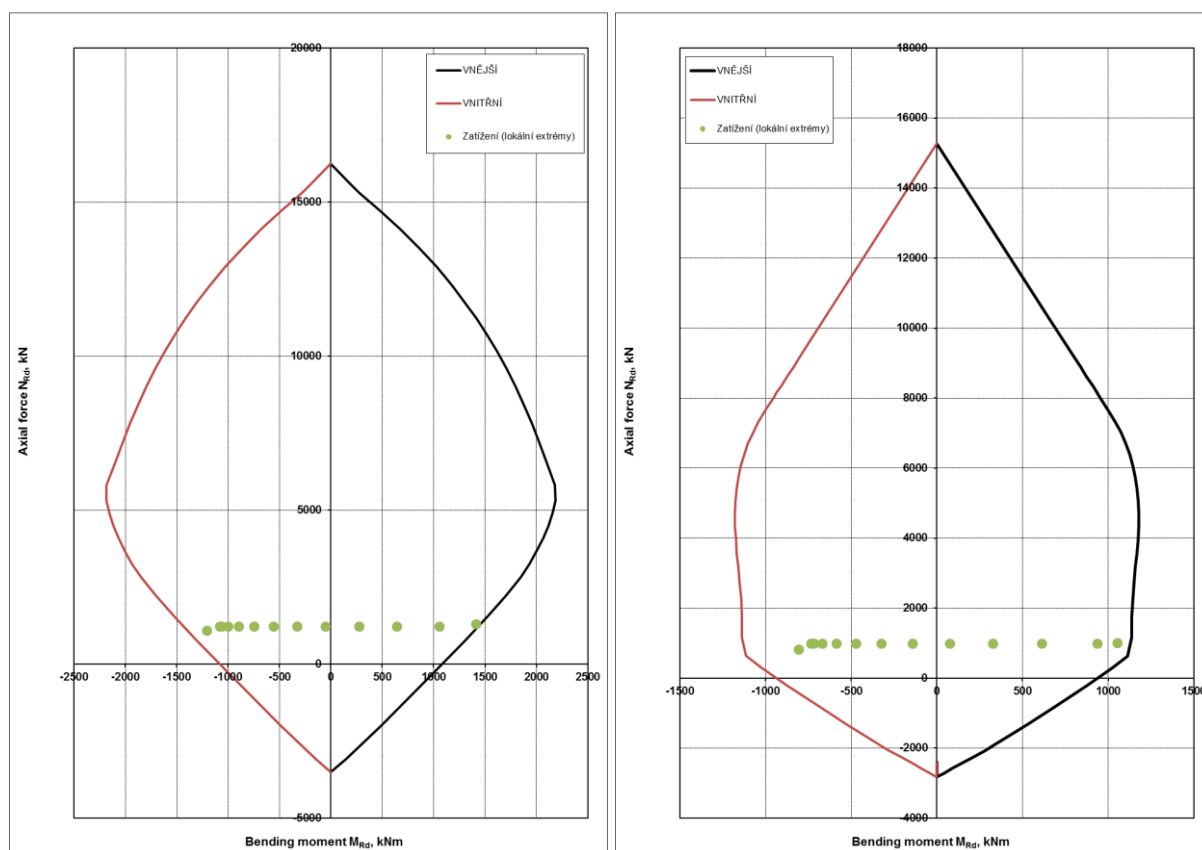
Obrázek 37 – Obálka normálových sil



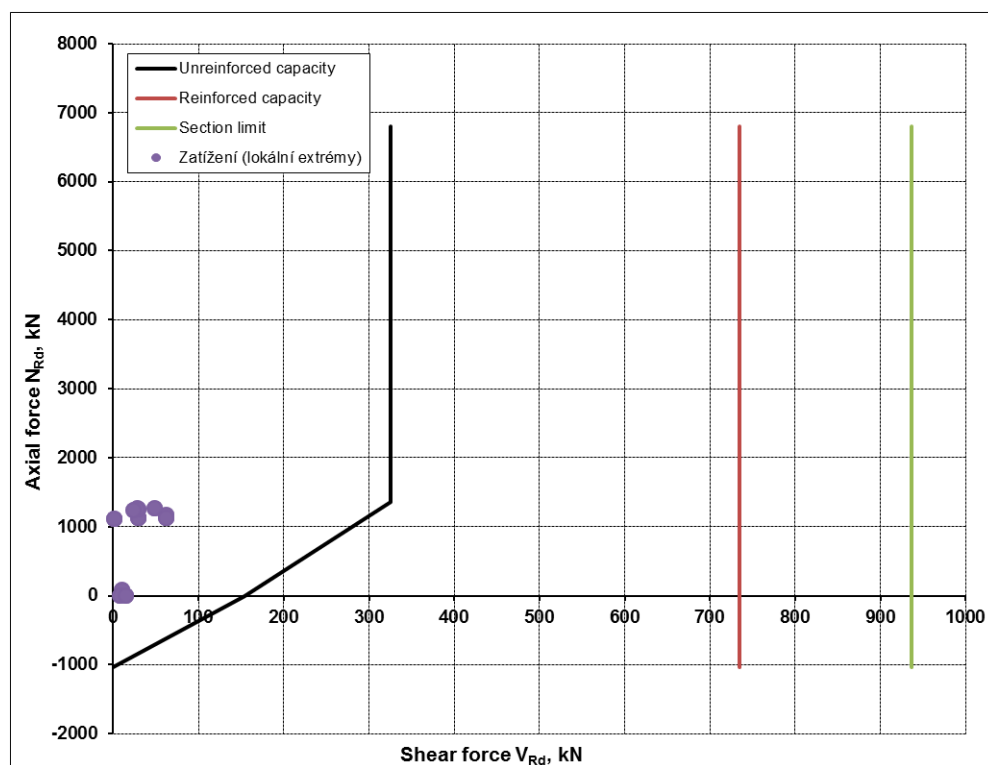
Obrázek 38 – M-N interakce (klenba) – MSÚ (vlevo) / MSP (vpravo)



Obrázek 39 – M-N interakce (dno) – MSÚ (vlevo) / MSP (vpravo)

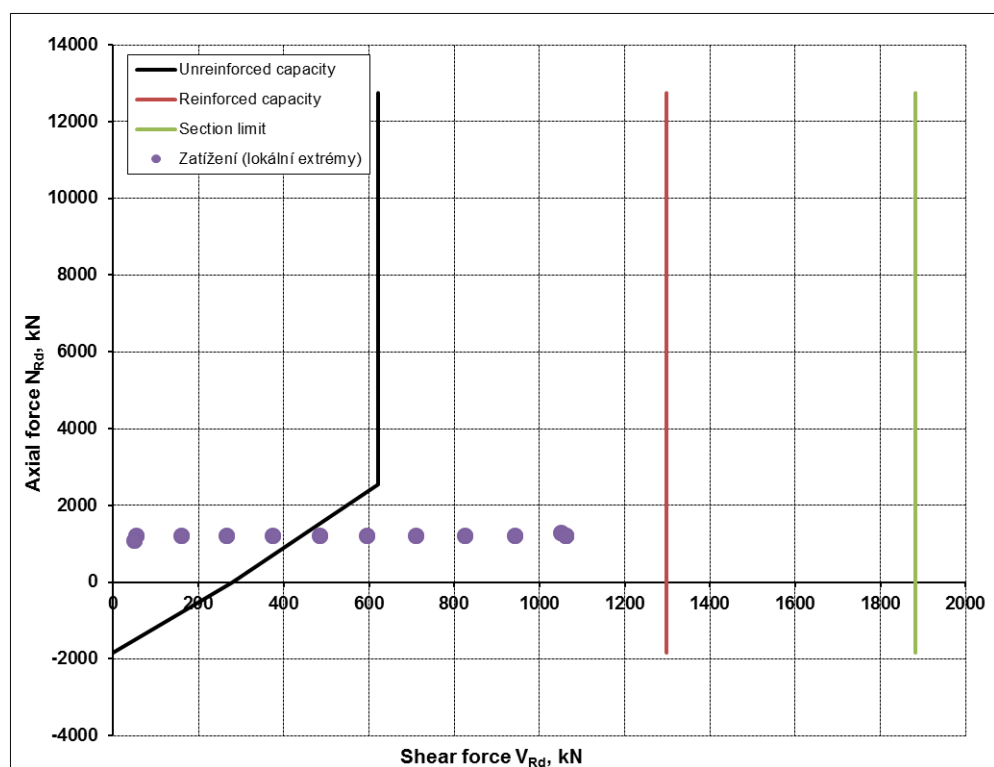


Obrázek 40 – V-N interakce (smyková únosnost) - klenba





Obrázek 41 – V-N interakce (smyková únosnost) - dno

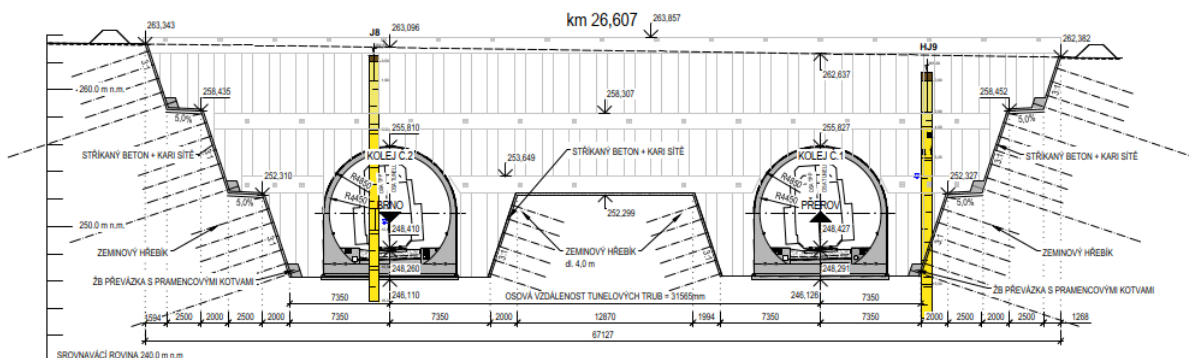


## 9 STABILITA ZÁŘEZŮ HLOUBENÝCH ÚSEKŮ

### 9.1 GEOMETRIE

Zářezy hloubených úseků tunelů budou formovány ve stupních výšky do 6,0 m s lícem ve sklonu 3:1, oddělených lavičkami šířky 2,5 m. Stupně budou zajištěny hřebíkováním v rastru 1,5 m x 1,5 m s lícem ze stříkaného betonu. Na každé lavičce bude provedena průběžná ŽB převázka, přes kterou bude zářez přikotven dočasnými pramencovými kotvami v rozteči 2,0 m.

Obrázek 42 – Typický řez zářezem hloubeného úseku



### 9.2 CHARAKTERISTICKÉ ŘEZY

Zářez byl modelován v nejvyšším řezu a zároveň v nejméně příznivé základové půdě. Po celé hloubce byl uvažován neogenní jíl, zatímco většina zářezů bude ve spraších, které jsou v tomto způsobu namáhání únosnější.

### 9.3 PŘITÍŽENÍ POVRCHU

Za korunou svahu bylo uvažováno přitížení povrchu terénu ve výši 15 kPa.

### 9.4 METODIKA VÝPOČTŮ

Výpočty a posouzení byly provedeny ve 2D řezech metodou mezní rovnováhy v modulech Stabilita svahu a Hřebíkování svah programu GEO5. Výpočty byly provedeny dle návrhového přístupu 3 normy ČSN EN 1997-1, který je pro tento typ působení výstižný.

Působení jemnozrnných zemin bylo nejprve uvažováno jako „undrained“ (výpočet v totálních parametrech), což v posudcích vedlo zhruba na 50% využití dostupné únosnosti. Poté bylo působení uvažováno jako „drained“ (výpočet v efektivních parametrech) s odhadnutým depresním kuželem HPV (opatrný přístup), což vedlo zhruba na 95% využití dostupné únosnosti.

Generované protokoly z výpočtů jsou přiloženy na konci této zprávy.



## **10 STABILITA ZÁSYPŮ HLOUBENÝCH ÚSEKŮ**

### **10.1 GEOMETRIE**

Zásyp definitivních portálů je proveden ve sklonu 1:1,5. Líc svahu je zpevněn kamenným záhozem tloušťky min. 500 mm z balvanů o minimální velikosti 200 mm. Zásyp je na čele vyztužen geomřížemi délky min. 8 m, zabudovanými do hutněné sypaniny z drceného kameniva ve výškové rozteči á 1,0 m. Dále následuje běžný zásypový materiál. Proti stékání povrchové vody je vybudován ochranný val.

### **10.2 CHARAKTERISTICKÉ ŘEZY**

Portálový zásyp byl posouzen v nejvyšším místě, což odpovídá např. řezu mezi tunelovými troubami.

### **10.3 PŘITÍŽENÍ POVRCHU**

Za korunou svahu bylo uvažováno užité přetížení povrchu terénu ve výši 5 kPa. V místě příčně vedoucí obslužné komunikace bylo uvažováno zatížení 55 kPa v souladu s ČSN EN 1991-2 (LM1 dle NA.2.39).

### **10.4 METODIKA VÝPOČTŮ**

Výpočet byl proveden na 2D řezu metodou mezní rovnováhy v modulu Vyztužené násypy programu GEO5, dle návrhového přístupu 3 normy ČSN EN 1997-1, který je pro tento typ působení výstižný.

Byly uvažovány výztuhy, jejichž dlouhodobá návrhová pevnost je  $R_t = 21,5 \text{ kN/m}$ .

Generovaný protokol z výpočtů je přiložen na konci této zprávy.