

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta stavební
Katedra geotechniky**

Numerické modelování ražby tunelu Joberg

Numerical modelling of the Joberg tunnel excavation

Diplomová práce

Bc. Petr Šlajs

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: prof. Ing. Matouš Hilar, MSc., PhD., CEng., MICE

Praha, leden 2017



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Šlajs	Jméno: Petr	Osobní číslo: 384669
Zadávací katedra: Katedra geotechniky (K 135)		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Numerické modelování ražby tunelu Joberg	
Název diplomové práce anglicky: Numerical modelling of the Joberg tunnel excavation	
Pokyny pro vypracování: Popis tunelu Joberg v Norsku, zkušenosti z výstavby tunelu, geologické poměry a geotechnické parametry. Numerické modelování vybraných příčných řezů pomocí metody konečných prvků ve 2D a výpočet vnitřních sil v primárním ostění tunelu. Porovnání výsledků modelování s výsledky geotechnického monitoringu, odladění numerických modelů. Návrh a posouzení primárního ostění. Porovnání konvenčních metod výstavby tunelu NRTM a Drill&Blast.	
Seznam doporučené literatury: Geoteknisk rapport for byggeplan - Rv. 13 Jobergettunnelen 36040-470 (Statens vegvesen) Technologický postup RV13 Jobergettunnelen (Metrostav a.s.) Technical Report - Soil tunnelling section (Sweco Norge AS) Joberget geomonitring (Metrostav a.s., DIBIT) Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v České republice (Praha, ČTuK, 2008)	
Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Matouš Hilar, M.Sc., Ph.D., CEng., MICE	
Datum zadání diplomové práce: 3. 9. 2016	Termín odevzdání diplomové práce: 8. 1. 2017 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------



Čestné prohlášení

Tímto prohlašuji na svou čest, že jsem tuto diplomovou práci v celém jejím rozsahu zpracoval samostatně, s využitím konzultací a uvedených podkladů.

V Praze, dne 6. 1. 2017

.....

Petr Šlajs



Poděkování

Rád bych poděkoval prof. Ing. Matoušovi Hilarovi, MSc., PhD., CEng., MICE za jeho vstřícnost, odborné vedení, jeho připomínky a rady.

Dále bych chtěl poděkovat Ing. Jiřímu Šachovi ze společnosti Metrostav a.s., který mi poskytl technickou dokumentaci, fotografie z výstavby a věnoval svůj čas mým případným dotazům.



Abstrakt

Obsahem této práce je vytvoření numerických modelů dvou příčných řezů silničního tunelu Joberg v Norsku. Pro výpočet této geotechnické úlohy byl použit program Plaxis 2D, který je založen na metodě konečných prvků. Modelované řezy byly vybrány u východního portálu, kde se prvních 100 m razilo pomocí Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Výsledky modelování byly porovnány s výsledky geotechnického monitoringu (sedání povrchu terénu a konvergence tunelového výrubu). Pomocí zpětné analýzy byl model odladěn a také byl parametrickou studií posouzen vliv vstupních parametrů na výsledky modelování. Součástí práce je posouzení primárního ostění ze stříkaného betonu. Práce dále obsahuje doprovodné texty popisující projekt tunelu Joberg, principy metod Drill&Blast a NRTM, popis programu Plaxis 2D.

Klíčová slova: *numerické modelování, tunel, NRTM, Drill&Blast*

Abstract

The aim of this thesis is to provide two numerical models of the Joberg road tunnel in Norway. The software Plaxis 2D, based on finite element method, was used for numerical modelling. Two modelled profiles were selected close to east portal, where the initial 100 m was excavated using New Austrian Tunneling Method (NATM). The results of numerical modelling were compared with the results of the geotechnical monitoring (surface settlement and tunnel profile convergences). Designed model was tuned by back analysis and the impact of input geotechnical parameters was evaluated using parametric study. The work also includes an evaluation of a sprayed concrete lining. Additional texts of the thesis include Joberg tunnel project description, information on construction stages and principles of Drill&Blast and NATM methods, information about the software Plaxis 2D.

Keywords: *numerical modelling, tunnel, NATM, Drill&Blast*



Obsah

Použité symboly a zkratky	8
Úvod	9
1 Tunel Joberg	10
1.1 Popis projektu.....	10
1.2 Směrové a sklonové poměry	11
1.3 Geologické poměry	12
1.3.1 Západní část – horninový masiv	12
1.3.2 Východní část – morénové sedimenty.....	13
2 Metoda ražby Drill&Blast.....	14
2.1 Historie	15
2.2 Norská tunelovací metoda	16
2.3 Cyklus prací a popis ražby	17
2.3.1 Vrtání děr pro odpal	18
2.3.2 Nabíjení čelby a odpal	19
2.3.3 Odvoz rubaniny a začištění výrubu.....	21
2.3.4 Skenování záběru.....	22
2.3.5 Zajištění výrubu	22
3 Nová rakouská tunelovací metoda	24
3.1 Historický vývoj.....	25
3.2 Observační metoda	25
3.3 Typ zajištění a způsob ražby	26
3.4 Technologický postup a způsoby zajištění	27
3.4.1 Vystrojovací třídy a postup jednotlivých operací	27
3.4.2 Stříkaný beton	29
3.4.3 Mikropilotový deštník.....	30
3.4.4 Jehlování	30
3.4.5 Svorníky	31
3.4.6 Bretex	31
3.5 Rychlost postupu ražby	32
4 Výpočetní program	34
4.1 Numerické metody	35
4.1.1 Metoda konečných diferencí.....	35
4.1.2 Metoda hraničních prvků	35
4.1.3 Metoda oddělených prvků	35
4.1.4 Ritzova metoda.....	35
4.1.5 Metoda konečných prvků	35
4.2 Software Plaxis	36
4.3 Materiálové modely pro MKP	37
4.3.1 Lineární model.....	37
4.3.2 Nelineární model	37
4.3.3 Mohr-Coulombův model	37
4.3.4 Hardening Soil model	38
4.3.5 Modifikovaný Cam-Clay model.....	39
4.3.6 Jointed Rock model	39
4.3.7 Hypoplastický model	39



5	Numerické modelování ražby.....	40
5.1	Vybrané příčné řezy	40
5.2	Parametry výrubu a způsob zajištění.....	41
5.2.1	Řez A – st. 2435 m	41
5.2.2	Řez B – st. 2395 m.....	41
5.3	Geologie a její vstupní parametry.....	42
5.3.1	Řez A – st. 2435 m	42
5.3.2	Řez B – st. 2395 m.....	43
5.4	Geometrie modelu	44
5.4.1	Řez A – st. 2435 m	45
5.4.2	Řez B – st. 2395 m.....	45
5.5	Zavedení vlivu kotev	46
5.6	Parametry ostění	47
5.7	Postup výpočtu	48
5.7.1	Generování sítě konečných prvků	48
5.7.2	Primární napjatost	49
5.7.3	Přerozdělení zatížení na výrub.....	50
5.7.4	Fáze výstavby.....	50
6	Výsledky numerického modelování.....	52
6.1	Řez A – st. 2435 m	53
6.1.1	Deformace	53
6.1.2	Napětí	55
6.1.3	Průběh normálové síly a momentu	56
6.2	Řez B – st. 2395 m	57
6.2.1	Deformace	57
6.2.2	Napětí	59
6.2.3	Průběh normálové síly a momentu	60
7	Porovnání výpočtu s geotechnickým monitoringem	61
7.1	Geotechnický monitoring.....	61
7.1.1	Konvergenční měření.....	63
7.1.2	Měření deformace terénu	64
7.2	Porovnání GTM v řezu A – st. 2435 m	65
7.2.1	Měření deformací terénu	65
7.2.2	Konvergenční měření.....	66
7.2.3	Shrnutí výsledků	68
7.3	Porovnání GTM v řezu B – st. 2395 m	69
7.3.1	Měření deformací terénu	69
7.3.2	Konvergenční měření.....	69
7.3.3	Shrnutí výsledků	71
8	Odladění modelu a parametrická studie	72
8.1	Odladění modelu v řezu A	72
8.2	Parametrická studie v řezu A.....	75
8.2.1	Vliv velikosti zatížení na nevystrojený výrub	75
8.2.2	Vliv parametru redukce tření.....	75
8.2.3	Vliv geotechnických parametrů morénové vrstvy	76
8.3	Zhodnocení výsledků	78
9	Závěr	79



Zdroje.....	80
Seznam obrázků	84
Seznam tabulek.....	86
Seznam grafů	87
Seznam příloh	88



Použité symboly a zkratky

2D	dvourozměrný
3D	trojrozměrný
A	plocha
b	šířka
C_{ef}	soudržnost (efektivní)
d	tloušťka
Drill&Blast	metoda ražby tunelu pomocí trhacích prací
E	Youngův modul pružnosti
EA	tlaková tuhost
E_{def}	modul přetvárnosti
EI	ohybová tuhost
h	výška
I	moment setrvačnosti
K_0	koeficient bočního tlaku v klidu
MKP	metoda konečných prvků
NMT	Norská tunelovací metoda
NRTM	Nová rakouská tunelovací metoda
Q_{min}	minimální hodnota kvality sítě konečných prvků
u_y	svislé deformace
u_x	vodorovné deformace
w	tíha prvku
γ	objemová tíha
ν	Poissonovo číslo
τ	smykové napětí
φ_{ef}	úhel vnitřního tření (efektivní)
ψ	úhel dilatance
σ	normálové napětí



Úvod

Na výstavbu podzemních děl je v současné době upírána stále vyšší pozornost. Ve světě, kde roste trend zachovat krajinný ráz, zvýšit bezpečnost, hospodárnost, komfort a rychlost dopravy, se čím dál tím více uplatňují stavby dopravních tunelů.

Bohužel současná situace v ČR s uvedeným celosvětovým trendem nekoreponduje a výstavba dopravních tunelů se prakticky zastavila. A nyní (probíhá pouze ražba železničního tunelu Ejpovice u Plzně). Proto se některé české tunelářské firmy snaží prosadit na zahraničních projektech.

Na podzim roku 2015 vyhrála v Norsku česká firma Metrostav a.s. zakázku na ražbu tunelu Joberg. Bylo to vůbec poprvé, kdy se na norském území při ražbě tunelu použily principy Nové rakouské tunelovací metody (NRTM), a proto se na tento projekt věnovala neobvykle velká pozornost tamní odborné veřejnosti.

Obsahem této diplomové práce je numerické modelování dvou příčných řezů tunelu Joberg, které byly vybrány v prostředí s odlišnými vstupními geotechnickými parametry. Výsledné deformace modelů jsou porovnány s geotechnickým monitoringem, který zároveň slouží pro jejich odladění pomocí zpětné analýzy. Vyhovění primárního ostění obou odladěných modelů je ověřeno pomocí sestaveného interakčního diagramu. K lepšímu porozumění chování numerického modelu je v závěrečné části práce provedena parametrická studie vlivu vstupních geotechnických parametrů na výsledné deformace.

Autor měl možnost se během své měsíční studentské stáže podílet na části ražeb prováděné metodou Drill&Blast, díky čemuž získal o projektu lepší přehled a snadnější přístup k informacím.



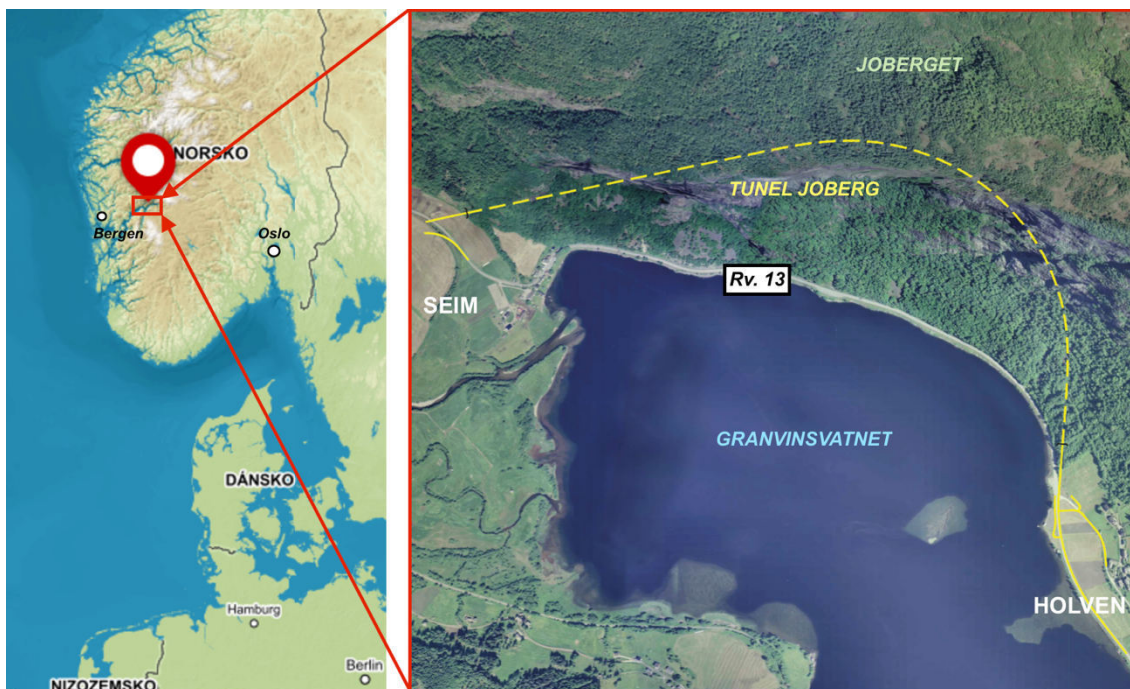
1 Tunel Joberg

1.1 Popis projektu

V roce 2015 vyhrála česká firma Metrostav a.s. na norském území další tunelářský projekt. Silniční tunel o celkové délce 2040 m byl realizován ve sdružení s norským partnerem Bertelsen & Garpestad AS [1].

Tunel Joberg se nachází cca 100 km na východ od Bergenu poblíž města Granvin. Tato stavba je součástí projektu Vossapakko, jehož cílem je zlepšení dopravní tepny z Bergenu do Osla [2].

V současné době vede silnice Rv. 13 podél břehu jezera Granvinsvatnet pod skalní stěnou hory Joberget (Obr. 1). V těchto místech dochází kvůli navětralému horninovému masivu k častému výskytu řícení (padajících) kamenů a v zimních měsících také lavinovému nebezpečí. Proto se přistoupilo k řešení výstavby tunelu Joberg, díky kterému dojde ke zvýšení bezpečnosti a plynulosti jízdy na tomto úseku.



Obr. 1 Poloha tunelu Joberg na území Norska [3]

Převážná část tunelu - 1950 m vede skalnatým horninovým masivem, zbývajících 90 m se nachází převážně v sytké zemině. Důsledkem toho byly pro ražbu zvoleny dvě technologické metody - Drill&Blast pro ražbu v tvrdé hornině a NRTM pro ražbu v méně soudržné zemině (poblíž vesnice Holven viz Obr. 2). Součástí stavby je realizace vnějších cest na povrchu o délce 1100 m. Teoretický profil výrubu tunelu T9,5 je $70,43 \text{ m}^2$. V tunelu se nachází čtyři nouzové zálivy v profilu výrubu

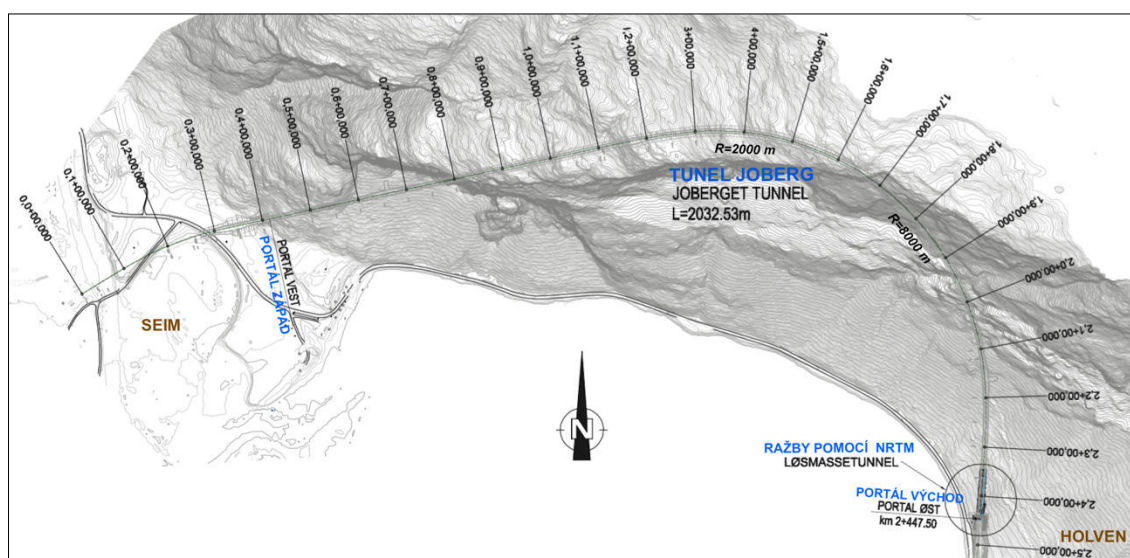


T13,5 s 93,97 m². V místě dvou nouzových zálivů se nachází technické komory o délce 23,5 m, které jsou kolmé na osu tunelu. Podélné větrání v tunelu zajišťuje 8 (4x2) ks ventilátorů [2].

1.2 Směrové a sklonové poměry

Z důvodu dodržení velmi krátké doby realizace tunelu, kterou investor stanovil, musely být ražby prováděny z obou portálů.

Ke konci října 2015 byla zahájena ražba na západním portálu (Seim). Do zhruba jedné třetiny trasy (st. 1,106 km) byla ražba vedena dovrchně¹ se sklonem 1,1 %. V úrovni 42,57 m n.m. se nachází výškový lom trasy. Od tohoto místa trasa tunelu pod stejným sklonem klesá směrem k východnímu portálu. Příčný jednostranný sklon v tunelu je 3 – 8 %. Od západu k východu je tunel směrově veden nejprve v přímé linii a dále pokračuje směrovými oblouky o poloměrech R=2000 m a R=8000 m. Ražba z východního portálu (Holven) započala v polovině února 2016. Po provedení 90 m ražby v zeminách pomocí metod NRTM následovalo cca 300 m ražby v hornině metodou Drill&Blast.



Obr. 2 Směrové vedení tunelu [5]

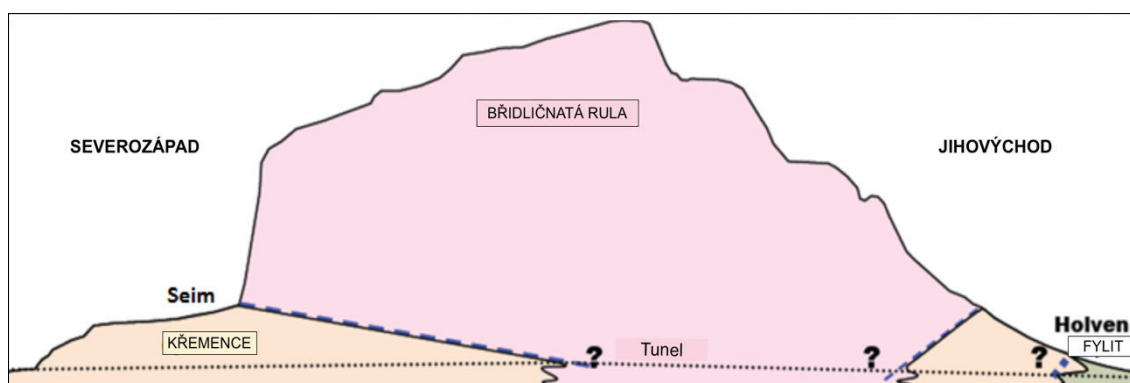
Prorážka tunelu Joberg proběhla 30. července 2016 ve staničení 2,055 km (392 m od východního portálu - Holven) [2].

¹ Cílem dovrchní ražby je, aby se voda na čelbě nezadržovala, ale přirozeně vytékala z tunelu ven.



1.3 Geologické poměry

Trasa tunelu vede skalním masivem s výskytem křemenců, křemencových rul a břidlic, granitické ruly a v oblasti před východním portálem byl očekáván výskyt fylitů. Následně tunel prochází oblastí ledovcové morény tvořené šterky s vysokým obsahem prachových částic a výskytem balvanů. V trase tunelu se nenachází žádné významné vodní toky. Přítomnost vody v tunelu byla tedy předpokládána pouze puklinová [4].



Obr. 3 Schématické zobrazení předpokládané geologie v podélném profilu [1]

1.3.1 Západní část – horninový masiv

Na západním portálu se prvních třicet metrů ražba potýkala se složitými geologickými poměry a postup zde byl pomalejší. Důvodem bylo nízké nadloží a velká rozpukanost horninového masivu. Proto zde investor požadoval ražbu s podporou norských in-situ realizovaných rámců s délkou nakročení 2 - 3,5 m. Konstrukce těchto rámců se skládá z předem ohýbané prutové výztuže, která je zajištěna svorníky do výrubu a která je následně přestříkaná stříkaným betonem. Dále byly při ražbě zastížené relativně zdravé prokřemenělé skalní horniny. Tato jemnozrná, pevná, tenké vrstevnatá hornina šedé až tmavě šedé barvy byla zaříděna jako rula s pevností v prostém tlaku 150 – 300 MPa.

V trase tunelu byly dokumentovány tři hlavní systémy ploch nespojitosti označené D1, D2 a D3. Nejvýraznější byly diskontinuity D1 sklonu strmě k západu (260° - $290^{\circ}/70^{\circ}$ - 90°). Pro ražbu probíhající spíše směrem k východu byly plochy nespojitosti D1 vůči ražbě nepříznivě orientovány (dochází po nich k oddělení horniny ve vertikálním směru). Další systém puklin D2 měly orientaci sklonu strmě cca k jihu (180° - $210^{\circ}/70^{\circ}$ - 80°). Poslední výrazný systém diskontinuit byl subhorizontální se sklonem cca 5° - 15° směrem k východu (80° - $100^{\circ}/5^{\circ}$ - 15°). Pukliny jsou místy s výplní oxidů Fe, Mn [2].



Výrub byl po dobu celé ražby převážně suchý. Pouze ve dvou místech byly dokumentovány soustředěné přítoky. V příportálové části to byla povrchová voda, která do raženého díla vtékala z přístropí - vydatnost do 0,01 l/s. Další nález byl zhruba ve dvou třetinách (od zádního portálu) tunelu, kde byla naražena podzemní voda. Ta byla v daném místě pravděpodobně uzavřena mezi dvěma nepropustnými vrstvami – vydatnost cca 0,5 l/s.

V místech, kde vrcholky horského masivu Joberget dosahovaly nadmořské výšky až 900 m, se v tunelu vyskytly problémy s horninovým tlakem. V této oblasti v tunelu docházelo k opakovanému popraskávání betonového ostění nebo ke ztrátě podložek svorníků z důvodu jejich protlačení [2].

1.3.2 Východní část – morénové sedimenty

Východní portál poblíž vesnice Holven se nachází v oblasti morény. Již inženýrsko-geologický průzkum naznačil, že ražba tunelu v tomto heterogenním prostředí bude velmi komplikovaná. Horninový masiv je zde pokryt vrstvou jemnozrných až písčitých zemin. Zastoupeny jsou zde především hlíny a jíly s častým výskytem kamenů (průměr do 30 cm) a místy také balvanů (průměr až 2,5 m). Mocnost morénové vrstvy je cca 12 - 20 m.

Na začátku ražeb se výše uvedené zeminy vyskytovaly v celém profilu tunelu. S dalším postupem se zeminy dostávaly stále více do nadloží. Jádro a poté kalotu začala tvořit metamorfovaná hornina – fylity s pevností více jak 100 MPa. Celý profil se dostal do pevné horniny ve vzdálenosti asi 80 m od portálu. Přechod principů ražeb NRTM a Drill&Blast nastal asi o 10 m dál ve st. 2,3507 km [2].

V trase tunelu byly dokumentovány dva hlavní systémy ploch nespojitosti označené D1 a D2. Diskontinuity D1 jsou ve sklonu cca k západu (290° – $310^{\circ}/10^{\circ}$ – 25°). Další systém puklin D2 měl zpočátku orientaci sklonu strmě k západu ($270^{\circ}/90^{\circ}$) a ražbě příliš nevadil. Dále se ale od portálu orientace sklonu změnila spíše k jihu ($210^{\circ}/70^{\circ}$) a ta byla vůči ražbě směřující na sever orientována poměrně nepříznivě.

Podzemní voda byla ve výrubu zastižena pouze zřídka. Intenzita přítoků jednotlivých pramenů velmi často závisela na srážkách. Zpočátku se při ražbě kaloty vyskytovaly malé přítoky na rozhraní štěrkopískové a jílovité vrstvy. Pro snížení hladiny podzemní vody byla podél raženého tunelu vybudována síť pěti studní. Mimo to byly také do předpolí čelby realizovány odvodňovací vrty [2].



2 Metoda ražby Drill&Blast

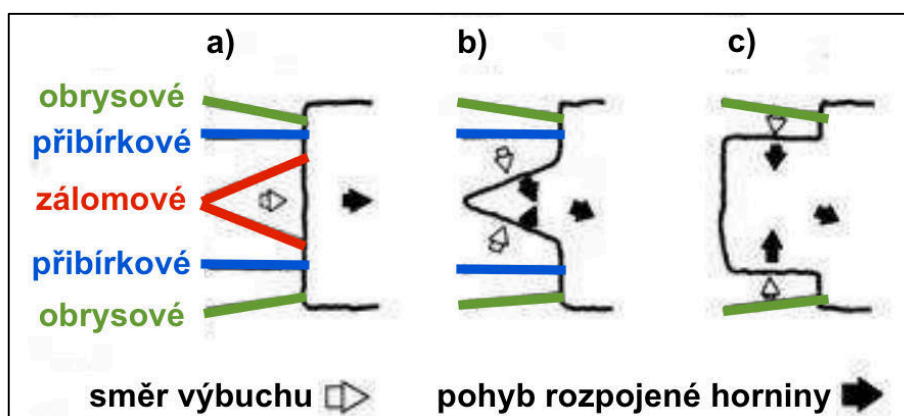
Jak již bylo zmíněno v kapitole 1, metodou Drill&Blast (ražba pomocí trhačích prací) bylo vyraženo zhruba 95% délky tunelu Joberg.

Metoda Drill&Blast se hodí jak do měkkých hornin (např. křída, jíl, slín), tak do hornin tvrdých s vysokou pevností (např. křemen, čedič, rula, žula). Jinak řečeno je tato metoda vhodná do horninové masivu různých vlastností.

Ještě –před rozmachem plnoprofilových razicích strojů TBM, byla tato metoda pro ražbu ve skalnatém prostředí, ať už se jednalo o jakoukoliv délku tunelu, aplikována vůbec nejčastěji. V dnešní době má tento způsob ražeb široké uplatnění především ve skandinávských zemích, případně u kratších tunelů, kde pořizovací náklady na stroje nejsou tak vysoké [6].

Tři základní činnosti charakterizující Drill&Blast jsou *vrtání, nabíjení a odstřel*. K časově nejnáročnější (zvláště ve velmi tvrdých horninách) činnosti z pracovního cyklu patří vrtání. Vrty, které slouží k nabíjení čelby trhavinou, se provádí pomocí výkonných pneumatických nebo ještě výkonnějších hydraulických kladiv. Vrtací kladiva, která při vrtání využívají rotačně-příklepný princip, jsou obvykle umístěna na lafetách na kolovém nebo pásovém vrtacím voze. Postup vrtání je plně mechanizovaný a u nejmodernějších strojů probíhá s využitím počítače. [8]

Aby byla zajištěna délka jednoho záběru v projektovaném profilu tunelu, je třeba správně navrhnout vrtné schéma (kap. 2.3.2 – Obr. 10). To znamená, že vrty nejsou situovány nahodile, ale že způsob jejich rozmístění má svůj význam.



Obr. 4 Druhy vrtů a pohyb rozpojené horniny při odstřelu [8]

Záломové vrty konají neobtížnější práci, jelikož musí vytrhnout kus horniny z masivu, která je jím (mimo prostoru již provedeného záběru) upnutá ze všech stran. Pro snazší vytržení upnuté horniny mohou být tvořeny například *sbíhavými zálomy* ve tvaru klínu, jehlanu, kužele nebo vějíře (Obr. 4). Dalším

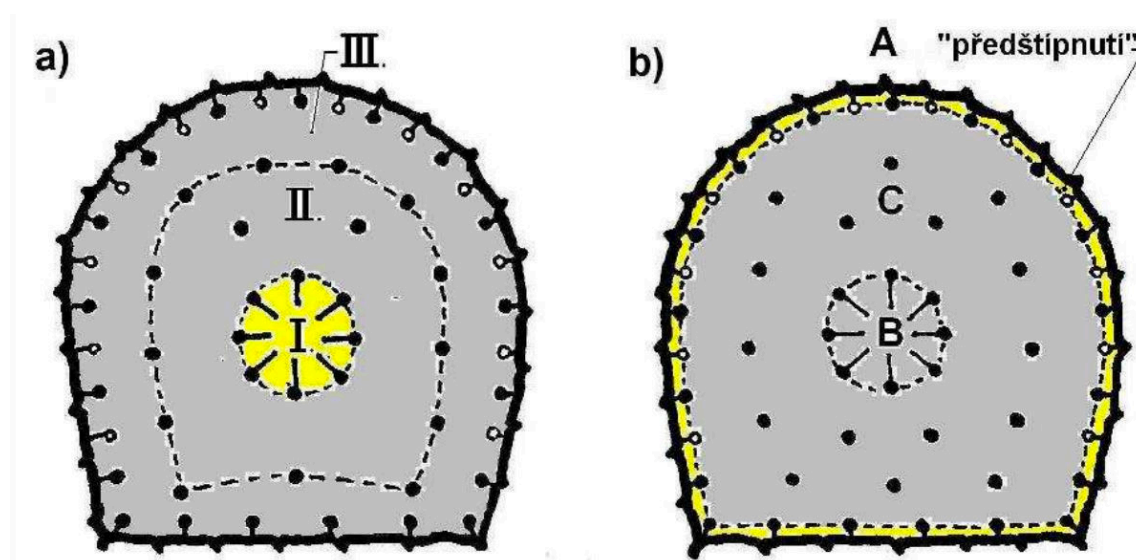


typem jsou *přímé zálomy*, které mají všechny vrty kolmé k teoretické rovině čelby. U tohoto typu se pro snazší vytržení horniny v zálomu vyvrtají kromě klasických vrtů také vrty odlehčovací (nenabité).

Přibírkové vrty slouží k rozšíření zálomu, ke kterému dochází pomocí desítek až stovek milisekund zpožděných explozí náloží. Vrtají se vždy kolmo a pro odtržení horniny do již volného prostoru zálomu jim stačí nižší množství trhavin.

Obrysové vrty slouží k vylomení přesného obrysu tunelového výrubu. Aby nedošlo ke zaviněnému nadvýlomu, provádějí se vrty s kratšími rozestupy a s použitím menšího množství trhaviny. [8]

Pro řízený odstřel jsou známy dva způsoby jeho provádění a tedy *hladký odpal* a *presplitting* („předštípnutí“). Rozdíl je především v pořadí odpalu obrysu. [8]



Obr. 5 Schéma dvou způsobů časování odpalu [8]

- a) Hladký odpal: I. - zálomové vrty, II. - přibírkové vrty, III. - obrysové vrty.
- b) Presplitting: A. - obrysové vrty, B. - přibírkové vrty, C. - zálomové vrty

2.1 Historie

První záznam o využití trhavin pro ražbu se vztahuje k roku 1627, kdy Tyrolean Kaspar Weondl aplikoval střelný prach při těžbě stříbra v Banské Štiavnici (Slovensko). Tato inovace se poté rychle rozšířila přes Evropu do Ameriky [9].

V roce 1850 střelný prach nahradil mnohem účinnější nitroglycerin (stabilizovaný ve formě dynamitu). Pro provedení vrtů pro odpal do horniny byly použity vrtačky fungující díky páře a stlačeného vzduchu. První vrtací stroj (angl. jumbo) byl pak vynalezen roku 1931 [10].



Metoda Drill&Blast se úspěšně podílela na světově velkých tunelových projektech. Za zmínku stojí například železniční tunely Fréjus, Gotthard, Simplon anebo nejdelší silniční tunel na světě Lærdalstunnelen [9].

2.2 Norská tunelovací metoda

Metoda ražeb Drill&Blast vychází z principů Norské tunelovací metody (Norwegian method of tunneling - NTM), která byla vyvinuta ve Skandinávii. V posledních čtyřiceti letech se tato metoda ukázala jako velmi úspěšná pro ražbu ve skalních horninách. Mnohdy se v souvislosti s NTM hovoří o tzv. nízkonákladových tunelech (low cost tunnels) [11].

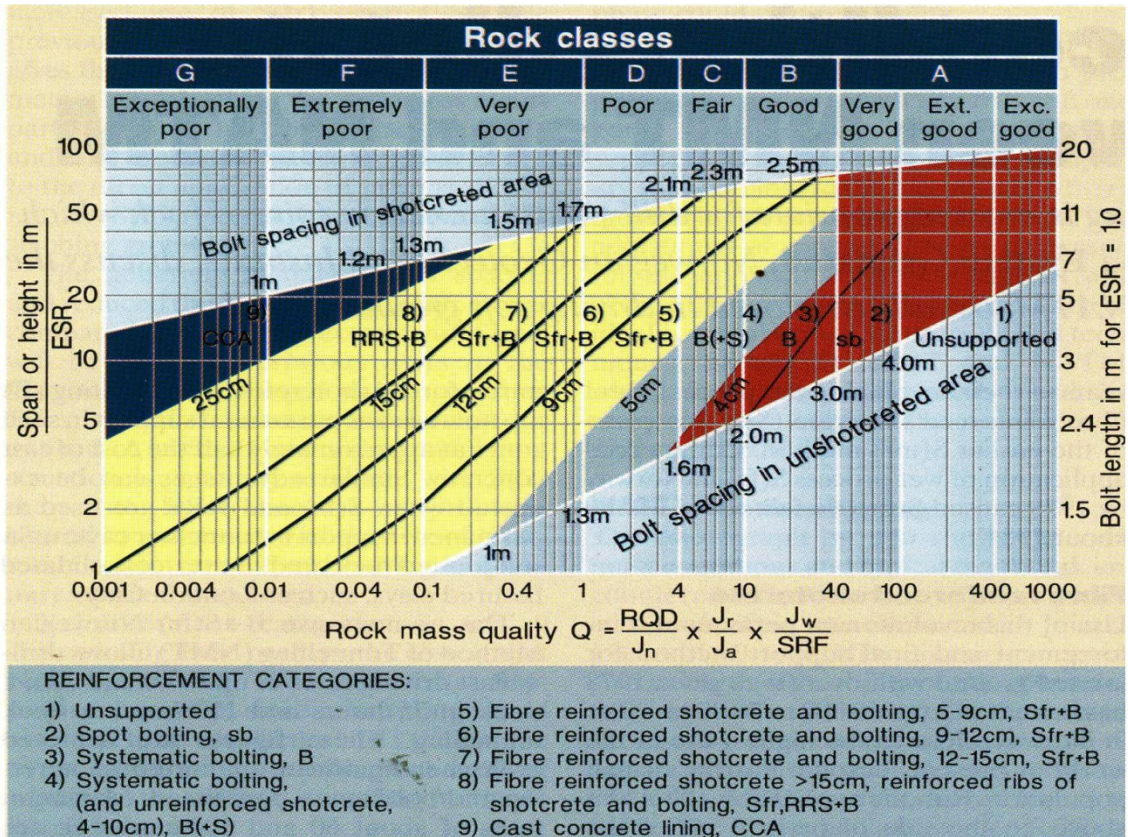
Jejími hlavními atributy jsou:

- rychlý postup ražby (záběry 3 - 6 m),
- vysoký stupeň mechanizace,
- nízké náklady.

NMT je postavena na zkušenostech získaných z ražeb asi 5000 km norských tunelů. Na rozdíl od Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) – viz kap. 3 není u NTM běžnou součástí technologických postupů využití observačních metod (měření deformací ostění, tlaků na kontaktu s výrubem apod.). Dále se od NRTM odlišují prováděním záběrů naráz na celou plochu výrubu nebo absencí ocelových rámců v ostění tunelu. Jen v případě velmi složitých geologických podmínek (např. při nízkém nadloží, při výskytu silně rozpukaných nebo bobtnavých hornin apod.) se zkrátí délka záběru a posílí se primární ostění pomocí žeber ze stříkaného betonu (tzv. reinforced concrete ribs) – viz kap. 1.3.1. Tento flexibilní způsob zajištění je možné přizpůsobit in-situ téměř k jakémukoliv profilu. Šířka žeber bývá 0,5 – 2 m s krokem 1 – 5 m a tloušťkou 150 – 300 mm.

V horších úsecích se běžně buduje primární ostění (kap. 2.3.5), které se většinou skládá ze stříkaného betonu s rozptýlenou výztuží a systému kotev. Ve skandinávských zemích je však naprosto běžné razit dlouhé úseky tunelů zcela bez výstroje [11].

Pro návrh trvalého zajištění výrubu a vyjádření jeho kvality se ve fázi projektování i ve fázi výstavby nejčastěji používá Bartonův Q-systém (Obr. 6). Jedná se o klasifikační systém, který byl sestaven na základě poznatků z více než 1000 sledovaných tunelů. Zpočátku byl označován podle jeho zakladatelů zkratkou BLLL – Barton, Liehm, Loset, Lunde). [12]



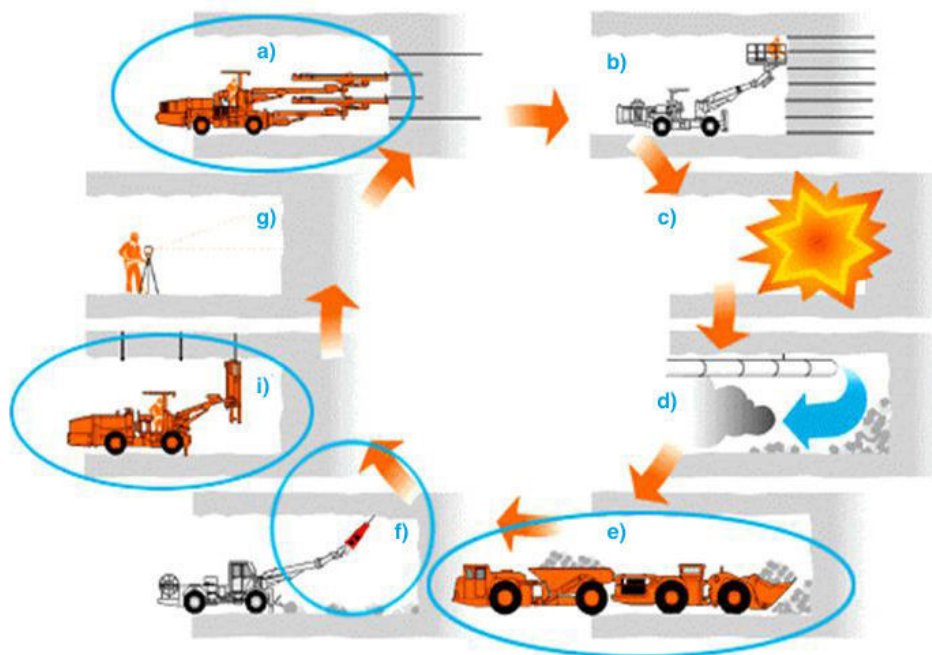
Obr. 6 Vyztužovací kategorie při NTM - diagram Grimstad-Barton [12]

2.3 Cyklus prací a popis ražby

Celý proces se skládá z několika činností, které jsou názorně vidět na obrázku 7.

- vrtání děr pro odpal
- nabíjení čelby
- odpal
- spuštění ventilátoru
- odvoz rubaniny
- mechanické a ruční začištění výrubu
- skenování záběru
- zajištění výrubu stříkaným betonem
- vrtání děr pro svorníky a jejich instalace

Cyklus ražby, který je znázorněn na další straně (Obr. 7), v některých částech zcela nevystihuje postup ražeb na tunelu Joberg. V případě zajištění výrubu byl mimo svorníků také použit stříkaný beton – (na Obr. 7 chybějící) činnost *h*). V druhém případě byly z důvodu urychlení ražeb vyměněny činnosti *i*) a *g*), jelikož popojíždění s vrtnou soupravou na úroveň čelby a zpět vede ke zbytečným časovým ztrátám.



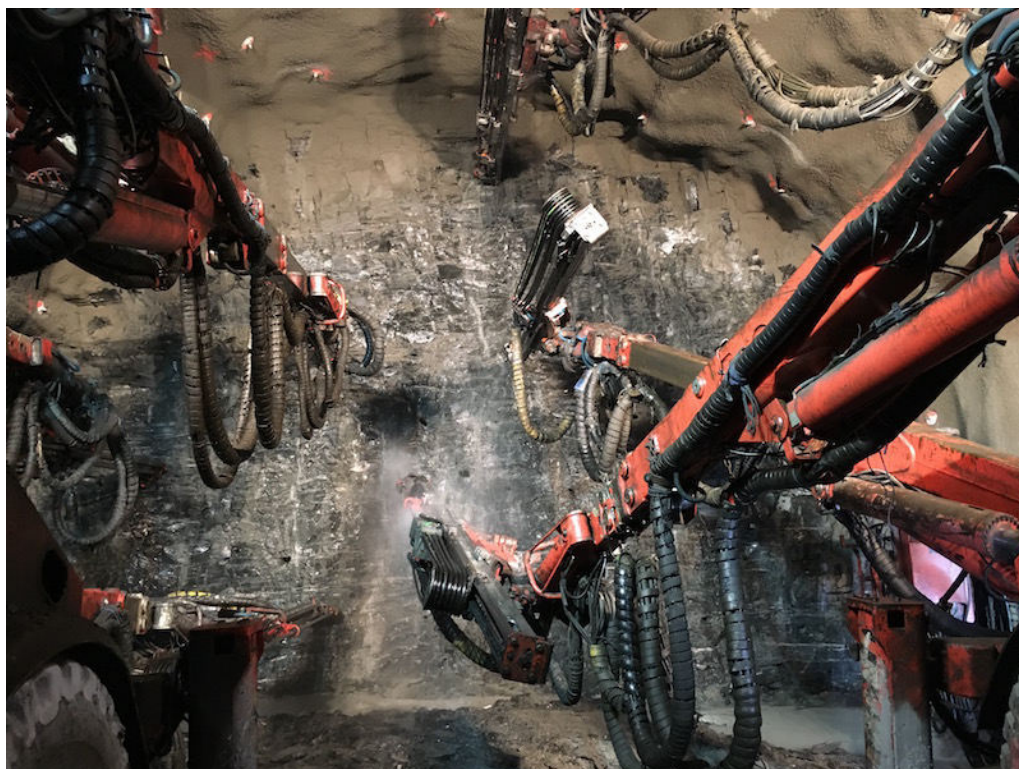
Obr. 7 Postup činností při ražbě metodou Drill&Blast [15]

Jeden záběr se většinou prováděl na délku 4 – 5 m a celý cyklus trval zhruba 14 – 15 hodin. V dalších podkapitolách jsou jednotlivé činnosti provádění na tunelu Joberg vysvětleny podrobněji.

2.3.1 Vrtání děr pro odpal

Na tunelu Joberg byly k dispozici celkem tři vrtné soupravy. Dvě soupravy Sandvik DT1130-SC byly nasazeny při ražbě ze západní části Seim a jedna souprava AMV 21SGBC-CC na východní část Holven. Všechny tři vrtné soupravy byly vybaveny třemi lafetami a jedním manipulačním košem.

Na každý záběr je geodety vytvořeno a do vrtacích souprav nahráno vrtací schéma, které informuje operátora stroje o správné pozici a úhlu vrtaných děr. Správný úhel děr je důležitý nejen pro vedení tunelu, ale také v momentě, kdy dochází k rozšiřování výrubu z důvodu provádění zálivů nebo prostoru pro budoucí ventilátory. Pro zajištění přesnosti vrtání musí mít vrtná souprava správně zkonfigurovanou polohu lafet. Konfigurace se provádí pomocí laseru, který je osazen za vrtací soupravou v přesné geodetem vyměřené pozici. Na jeden záběr bylo podle aktuální geologie zapotřebí vyvrtat 140 - 160 děr. Vrty se provádějí pomocí vrtací korunky vyrobené z vysoce kvalitní oceli, které jsou připevněné na vrtací tyči (známé také pod anglickým názvem „bore“).



Obr. 8 - Lafety vrtacích souprav Sandvik DT1130 SC

Jejich spotřeba závisí na abrazivnosti horniny. Po ztrátě jejich účinnosti byla pro vyšší hospodárnost snaha o jejich znovupoužití docílena přebroušením (maximálně jen jednou). Proces navrtání všech děr pro odpal trval zhruba 1,5 – 2 hodiny.

2.3.2 Nabíjení čelby a odpal

Mezi základní materiál, který slouží pro detonaci patří pevné výbušniny, neelektrické rozbušky, elektrické rozbušky, bleskovice a počiny. Tyto jmenované položky byly bezpečně uloženy ve skladu a zaopatřené alarmovým systémem.

Pro ražby tunelů existují dva základní typy trhavin – pevné a emulzní.

Pevné výbušniny se pro jejich silnější detonaci používaly především do zá-
lomu nebo při přistřílce (při nedokonalém provedení předchozího záběru). Nabíjení probíhá zasouváním náložek do vrtu pomocí dřevěné tyče.

Emulzní trhavina obsahuje nižší energii pro rozpojování horniny než výbuš-
niny pevné. Její hlavní výhodou je především snadnější a rychlejší aplikace při nabí-
jení delších vrtů, odolnost vůči vodě a podle potřeby úprava její sytosti.

K čerpání trhaviny dochází pomocí systému SSE = Site Sensitized Emulsion. Převážena je speciálním vozem (Red Devil), který má v jednotlivých nádržích od sebe odděleny tři složky (Matrice, R1 a R2). Výbušnina se z nich stává až poté, co se spolu všechny tři látky smíchají v hadici při nabíjení čelby. Do paty vrtu se ukládá rozbuška s počinem (booster), který zvyšuje účinnost spuštění/aktivace



trhaviny. Aplikování emulze do vrtu se provádí hadicí, která se zasune až k patě vrtu a pozvolna se vytahuje ven.



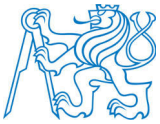
Obr. 9 Svazování bleskovice a příprava na odpal

Příprava materiálu pro odpal, nabíjení čelby a odpal má na starosti střelmistr. Množství a typy trhavin použije na základě odpalového listu (Obr. 10), který je na každý záběr připraven směnovým stavbyvedoucím nebo jím pověřenou osobou. Velmi důležité je správně nastavit časování jednotlivých rozbušek a sílu jejich detonace. Při nedokonalém odstřelu dochází k velkým časovým ztrátám. Správně provedený odstřel znamená, že celý záběr odejde na celou délku vrtu a zároveň nevznikne technický nadvýlom. To někdy může být při proměnlivé geologii velmi obtížné, proto při těchto příležitostech dochází k úpravám množství použité výbušniny a změnám časování.

Na projektu tunelu Joberg byl výrub rozdělen do čtyř barevných skupin podle množství použité trhaviny.

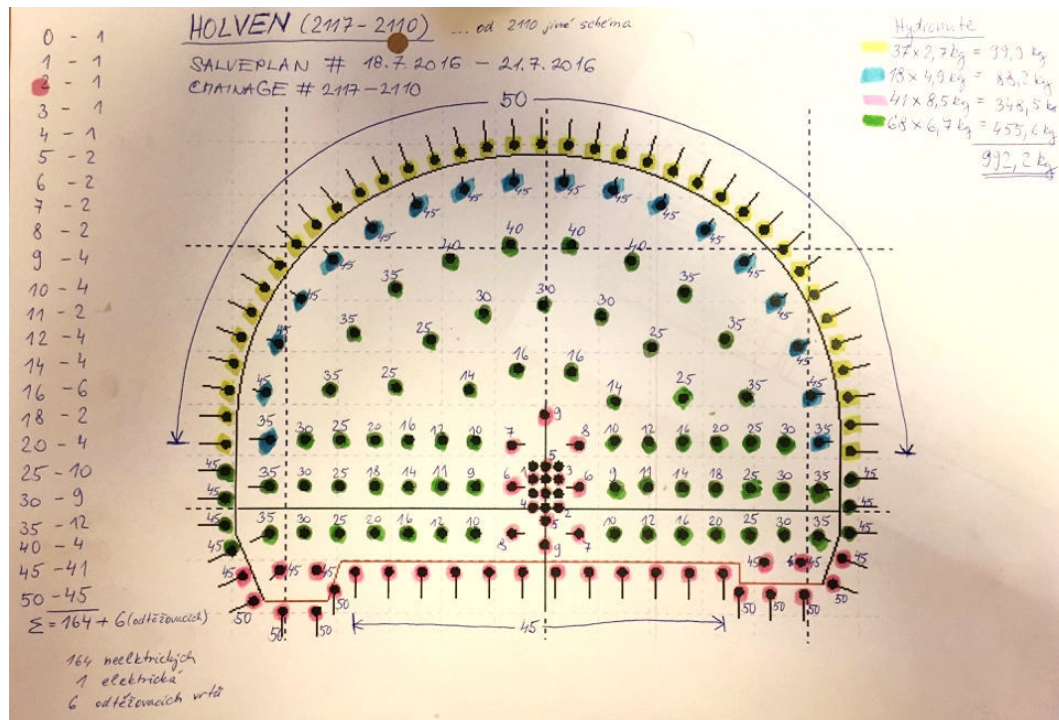
Množství trhaviny ovlivňuje sílu detonace, a proto se množství použité trhaviny od zálomu (střed výrubu) směrem k obrysu stále snižuje. Výsledkem je hladší odstřel obrysu výrubu a nedochází tak k zaviněnému nadvýlomu.

Před odpalem se střelmistr musí ujistit, že opouští čelbu poslední a nikomu nehrozí nebezpečí. Odstřel se většinou iniciuje vně tunelu. Pokud je však čelba od portálu více vzdálená (např. přes 1000 m), hrozí na trase porušení antény (drátu)



iniciující odpal). Z tohoto důvodu je poté možné po informování lidí na pracovišti provést odstřel z tunelu z kratší vzdálenosti.

Celkový čas strávený nabíjením po dobu samotného odstřelu byl přibližně 1,5 - 2 hodiny.



Obr. 10 Odpalový list na tunelu Joberg

2.3.3 Odvoz rubaniny a začištění výrubu

Před vjezdem nakladače a damprů do tunelu je třeba vyčkat, než se nebezpečné zplodiny vyvětrají ven z tunelu nebo alespoň dál od čelby. K tomuto procesu sloužila ventilátorová stanice Cogemacoustic s lutnovým tahem z flexibilních luten o průměru 1800 mm. Ta zároveň zajišťovala přísun čerstvého vzduchu na čelbu po celou dobu těžby.

Nakládání rubaniny probíhá kolovým nakladačem (Volvo L350) s čelním nebo bočním výsypem. O odvoz rubaniny se starají dampry (Komatsu HD325, Volvo A40) nebo při souběhu činností na obou čelbách i nákladní vozy (z portálu Holven). Rubanina byla dopravována na připravenou mezideponii v místě staveniště. Těžba horniny 5 m dlouhého záběru trvala dampry cca 3 - 4 hodiny, nákladními vozy to bylo až 5 hodin.

Když to bylo možné, probíhalo mechanické začištění výrubu již v průběhu odtěžování. Provádělo se pásovým rypadlem (Komatsu PC 210), který může měnit začišťovací nástroje. Nejprve se používalo hydraulické kladivo, kterým se odstranily



větší rozvolněné kusy horniny. Na dočištění se hydraulické kladivo vyměnilo za lžíci. Vždy se začíná od předešlého záběru a postupuje se směrem k čelbě.

Ruční čištění výrubu (hand-scaling) bylo prováděno z plošiny vrtací soupravy pomocí ruční obtrhávací tyče. Zpravidla se jednalo o části horniny, které nebyly pásovým rypadlem odstraněny nebo mohly být ze stroje snadno přehlédnuty.

2.3.4 Skenování záběru

Pro každý záběr je provedena dvojitá kontrola obrysu výrubu. První se provádí během mechanického začišťování pouhým okem směnového stavbyvedoucího, kdy na viditelné zásahy upozorní operátora stroje.

Druhá kontrola se provede před nanesením betonové vrstvy pomocí laserového skenovacího zařízení. Tento přístroj provede sken nového záběru a pomůže odhalit kritické oblasti, mezi které především patří výrazný nadvýlom nebo zásahy v teoretickém profilu tunelu. Při odhalení větších zásahů v teoretickém profilu, na které nestačí mechanická síla pásového rypadla, se musí s dalším záběrem přistoupit k přístřílce. Výrazné nadvýlomy jsou stavbyvedoucím a TDI konzultovány s cílem těmto situacím v příštím záběru předejít.

Z provedeného skenu se zároveň určí příští staničení vrtací soupravy, které operátor potřebuje znát pro nahrání správného vrtného schéma.

Poloha geodetických bodů, která je pro provedení skenu nezbytná, je zaměřena geodety. Sken záběru provádí směnový stavbyvedoucí.

2.3.5 Zajištění výrubu

Na tomto projektu tunelu byly provedeny dva stupně zajištění výrubu.

V první fázi to byl stříkaný beton typu B35M45² s přimícháním rozptýlené výztuže typu E700³ nebo E1000³.

Stříkaný beton byl nanášen pomocí stroje Meyco Potenza. Zastříkání 5 m dlouhého záběru trvalo 80 – 100 min a spotřebovalo se při něm cca 15 – 16 m³ betonu (dva domíchávače betonu).

² Označení B35 udává třídu pevnosti, která odpovídá podle Eurokódu 2 tříde C30/37 [7] a označení M45 udává třídu odolnosti - X0, XC1, XC2, XC3, XC4, XF1, XD1, XS1, XA1, XA2, XA4 [13].

³ Označení E700 a E1000 udává objem vláken obsažených v betonu a energetickou odolnost. E700 odpovídá 27,7 kg/m³ a E1000 odpovídá 43,4 kg/m³ [14].



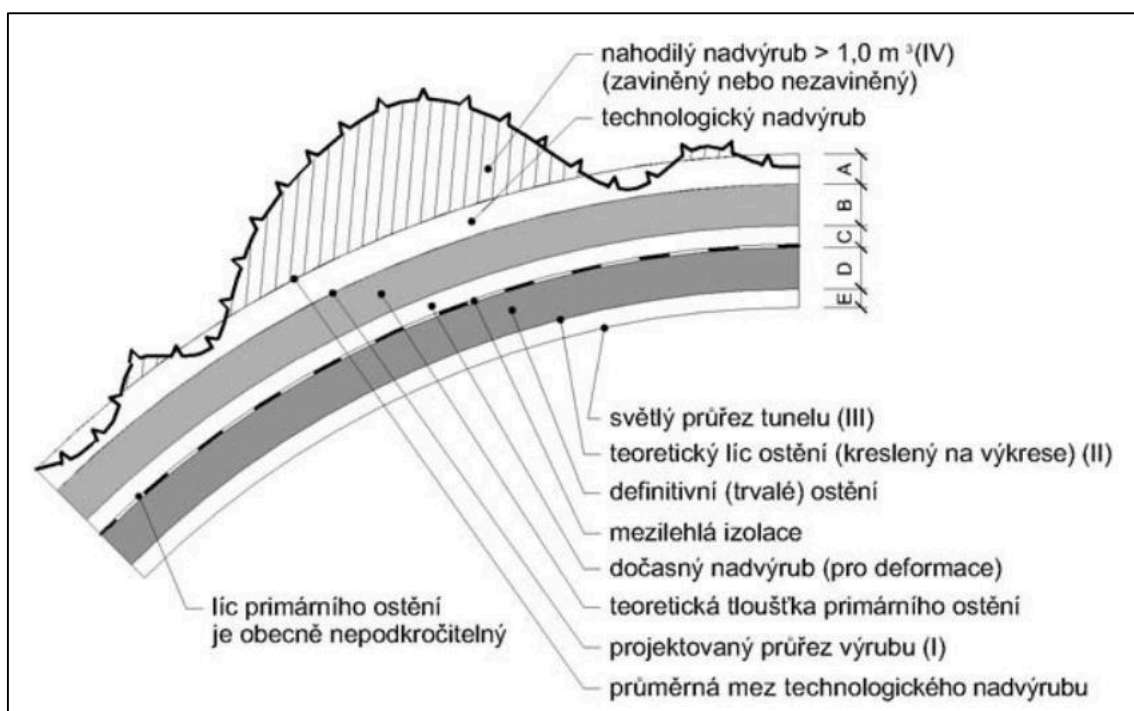
Ve druhém případě to byly tyčové svorníky SN (typ Pretec CN-M20) s cementovou injektáží (od Mapei) nebo svorníky lepené dvousložkovou pryskyřicí. Lepené kotvy byly zpravidla instalovány pouze v místech, kde z kotevního vrtu prosakovala podzemní voda. Na jeden 5 m dlouhý záběr bylo spotřebováno zhruba 30 ks kotev. Celý proces zahrnující vrtání, osazování a injektáž trval cca 2 - 2,5 hodiny.

Pozn.: některé poznatky (např. název strojů, zařízení, použitého materiálu apod.) zmíněné v kap. 2.3 byly převzaty z [4].



3 Nová rakouská tunelovací metoda

NRTM je konvenční tunelovací metoda, která se snaží o co nejvyšší využití nosných vlastností horninového masivu s cílem optimalizovat proces ražení a zajištění výrubu s cílem minimalizovat ekonomické náklady s tím spojené. Ražba dle zásad NRTM se neprovádí na celý profil tunelu, ale je rozdělena a probíhá po částech. Při realizaci tunelů pomocí této metody je ve většině případů čelba zabezpečena primárním ostěním ze stříkaného betonu. Mezi hlavní konstrukční prvky primárního ostění patří stříkaný beton a kotevní systém. Definitivní (sekundární) ostění je budováno až po ustálení napětí a deformací v okolí výrubu [16]. Vodotěsnost tunelové ostění je zajištěna mezilehlou izolací, která leží mezi primárním a sekundárním ostěním (Obr. 11).



Obr. 11 Popis tunelového ostění při ražbách dle principů NRTM [16]



3.1 Historický vývoj

Počátky této metody sahají do 50. a 60. let minulého století. Vznikala postupným vývojem několika předchozích metod.

Hlavní milníky vývoje NRTM [12]:

- 1948 - patent na **zajištění výrubu dvouvrstevným ostěním** (prof. L. von Rabcewicze)
- 1953 - patent na **zajištění stříkaným betonem** (Ing. A. Brunner)
- 1962 - byly formulovány základní **zásady nového postupu tunelování pod názvem NÖT** (prof. L. von Rabcewicze)
- 1978 - v Salzburgu bylo formulováno **22 zásad NÖT** (prof. L. Müller)

Zpočátku panovala k této metodě značná nedůvěra, později se však ukázala její efektivita a začala se hojně využívat. Nyní je ve světě zhruba 50% (v ČR ještě více) tunelů raženo dle zásad NRTM.

Na českém území se metoda začala využívat na začátku 90. let 20. století a až do dnešní doby má NRTM mezi ostatními metodami takřka výhradní postavení [17]. Na konci roku 1997 byly uvedené do provozu první velké dopravní tunely postavené touto metodou - tunely Hřebeč (Metrostav a. s.) a Pisárecký (Subterra a. s.) [18].

3.2 Observační metoda

Zásadním atributem postupu ražby NRTM je observační metoda – adaptibilní způsob. Spočívá v upravování původního návrhu konstrukce na základě analýzy vybraných monitorovaných veličin, čímž je zajištěna bezpečnost a hospodárnost ražby. Observační metoda je plně v souladu s ustanoveními nových evropských technických norem. Přístup navrhování geotechnických konstrukcí observační metodou je totiž legalizován v normě ČSN EN 1997-1:2004 s názvem „EUROKÓD 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – část 1: Obecná pravidla“. V průběhu ražby princip NRTM přímo vyžaduje, aby se prováděla korekce původního návrhu vystrojení tunelu na základě deformačního chování tunelu, které je sledováno pomocí geotechnického monitoringu resp. konvergenčním měřením (dále kap 7.1) [18].

Organizace geotechnického monitoringu je v současné době na velmi vysoké úrovni a u velkých staveb je často pro vybrané účastníky přístup k údajům v on-line režimu. To umožňuje povolaným osobám okamžité vyhodnocení monitorovaných hodnot a případné úpravy způsobu a zajištění ražby [18].



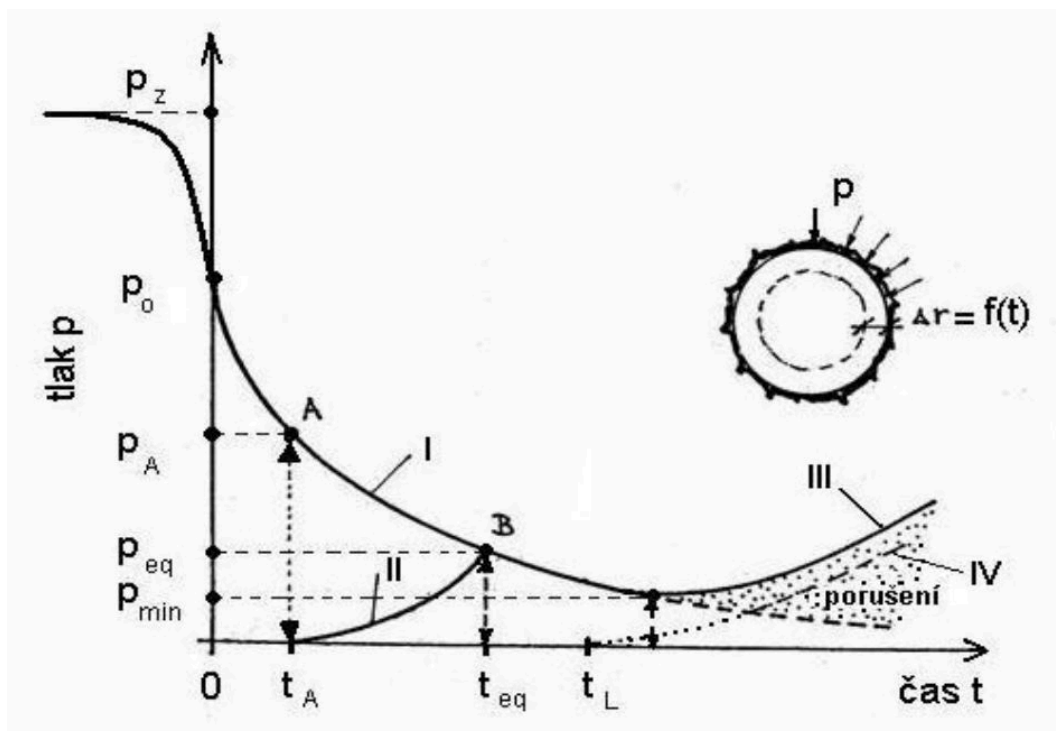
3.3 Typ zajištění a způsob ražby

V předchozí kapitole 3.2 jsme se zabývali observační metodou, prostřednictvím které upravujeme na základě monitorovaných deformací typ zajištění a způsob ražby. V této kapitole budou zmíněny některé způsoby nebo typy zajištění, pomocí kterých můžeme nadměrným deformacím nebo ztrátě stability výrubu předcházet.

Z pohledu způsobu a rychlosti tunelování ovlivňuje deformace a stabilitu:

- způsob členění výrubu (horizontální, vertikální),
- doba nevystrojené části výrubu,
- délka (nevystrojeného) záběru.

S dobou nevystrojeného výrubu je to složitější v tom, že je třeba odhadnout optimální okamžik pro aplikaci stříkaného betonu. Tento stav je znázorněn pomocí Fenner-Pacherovy křivky (Obr. 12), kdy deformace masivu vede ke snížení horninového tlaku na výrub a primární ostění [12].



Obr. 12 Rozšířená Fenner-Pacherova křivka znázorňující optimální dobu pro aplikaci stříkaného betonu [12]

I - křivka reakce horninového masivu, II - křivka odporu zabudované výztuže
III - tlak horniny po porušení, IV - křivka odporu pozdě zabudované výztuže



Doplňková opatření NRTM:

- **Mikropilotové deštníky** (3.4.3)
- **Jehlování** (kap. 3.4.4)
- **Kotvení a pažení čelby** (kap. 3.4.2 a kap. 3.4.5)
- **Hnané pažení** - je obdobné způsobu jehlování, aplikuje se však pomocí plošných prvků (např. pažnice Union) [16].
- **Injektáže** - jsou často používány v kombinaci s mikropilotovými deštníky, při nízkém nadloží je jí možné provádět i z povrchu, v nesoudržných zeminách může být např. prováděna z čelby tunelu ve formě horizontálních deštníků.

3.4 Technologický postup a způsoby zajištění

Jak již bylo nastíněno v kap. 1, od východního portálu prochází tunel cca 100 m nesoudržnou morénou, a proto byl zde zvolen postup pomocí NRTM. Tento úsek ražby započal v polovině února roku 2016. Základní členění výrubu bylo rozděleno horizontálně na dvě části: kalotu a jádro. Nejprve proběhla ražba kaloty a zhruba s dvou měsíčním zpožděním začala ražba jádra. Plocha kaloty byla z důvodu využití mikropilotového deštníku (viz kap. 3.4.3) proměnlivá v každém metru a pohybovala se od 52 m² do 68 m². Plocha jádra zůstávala po celé délce zhruba stejná cca 36 m².

Způsob a typ zajištění během ražby se prováděl na základě dokumentu - *Technologický postup RV13 Jobertunnelen* [4]. V tomto spisu jsou specifikovány požadavky na typy a způsoby zajištění pro jednotlivé vystrojovací třídy. Zajišťovacími prvky v tunelu jsou: stříkaný beton (s vlákny nebo bez nich), kari sítě, čelbové kotvy, svorníky, jehly, příhradové rámy Bretex (dále BTX) a mikropilotový deštník.

3.4.1 Vystrojovací třídy a postup jednotlivých operací

Pro ražbu kaloty byly projektantem připraveny celkem 4 vystrojovací třídy: T1/B1, T2/B2, T3/B1 a T4/B2. Ve třídě T1 a T2 byl strop tunelu chráněn pomocí mikropilotového deštníku, ve třídě T3 a T4 byly místo deštníku využity samozávrtné jehly. Přehlednější rozdělení jednotlivých tříd můžeme vidět v následující tabulce 1.



Tab. 1 Způsob vystrojení jednotlivých tříd - NRTM

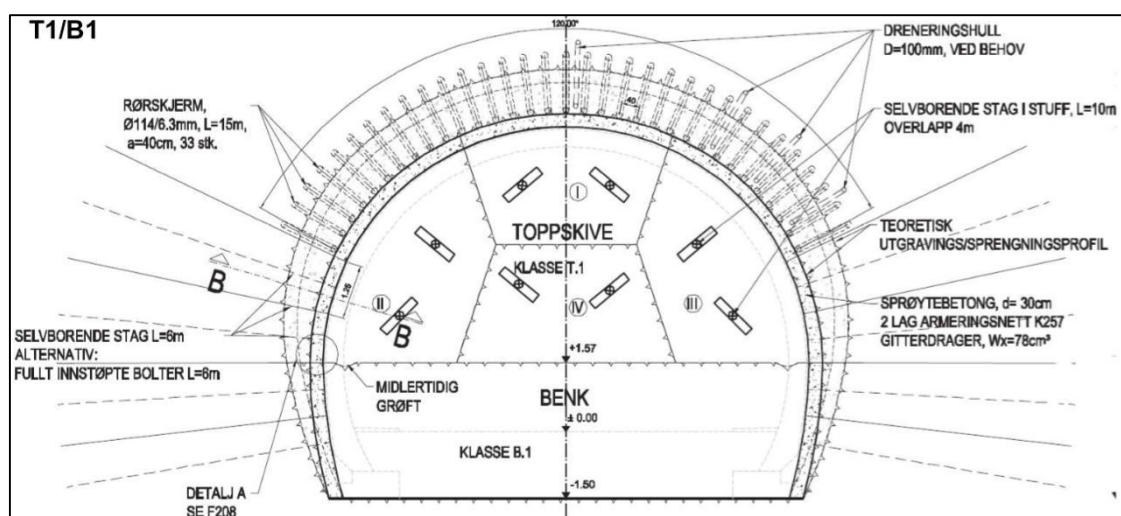
název/typ	T1/B1	T2/B2	T3/B1	T4/B2
dělení čelby – kalota (části)	4	1	4	1
čelbové svorníky	✓	-	✓	-
mikropilotový deštník	✓	✓	-	-
jehly	-	-	✓	✓
BTX – kalota/opěří (každý metr)	1. / 4.	1. / -	1. / 4.	1. / -
svorníky – kalota/opěří (ks)	8 / 8	8 / -	4 / -	8 / -

Postup operací jednotlivých tříd se od sebe nijak zásadně neliší. Rozdíly jsou především jen v dělení čelby kaloty nebo v množství použitých kotev. V této práci bude názorně popsán pouze postup ve vystrojovací třídě T1/B1, ve které jsou kromě jehel všechny výše uvedené zajišťovací prvky.

Posloupnost operací ražby kaloty v T1/B1:

Nejdříve dojde k zavrtání a následné injektáži mikropilotového deštníku – v počtu 33 ks, průměru 114/6,3 mm a délky 15,0 m. Tento proces se opakuje každých 12,0 m (přesah deštníků je 3,0 m). Do čelby jsou navrtány čelbové kotvy s injektáží opatřené pásovinou - v počtu 8 ks a délky 10,0 m. Čelba je dále zajištěna stříkaným betonem (dále jen SB) tl. 10 cm vyztuženým kari sítí.

Čelba je pobírána postupně po částech I – IV (viz Obr. 13). Rozpojování horniny je provedeno strojně (pásovým rypadlem Komatsu PC 210) nebo pomocí trhacích prací.



Obr. 13 Schéma výrubu pro vystrojovací třídu T1/B1 [4]



Pro provedení I. části výrubu se nejdříve odšroubují matice čelbového svorníku s pásovinou. Následuje rozpojení horniny a provedení záběru na délku 1,0 m. Na čelbu se přiloží výztužná síť, která se zastříká 10 cm vrstvou SB. Výrub se prozatím zajistí 3 cm vrstvou SB. Na závěr se osadí podložky na čelbový svorník a utažením matky se jeho působení opět aktivuje.

Stejně tak se postupuje pro II., III. a IV. část až do provedení celého záběru kaloty.

Při zajištění záběru se nejprve osadí vnitřní kari síť 150/7 mm x 150/7 mm. Následuje osazení BTX a nastříkání 1. vrstvy SB o tloušťce 22 cm. Navrtají se samozávrtné svorníky s následnou injektáží – v počtu 8 ks a délkou 6,0 m. Osadí se vnější kari síť opět 150/7 mm x 150/7 mm a nastříká se 2. vrstva SB o tloušťce 5 cm. Činnosti se následně opakují.

Mikropilotové deštníky (tedy vystrojovací třídy T1/B1 a T2/B2) byly použity téměř na celé délce této části tunelu, jen v posledních záběrech (cca 15 m), kdy strop kaloty přecházel z morény do pevné horniny, byl aplikován způsob jehlování.

3.4.2 Stříkaný beton

Primární ostění je ze stříkaného betonu B35M45 (viz kap. 2.3.5) podle náběhové křivky J2 a nanáší se ve třech vrstvách. První vrstva betonu se provádí v tloušťce 3 cm (vložení kari sítě I), druhá 22 cm (vložení kari sítě II), a třetí 5 cm. Do betonu se přidává urychlující směs MasterRock SA 168 od firmy BASF.

Procentní podíl urychlovače se pohybuje mezi 9 – 14 % z hmotnosti cementu v betonové směsi. Více urychlovače se používá pro stabilizaci čelby výrubu, jeho podíl můžeme snížit například pro nástřik do rámu. Operátor trysky rozhoduje o přesném množství přidaného urychlovače na základě kvality betonové směsi a podmínek na čelbě.

Při částečném pobírání čelby lze betonové směsi, která je určena pro stabilizaci čelby a výrubu, prodloužit dobu zpracovatelnosti. K tomu posloužil zpomalovač tuhnutí, produkt Delvocrete od BASF, který může prodloužit dobu tuhnutí až na 4 hodiny. Tato směs se přidává do betonové směsi buď přímo v betonárce anebo dodatečně na stavbě při max. množství 0,5 kg/m³.



3.4.3 Mikropilotový deštník

Mikropilotový deštník tvoří 3 m dlouhé výpažnice o průměru 114 mm, tloušťce stěny 6,3 mm. Celý vějíř se skládá z 33 ks mikropilot o celkové délce 15 m. Překrytí mezi



Obr. 14 Výpažnice mikropilotového deštníku

jednotlivými deštníky je stanoveno na 12 m. Jedna mikropilota se skládá z úvodní výpažnice a ostatních prodlužovacích. Úvodní výpažnice má na svém začátku nainstalovanou obvodovou korunku, kterou se vyvrtá dostatečný prostor pro zatažení ostatních výpažnic a jejich následnou injektáž. K napojení dalších výpažnic slouží vysoustružený trapézový závit na konci výpažnice, díky čemuž lze výpažnice libo-

volně prodlužovat v násobku 3 m. Následná injektáž je provedena skrze výpažnici a její po obvodě symetricky umístěné ventilky. K aktivaci mikropilot dochází při překročení tlaku injektážní směsi ve výpažnici o velikosti 3 bar.

Vrtání deštníku probíhá subhorizontálně, čímž vzniká tzv. kaplička. Hlavním důvodem je vytvoření dostatečného prostoru pro navrtání následujícího deštníku.

Vzniklý volný prostor se poté vyplní stříkaným betonem na úroveň obrysu primárního ostění, a aby za ním nedošlo k vytvoření vodního tlaku, provede se perforace stříkaného betonu. Odvodňovací vrty o délce 3 m byly vrtány kolmo na osu kaloty každé 2 m.

Mikropilotové zajištění je navrženo pro vystrojovací třídy T1/B1 a T2/B2.

3.4.4 Jehlování

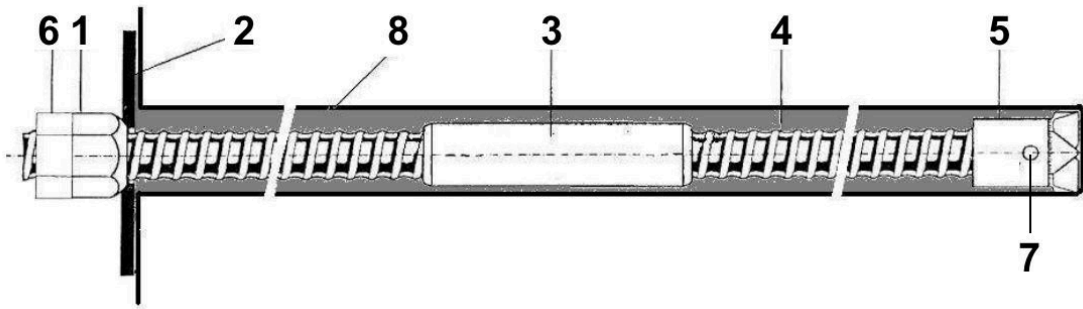
V případě zlepšení geotechnických poměrů by se upustilo od mikropilotového deštníku a zajištění stropu kaloty by bylo provedeno způsobem jehlování. Délka samozávrtných jehel je 6 m a jejich vrtání by se opakovalo každé 2 m (každý druhý záběr) v počtu 43 ks.

Zajištění jehlováním je navrženo pro vystrojovací třídy T3/B1 a T4/B2.



3.4.5 Svorníky

V každé vystrojovací třídě jsou navrženy samozávrtné svorníky typu IBO (MAI SDA 32N) s levotočivým závitem o průměru 32 mm s únosností 280 kN [19]. V podélné ose svorníku se nachází otvor, který slouží k výplachu při vrtání a k následné injektáži (Obr. 15).



Obr. 15 Schéma samozávrtného svorníku typu IBO [8]

1 - utahovací matice, 2 - ocelová podložka, 3 - spojník, 4 - dřík svorníku, 5 - vrtná korunka, 6 - zajišťovací matice, 7 - injektážní otvor, 8 - vrt vyplněný cementovou maltou

Pro zajištění stěn výrubu jsou svorníky dlouhé 6,0 m osazovány radiálním směrem k ostění. Aby nedošlo ke kolizi vrtaného svorníku, jsou osazovány pod vějířem mikropilotového deštníku nebo jehel.

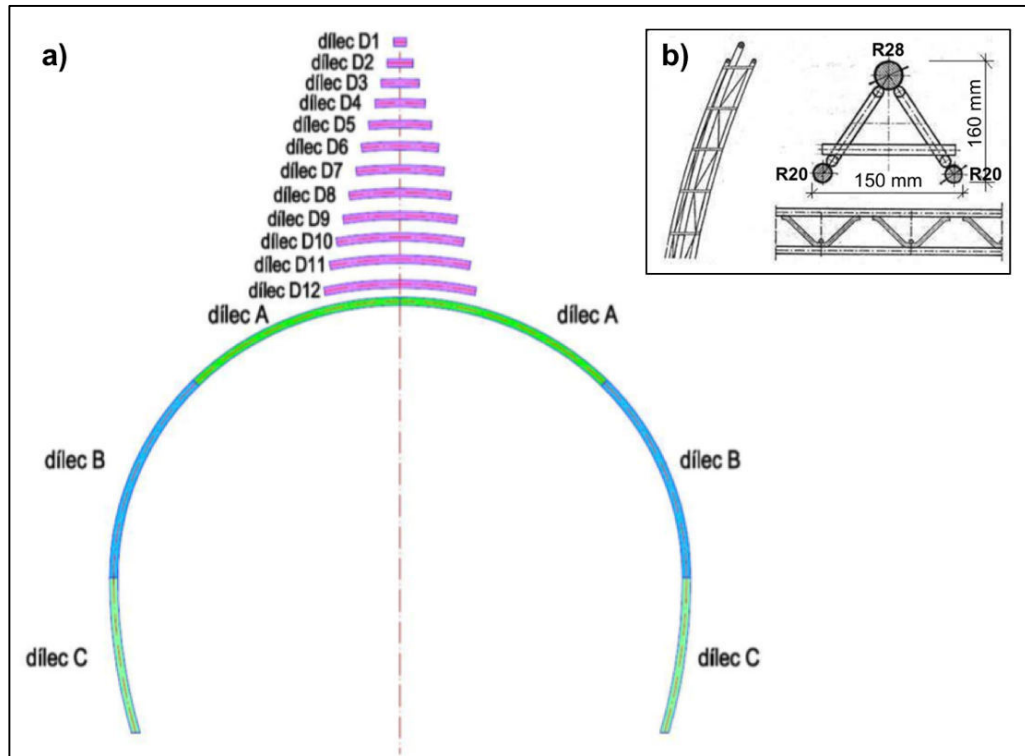
K zajištění čelby výrubu slouží svorníky dlouhé 10,0 m opatřené pásovinou. Toto opatření se provádí pro třídy vystrojení T1/B1 a T3/B1. Do čelby jsou svorníky instalované tak, aby bylo zachováno jejich překrytí 4,0 m.

V místech výskytu pevné horniny byly používány tyčové SN svorníky (Pretec NC-Bolt M20) s dodatečnou injektáží a tahovou únosností cca 200 kN [20].

3.4.6 Bretex

Příhradový rám typu Bretex je tvořen třemi pruty z oceli B500NC - dvěma blíže k výrubu o průměru 20 mm a jedním vnitřním o průměru 28 mm (Obr. 16). Výška rámu činí 16 cm, šířka 15 cm a průřezový modul je $W_x > 78 \text{ cm}^3$.

Bretexy se v kalotě skládají ze dvou částí 2xA a 2xB, v místě opěří se doplňuje třetí část 2xC. Pro vytvoření dostatečného manipulačního prostoru pro navrtání mikropilotového deštníku je třeba vytvořit tzv. kapličku. Toho docílíme díky vloženým klenákům (D1-D12) mezi části A, kterým se v každém záběru radiálně zvětšuje jejich délka (viz obr. 16). Propojení jednotlivých částí Bretexu je provedeno přes patní plech a čtyři šroubové spoje M20 x 80 mm.



Obr. 16 Příhradový rám Bretex [4] [8]

a) příčný řez celého rámu ve směru ražby, b) řez příhradovým rámem

3.5 Rychlost postupu ražby

Rychlost ražby *kaloty* dle principů NRTM, která byla na tunelu Joberg limitována složitými geologickými poměry, můžeme rozdělit na dva úseky.

Prvních cca 30 m, kdy ražba procházela územím s nízkým nadložím tvořeným sedimenty s nízkou soudržností, byla nastavena délka jednoho záběru na 1 m. Ražby v tomto úseku dosahovaly průměrné rychlosti 0,71 m/den.

Zbývajících cca 60 m, kdy ražba procházela lepším geologickým prostředím a kdy se již upustilo od kotvení výrubu, byla nastavena délka záběru na 1,2 – 1,5 m. Ražby v tomto úseku dosahovaly průměrně dvakrát vyšší rychlosti a to 1,45 m/den.

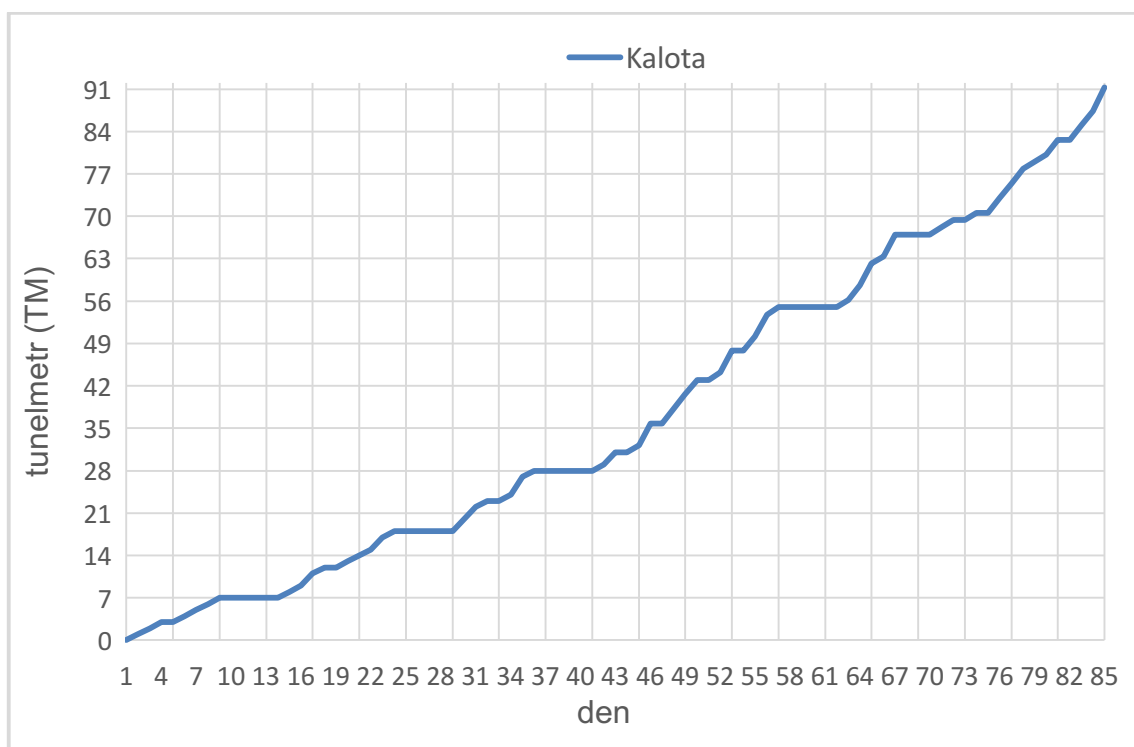
Rychlost ražby *jádra* byla výrazně vyšší, a to především díky menší ražené ploše výrubu a díky vyššímu využití trhacích prací.

Celá ražba cca 90 m dlouhého úseku na projektu tunelu Joberg tedy trvala (včetně kaloty a jádra) déle než tři měsíce – přesně 100 dní. Její průměrný denní výkon tedy dosahoval cca 0,9 m/den.

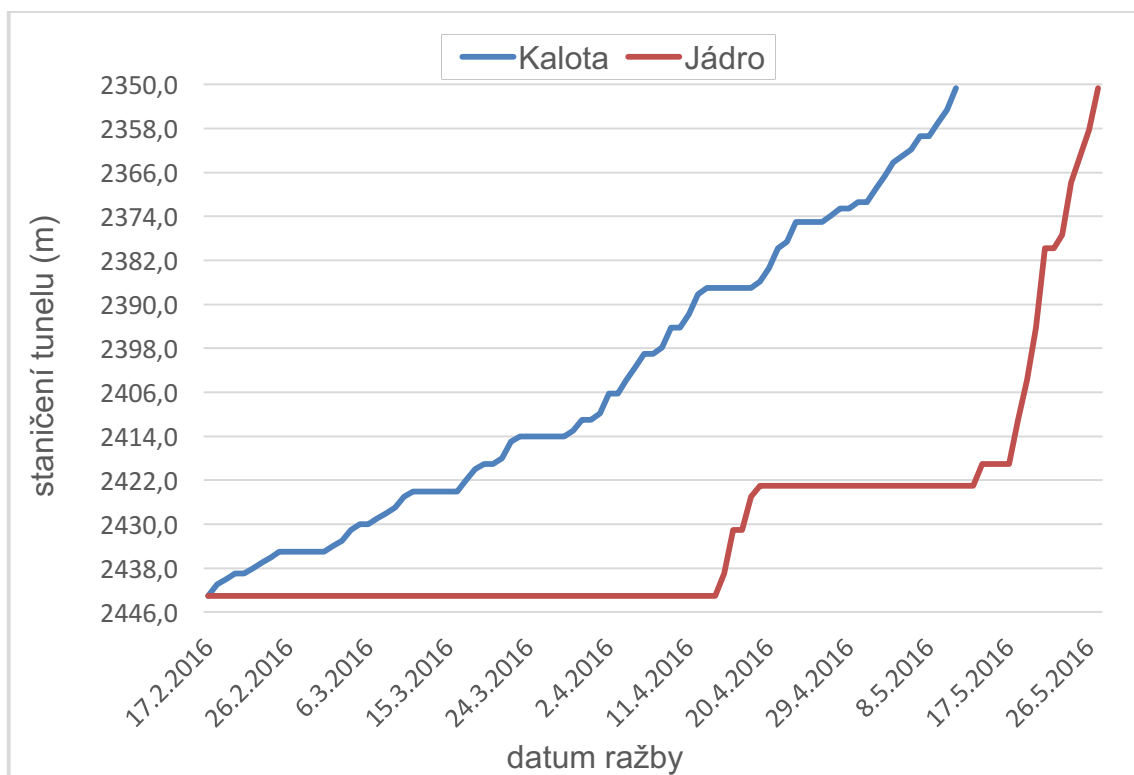
Rychlost ražby kaloty je znázorněna v tunel metrech (TM)/den (Graf 1) a postup ražby kaloty a jádra závislostí staničení na datu ražby (viz Graf 2).



Graf 1 Rychlost postupu ražby kaloty (TM/den)



Graf 2 Postup ražby kaloty a jádra (staničení/datum)





4 Výpočetní program

Se stále se zvyšující výkonností a dostupností počítačové techniky se také navyšuje její využití pro matematické modelování. Numerické modely dokážou zobrazit výrazně realističtější průběh chování než je tomu u analytických metod. Při analytických metodách se počítá jen s velmi zjednodušeným modelem. Numerickým modelem dosáhneme reálnějšího chování, ale často pro tento výpočet potřebujeme znát více proměnných, a tak zadávání do programu zabere více času.

Uplatnění numerického modelování nalezneme v mnoha inženýrských a jiných oborech. Využívá se v geologii, termodynamice, meteorologii, ekonomii nebo například v biologii. V oblasti technického inženýrství se nejčastěji používá software pracující na bázi metod konečných prvků (MKP). Počátky této metody sahají do 50. let 20. století [21]. Více o MKP nalezneme v kap. 4.1.5.

Pro řešení geotechnických úloh jsou v ČR nejvíce známy programy jako PLAXIS, GEO5 (český produkt společnosti FINE), MIDAS a další. Všechny zmiňované programy používají MKP. V této práci byl pro numerické modelování zvolen software PLAXIS, který je pro řešení geotechnických úloh ve světě nejznámější. Není ale zárukou, že jeho pomocí dosáhneme vždy lepších výsledků. Dosažení reálného chování zeminy či konstrukce velmi záleží na:

- množství a správnosti vstupních parametrů,
- dodržení přesného postupu během výstavby,
- zkušenostech projektanta.

Měli bychom mít na paměti, že i přes velmi podrobné zadání mnoha vstupních parametrů do modelu, nemůžeme spoléhat na absolutně správné chování numerického modelu. Výsledky je třeba brát s vyšší dávkou rezervy.



4.1 Numerické metody

4.1.1 Metoda konečných diferencí

Řešenou oblast pokryjeme sítí uzlových bodů a v nich provedeme náhradu derivací příslušnými diferencemi. Následně řešíme soustavu vzniklých algebraických lineárních diferenčních rovnic. (Angl. Finite difference method - FEM.)

4.1.2 Metoda hraničních prvků

Snižuje dimenzi úlohy ze 3D na 2D apod., diskretizována je pouze hranice řešené oblasti, řešení předpokládá homogenní prostředí. (Angl. Boundary element method – BEM.)

4.1.3 Metoda oddělených prvků

Pro výpočet je využita modifikovaná explicitní metoda konečných diferencí – ve výpočetním cyklu se řeší dynamická rovnováha. Pro modelování se využívá diskontinua. (Angl. Distinct element method – DEM)

Pozn.: Popis metod z kap. 4.1.1, 4.1.2 a 4.1.3 byl převzat z [23].

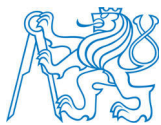
4.1.4 Ritzova metoda

Je variační metodou, jejíž zvolené náhradní funkce jsou platné pro celou řešenou oblast. Tyto funkce, které musí plnit hlavní okrajové podmínky, je ale často velmi těžké najít – omezení Ritzovy metody [24].

4.1.5 Metoda konečných prvků

Jak již bylo řečeno v kap. 4 princip této metody (angl. Finite element method – FEM) se v programech na výpočet geotechnických úloh využívá nejčastěji. Proto je mu zde věnováno více prostoru.

Metoda konečných prvků (MKP) je numerická metoda řešící úlohy v mnoha inženýrských oborech. První zmínky o řešení matematických úloh touto metodou se objevují ve 40. letech 20. stol. – Hrennikoff (1941) a Courant (1942) [21]. Další významná jména spojená s MKP jsou např. Clough, Turner, Martin a mnoho dalších. Zpočátku si matematici neuvědomovali tak široké využití metody v praxi. K tomu došlo až po vzniku její korektní matematické formulace [22].



Dnes má MKP mezi ostatními numerickými metodami (kap. 4.1.1 – 4.1.4) zcela dominantní postavení. Používá se pro řešení proudění kapalin a plynů, akustiku, mechaniku hornin, vedení tepla, elektromagnetismus atd. [22].

Tři varianty řešení dle výběru nezávislých funkcí:

- **Deformační přístup** – hledané jsou složky posunů
- **Silový přístup** – hledané jsou složky napětí
- **Kombinovaný přístup** – hledané jsou složky posunů i napětí

Princip řešení MKP je tzv. diskretizace - rozdělení kontinua na konečný počet podoblastí (prvků), ke kterým jsou přiřazeny materiálové vlastnosti a jejich zatížení. Musí být zavedeny geometrické a silové okrajové podmínky. Pro každý prvek je nalezen vztah mezi posuny v uzlech v libovolném místě prvku. Funkce neznámých posunů se následně aproximují ve formě mnohočlenů [12]. Po zjištění posunů můžeme tak vypočítat přetvoření a napětí. Faktickým omezením může být pouze výkonost hardwaru počítače [22].

4.2 Software Plaxis

Plaxis 2D je účinný a uživatelsky přátelský program využívající metodu konečných prvků. Používá se v geotechnickém inženýrství a mechanice hornin pro analýzu deformace a stability. Program se uplatňuje po celém světě v top inženýrských společnostech. Lze ho použít od návrhu základů, ražeb, přehrad až po tunelování a těžbu.

S programem Plaxis jsme schopni studovat chování horninového masivu při důlní činnosti nebo při ražbě tunelu. Výběr materiálového modelu pro horninový masiv je vybírán na základě jeho vlastností. Dále je projektant v tomto programu schopen rychle modelovat ostění ze stříkaného betonu nebo hloubené tunely ze skořepinových prvků. V programu je také možné modelovat svorníky, injektážní tlaky, tlaky na čelbě nebo ztrátu objemu zeminy. Plaxis používá předdefinované konstrukční prvky a podporuje nahrávání souboru typu CAD. To uživateli umožňuje rychlou a efektivní tvorbu modelu [25].

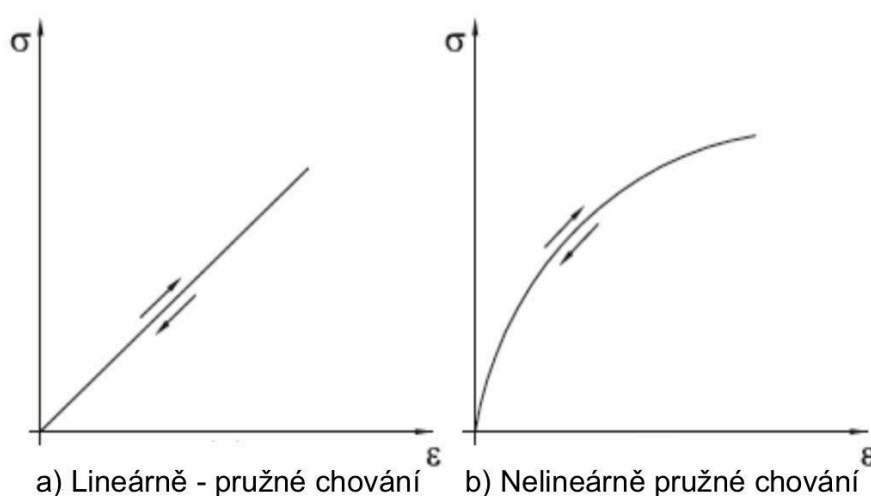


4.3 Materiálové modely pro MKP

4.3.1 Lineární model

Lineárně elastický model je charakterizován rozšířeným Hookovým zákonem a platí zde tedy předpoklad lineární závislosti mezi napětím a přetvořením (Obr. 17) [26].

Chování horniny je ale velmi nelineární a nevratný proces. Lineárně pružný model je nedostatečný k zachycení podstatných vlastností hornin. Použití lineárního modelu je však možné uvažovat pro model masivní konstrukce v prostředí zemin nebo pevných hornin [25].



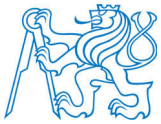
Obr. 17 Lineární a nelineární pružné chování - závislost napětí a přetvoření [26]

4.3.2 Nelineární model

Stejně jako u lineárně pružného modelu se v tomto modelu předpokládají pouze pružná přetvoření (Obr. 17). Nelineární model však navíc zohledňuje závislost modulů tuhosti na napětí. Omezením těchto modelů je zohlednění pouze zatěžovací větve pracovního diagramu. Pro stavy s odlehčením není model tak přesný, a proto mohou být výsledky poněkud nerealistické [26].

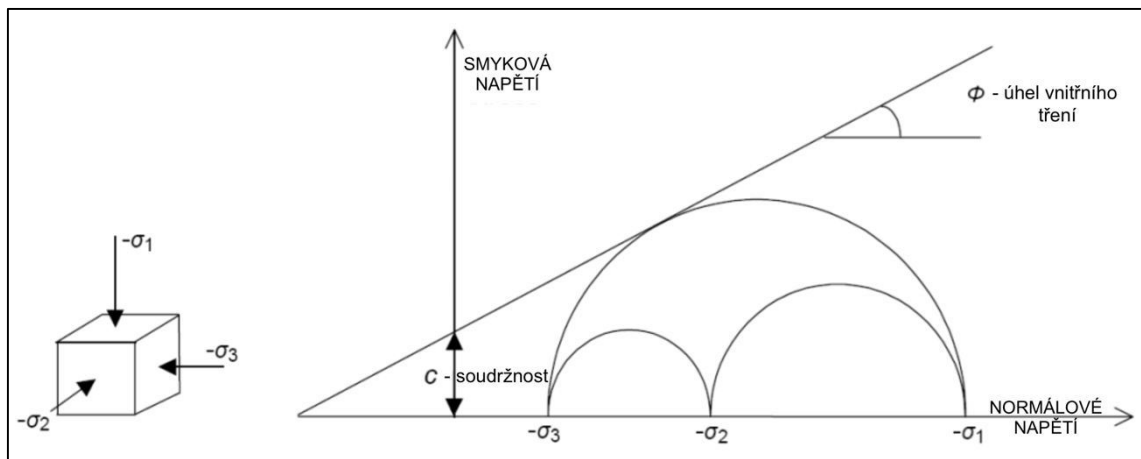
4.3.3 Mohr-Coulombův model

Mohr-Coulombův model je v praxi numerického modelování nejpoužívanější. Důvodem je poměrně snadné určení (zjištění) jeho vstupních parametrů pro výpočet. Představuje aproximaci chování sypkých zemin a skalnatých hornin. Tento model se doporučuje použít pro první analýzu požadovaného problému, kdy se pro každou vrstvu provede jeden konstantní odhad průměrné tuhosti. Díky konstantní tuhosti bude výpočet relativně rychlý a získáme první



odhad deformací. Vedle modelových parametrů je potřeba se zmínit o počátečním stavu zemin - primární napjatosti, která hraje významnou roli ve většině deformačních problémů. Počáteční horizontální tlak hornin musí být vygenerován pomocí řádně zvolených K_0 hodnot.

Lineárně elastický a dokonale plastický Mohr-Coulombův model zahrnuje pět vstupních parametrů, tj. Youngův modul pružnosti E a Poissonovo číslo ν pro pružnost zeminy, úhel vnitřního tření φ a soudržnost c pro její plasticitu a úhel dilatance ψ [27].



Obr. 18 Mohr-Coulombova podmínka porušení pomocí Mohrových kružnic [25]

Hornina se v tomto modelu poruší při překročení plastické rovnováhy a vyčerpání její smykové pevnosti. Smyková pevnost je odpor zeminy proti usmýknutí na vzniklé smykové ploše a je dána vztahem: $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c$, kde σ je normálové napětí na povrchu smykové plochy [28].

Mohr-Coulombova podmínka porušení dobře popisuje chování hornin především při odvodněných podmínkách s efektivními smykovými parametry φ_{ef} a c_{ef} .

4.3.4 Hardening Soil model

Použití Hardening Soil modelu slouží k pokročilejší simulaci chování horniny. Stejně jako u Mohr-Coulombovo modelu je velikost napětí popsáno úhlem vnitřního tření φ , soudržností c a úhlem dilatance ψ . Jinak je však popsána pevnost horniny, která je charakterizována třemi různými moduly:

- přitěžovací triaxiální tuhost E_{50} ,
- odtěžovací triaxiální tuhost E_{ur} ,
- oedometrická přitěžovací tuhost E_{oed} .



Jako průměrné hodnoty pro různé typy zemin máme $E_{ur} \approx 3 E_{50}$ a $E_{oed} \approx E_{50}$, ale obě velmi měkké a velmi pevné horniny nám dají další poměr z E_{oed}/E_{50} [27].

4.3.5 Modifikovaný Cam-Clay model

Modifikovaný Cam-Clay model je velmi známý a v mezinárodní literatuře často zmiňovaný (například v článcích Muir Wooda). Tento model převážně slouží pro modelování běžně konsolidovaných jílových typů zemin. Model využívá mechaniky kritických stavů [27].

4.3.6 Jointed Rock model

Jointed Rock model je anizotropní pružno-plastický model, který zvláště simuluje chování vrstevnatých skalních hornin s možným výskytem ploch nespojitosti. Plasticita může nastat pouze ve třech smykových rovinách (smykových plochách). Každá plocha má své vlastní pevnostní parametry φ a c . U neporušené skály se představuje plně elastické chování s konstantními deformačními parametry E a ν . Definování vrstevnatosti horniny může být provedeno redukcí elastických vlastností [27].

4.3.7 Hypoplastický model

Tento model patří mezi pokročilejší nelineární materiálové modely. Jeho pomocí dokážeme objektivně zohlednit reálné chování zejména měkkých jemnozrnných zemin. U hypoplastického modelu se přetvoření nedělí na pružné a plastické, proto funkce plasticity a plastický potenciál není definována. Model využívá mechaniky kritických stavů a pórovitost je brána za stavovou veličinu. Stejně jako u Mohr-Coulombova nebo Cam-Clay modelu se vyžaduje zadání pěti materiálových charakteristik. Stanovení těchto parametrů je však ve srovnání s Mohr-Coulombem výrazně obtížnější [26], [29].



5 Numerické modelování ražby

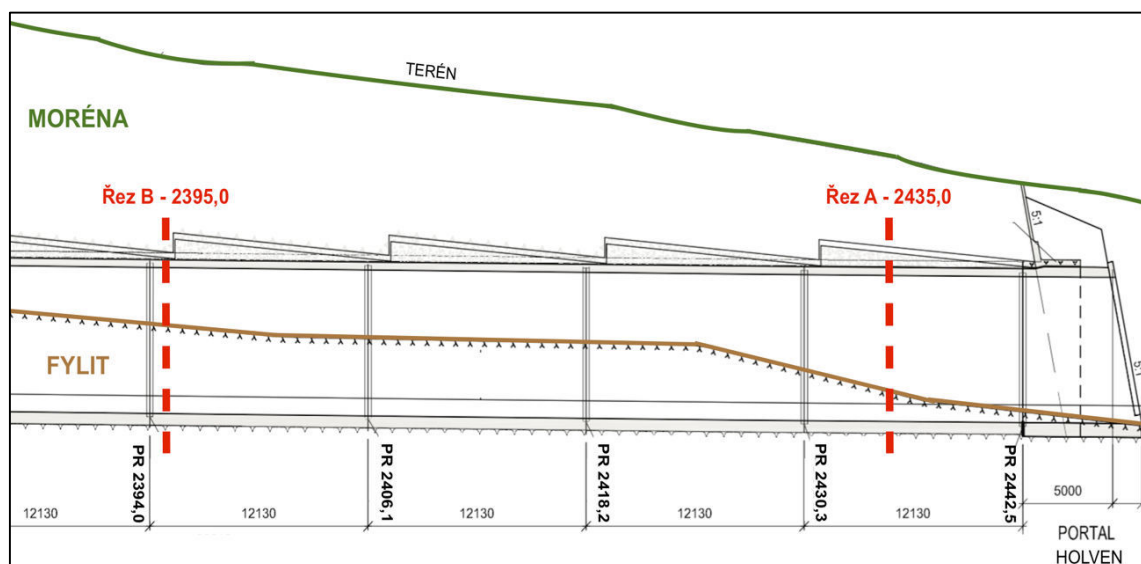
5.1 Vybrané příčné řezy

Příčné řezy byly vybírány z úseku raženého dle principů NRTM ve staničení 2350,7 – 2447,5 m. Tunel v těchto místech prochází svažitém kopcem nejdříve s velmi nízkým nadložím - cca 4 m, postupně se však směrem ke skalní stěně jeho mocnost stále zvyšuje - až 16 m (Obr. 19).

Pro numerické modelování a jeho zpětnou analýzu byly vybrány dva příčné řezy. První řez se nachází cca. 12 m od východního portálu ve staničení 2435,0 m. Druhý řez byl vybrán o 40 m dál ve staničení 2395,0 m. Snaha byla vybrat takové řezy, které z pohledu geologického průzkumu a geotechnického monitoringu byly nejlépe zdokumentovány.

Tab. 2 Modelované řezy

Název	Staničení	Výška nadloží
Řez A	2435,0 m	5,52 m
Řez B	2395,0 m	10,01 m



Obr. 19 Podélný řez terénem s vyznačením příčných řezů pro numerické modelování [5]



5.2 Parametry výrubu a způsob zajištění

Shrnutí zavedených a použitých opatření pro záběry v řezu A a řezu B je popsáno v Tab. 3 a Tab. 4, které byly sestaveny na základě záběrových listů (viz příloha č. 3).

5.2.1 Řez A – st. 2435 m

Vyražení kaloty proběhlo 25. 2. 2016 a délka jejího záběru činila 1,0 m. Jádro bylo vyraženo zhruba o měsíc a půl později 16. 4. 2016 a délka jeho záběru byla 2,0 m. Kalota byla provedena ve vestrojovací třídě T1/B1. Parametry výrubu a způsoby jeho zajištění pro tento řez jsou shrnuty v Tab. 3. Uvedené údaje jádra jsou přepočteny na 1 metr běžný.

Tab. 3 Parametry výrubu a způsob zajištění řezu A na 1 bm

název	typ/popis	čelba kaloty	ostění kaloty	jádro
Kubatura záběru	-	68,47 m ³		36,16 m ³
Počet částí čelb	-	4	-	-
Mikropilotový deštník	114/6,3 mm	33 ks		-
Stříkaný beton	B35 M45	11,51 m ³	13,66 m ³	3,76 m ³
Armovací síť I a II	150/7 mm x 150/7 mm	24,00 m ³	40,23 m ³	12,45 m ³
Příhradový nosník	Rám bretex	1 ks		
Svorníky/Kotvy	IBO – MAI SDA 32N/6,0m	9 ks	4 ks	2 ks
	NC – Pretec M20/4,0m	-	-	2 ks

5.2.2 Řez B – st. 2395 m

Vyražení kaloty proběhlo 9. 4. 2016 a délka jejího záběru činila 1,2 m. Ražba jádra byla provedena (zhruba o 40 dní později) 20. 5. 2016 a délka provedeného záběru byla 4,8 m. Kalota byla provedena ve vestrojovací třídě T1/B2. Z důvodu zastižení kvalitní horniny nebyla použita žádná svorníková výztuž. Parametry výrubu a způsoby jeho zajištění pro tento řez jsou shrnuty v Tab. 4. Uvedené údaje v záběru jsou přepočteny na 1 metr běžný.



Tab. 4 Parametry výrubu a způsob zajištění řezu B na 1 bm

název	typ	čelba (kalota)	ostění (kalota)	jádro
Kubatura záběru	-	69,84 m ³		35,20 m ³
Počet částí čelb	-	2	-	-
Mikropilotový deštník	114/6,3 mm	33 ks		-
Stříkaný beton	B35 M45	-	11,00 m ³	3,88 m ³
	B35 M45 E700	4,01 m ³	-	-
Armovací síť	150/7 mm x 150/7 mm	-	45,21 m ³	12,45 m ³
Příhradový nosník	Rámy bretex	2		

5.3 Geologie a její vstupní parametry

5.3.1 Řez A – st. 2435 m

Z pohledu geologie můžeme kalotu rozdělit na tři části. U stropu byla asi z 15% tvořena štěrkopísčitymi sedimenty a jíly (typ S+C) hnědé barvy a kameny do 20 cm. U této vrstvy je riziko ztráty stability.

Pod ní se nachází morénová vrstva šedé barvy tvořená převážně jíly (typ C) a kameny o velikosti do 50 cm. Vrstva je v kalotě zastoupena cca 75% a je klasifikována jako dlouhodobě stabilní. Na rozhraní výše uvedených vrstev byl zastížen vodní výtok 10 - 25 l/min.

Pouze z menší části cca 10% zasahuje do výrubu kaloty fylit - tmavě šedivá hornina s břidličnatou texturou obsahující kousky křemene. Jedná se pevnou horninu s pevností vyšší než 100 MPa.

Zatřídění horninového masivu:

- RQD (115 - 3,3 J_v): 49 - 66 %
- J_v: 15 – 20
- Klasifikace Q: 2 – 7

Na čelbě byly rozpoznány dva systémy ploch nespojitosti, které byly zařazeny do kategorií D1 a D2. Diskontinuity D1 jsou ve sklonu k západu (290°/25°). Průběh diskontinuit D1 je zvlněný, hladký a jejich perzistence (průběžnost) se pohybuje od 0,9 do 2,1 m. Diskontinuity D2 jsou ve sklonu strmě k západu (270°/90°). Průběh diskontinuit D2 je stupňovitý, hladký a jejich perzistence se



pohybuje od 0,5 do 1,0 m. Orientace obou výše zmíněných systémů byla vyhodnocena jako nepříznivá vůči ražbě.

Z inženýrsko-geologického průzkumu byly k dané lokalitě přiřazeny dvě geologické vrstvy (méně stabilní morénová vrstva a tvrdá skalní hornina fylitu). Geotechnické parametry morénové vrstvy byly stanoveny na základě laboratorních zkoušek. Parametry fylitu pak na základě tabulek a zkušeností [4].

Do výpočtu byly zadány hodnoty z Tab. 5.

Tab. 5 Vstupní geotechnické parametry pro výpočet - řez A

Geologická vrstva	Tíha	Poissonovo číslo	Youngův modul	Soudržnost	Úhel vnitřního tření
	γ [kN/m ³]	ν [-]	E_{def} [MPa]	c_{ef} [kPa]	φ_{ef} [°]
Moréna (nepříznivá)	21	0,35	50	(12-17) 15	(39-42) 40
Fylit	25	0,25	3000	1000	35

Z důvodu velkého podílu jílovitých sedimentů v morénové vrstvě se zde dá očekávat její neodvodněné chování. Vzhledem k tomu, že se chování zeminy vždycky řídí efektivními napětími, je při modelování neodvodněného chování jílu preferovaná metoda *undrained A* [31].

5.3.2 Řez B – st. 2395 m

Shora kalotu tvoří z cca 80% pevná jílová hornina šedé barvy (vrchní tmavá vrstva, spodní světlá) obsahující velký počet kamenů až balvanů (průměr do 100 cm). Materiál je dlouhodobě stabilní.

Ze zbývajících cca 20% je kalota opět tvořena částí pevné tmavě šedivé horniny fylitu - s břidličnatou texturou obsahující kousky křemene a pevností nad 100 MPa.

Na čelbě nebyly zaznamenány žádné přítoky.

Zatřídění horninového masivu:

- RQD (115 - 3,3 J_v) : 52 - 62 %
- J_v : 16 – 19
- Klasifikace Q: 3 – 6

Na čelbě byly stejně jako v předchozím řezu rozpoznány dva systémy ploch nespojitosti a byly zařazeny do kategorií D1 a D2. Diskontinuity D1 jsou ve sklonu k západu (300°/10°). Průběh diskontinuit D1 je stupňovitý, hladký a jejich perzistence je od 0,1 do 0,5 m. Diskontinuity D2 jsou ve sklonu k severo-západu



(320°/50°). Průběh diskontinuit D2 je zvlněný, hladký a jejich perzistence se pohybuje od 0,5 do 1,0 m. Orientace obou výše zmíněných systémů je příznivá vůči ražbě.

Také v tomto řezu byly popsány dvě geologické vrstvy (tentokrát příznivější morénová vrstva). Geotechnické parametry morénové vrstvy byly stanoveny na základě inženýrsko-geologického průzkumu konzultantskou firmou Sweco [32].

Tab. 6 Vstupní geotechnické parametry pro výpočet - řez B

Geologická vrstva	Tíha	Poissonovo číslo	Youngův modul	Soudržnost	Úhel vnitřního tření
	γ [kN/m ³]	ν [-]	E_{def} [MPa]	c_{ef} [kPa]	φ_{ef} [°]
Moréna (příznivá)	21	0,35	125	100	35
Fylit	25	0,25	3000	1000	35

5.4 Geometrie modelu

Hranice řezu jsou nastavené tak, aby byly v dostatečné vzdálenosti od výrubu tunelu a neovlivňovaly tak chování horniny v jeho blízkosti. Geometrie řezu byla zkonstruována na základě získaných informací z inženýrsko-geologického průzkumu [5] a technické zprávy [30].

Tvar ostění a jeho rozdělení na kalotu a jádro vychází z výkresů projektové dokumentace. Pro lépe vystihující deformace, napětí a působící síly na ostění, byla jeho liniová čára vložena na střednici primárního ostění. K jejímu sestrojení a získání tak zadávacích parametrů do programu Plaxis byl použit program AutoCAD. Výrub je podle svislé osy symetrický a parametry pravé části ostění jsou uvedeny v Tab. 7.

Tab. 7 Geometrické parametry ostění

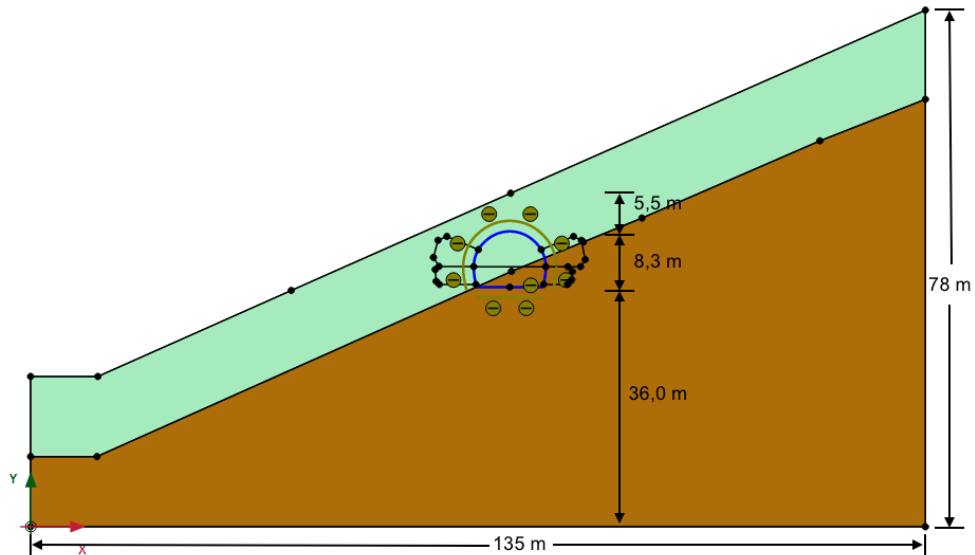
	typ	úhel [°]	poloměr [m]	délka [m]
1	úsečka	-	-	4,973
2	oblouk	16,46	10,81	-
3	oblouk	49,75	5,101	-
4	oblouk	42,85	5,308	-

Umístění zlepšené oblasti svorníky je provedeno pouze v řezu A na základě podkladů ze záběrových listů daného staničení.



5.4.1 Řez A – st. 2435 m

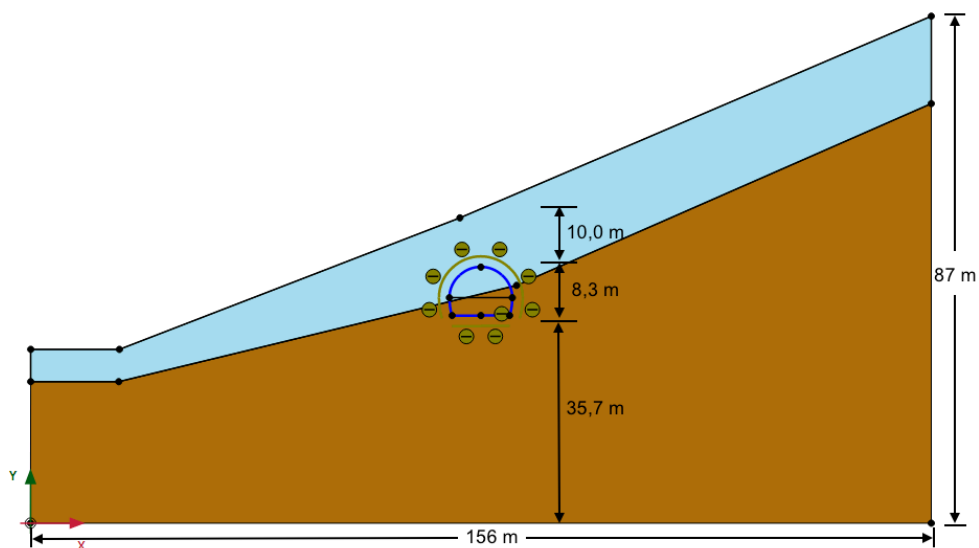
Zájmová oblast modelovaného řezu A ve staničení 2435,0 m (12,5 m od portálu) je definována šířkou 135 m a výškou od 22 až 78 m. Jádru výrubu se nachází 36 m od spodního okraje modelovaného prostoru. Terén je ve sklonu pod úhlem cca 24°.



Obr. 20 Geometrie modelu řezu A ve staničení 2435 m

5.4.2 Řez B – st. 2395 m

Zájmová oblast modelovaného řezu B ve staničení 2395,0 m (48,0 m od portálu) je definována šířkou 156 m a výškou od 30 až 87 m. Jádru výrubu se nachází cca 36 m od spodního okraje modelovaného prostoru. Terén je ve sklonu pod úhlem cca 21°.



Obr. 21 - Geometrie modelu řezu B ve staničení 2395 m



5.5 Zavedení vlivu kotev

V modelovaném řezu A byly použity dva druhy svorníků. V prvním případě to byly samozávrtné svorníky typu IBO R32 o únosnosti 280 kN [19], ve druhém to byly tyčové svorníky typu SN M20 o únosnosti 200 kN [20]. Vliv svorníkové výztuže se do výpočtu zavede zlepšením smykové pevnosti (soudržnosti) horninového prostředí v okolí výrubu. Tato oblast je dána roznášecí vzdáleností jejich působení od konců pod úhlem 45° [28].

Pro výpočet zvýšené soudržnosti vlivem svorníkové výztuže platí tento vztah:

$$c' = c + c_k$$
$$c_k = \frac{N_u}{A_k} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \cdot \frac{1}{\gamma_k}$$

- kde: c' celková soudržnost horniny [kPa],
 c počáteční soudržnost horniny [kPa],
 c_k zvýšená soudržnost vlivem svorníkové výztuže [kPa],
 N_u únosnost svorníků [kN],
 A_k plocha připadající na jeden svorník [m²],
 φ úhel vnitřního tření horniny [°],
 γ_k^4 součinitel spolehlivosti kotvení [-].

Výpočet zlepšené oblasti svorníky typu IBO pro:

Moréna (nepříznivá)

$$c' = 15 + 143,5 = \mathbf{152,5 \text{ kPa}}$$
$$c_k = \frac{280}{1,25} \cdot \frac{1 + \sin 38}{2 \cos 38} \cdot \frac{1}{1,6} = 143,5 \text{ kPa}$$

Fylit

$$c' = 1000 + 134,5 = \mathbf{1134,5 \text{ kPa}}$$
$$c_k = \frac{280}{1,25} \cdot \frac{1 + \sin 35}{2 \cos 35} \cdot \frac{1}{1,6} = 134,5 \text{ kPa}$$

⁴ Pro dočasné kotvy se navrhuje koeficient bezpečnosti $\gamma_k = 1,5$ [33], pro trvalé kotvy (naš případ) $\gamma_k = 1,6$ [34].



Výpočet zlepšené oblasti svorníky typu SN pro:

Fylit

$$c' = 1000 + 102,5 = \mathbf{1102,5 \text{ kPa}}$$

$$c_k = \frac{200}{1,25} \cdot \frac{1 + \sin 35}{2 \cos 35} \cdot \frac{1}{1,6} = 102,5 \text{ kPa}$$

5.6 Parametry ostění

Do modelu jsou zavedeny parametry primárního ostění ze stříkaného betonu B35 M45 o tloušťce 300 mm. Ostění uvažujeme jako liniový prvek typu deska (*plate*) a pro jeho charakterizaci potřebujeme znát čtyři parametry – EA , EI , w a ν .

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. Hodnoty těchto dvou modulů nejsou od sebe příliš vzdáleny, proto jejich aplikace není ve výpočtu nějak zásadní a může se zanedbat. Z tohoto důvodu, byly do výpočtu uvažovány pouze hodnoty pro *mladý beton*.

Tab. 8: Parametry ostění ze stříkaného betonu

tloušťka desky	objemová tíha	modul pružnosti (mladý beton)	tlaková tuhost	ohybová tuhost	Poissonův součinitel	tíha prvku
d [m]	γ [kN/m ³]	$E_{cm,mladý}$ [kPa]	EA [kN/m]	EI [kN.m ² /m]	ν [-]	w [kN/m/m]
0,300	25,00	$15,0 \cdot 10^6$	$4,5 \cdot 10^6$	$3,375 \cdot 10^4$	0,20	7,500

Výpočet:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot d^3 = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,300^3 = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot d = 1,0 \cdot 0,300 = 0,300 \text{ m}^2$$

$$EI = 15,0 \cdot 10^6 \cdot 0,00225 = 3,375 \cdot 10^4 \text{ kNm}^2$$

$$EA = 15,0 \cdot 10^6 \cdot 0,300 = 4,500 \cdot 10^6 \text{ kN}$$

$$w = A \cdot \gamma = 0,300 \cdot 25,00 = 7,500 \text{ kN/m}$$



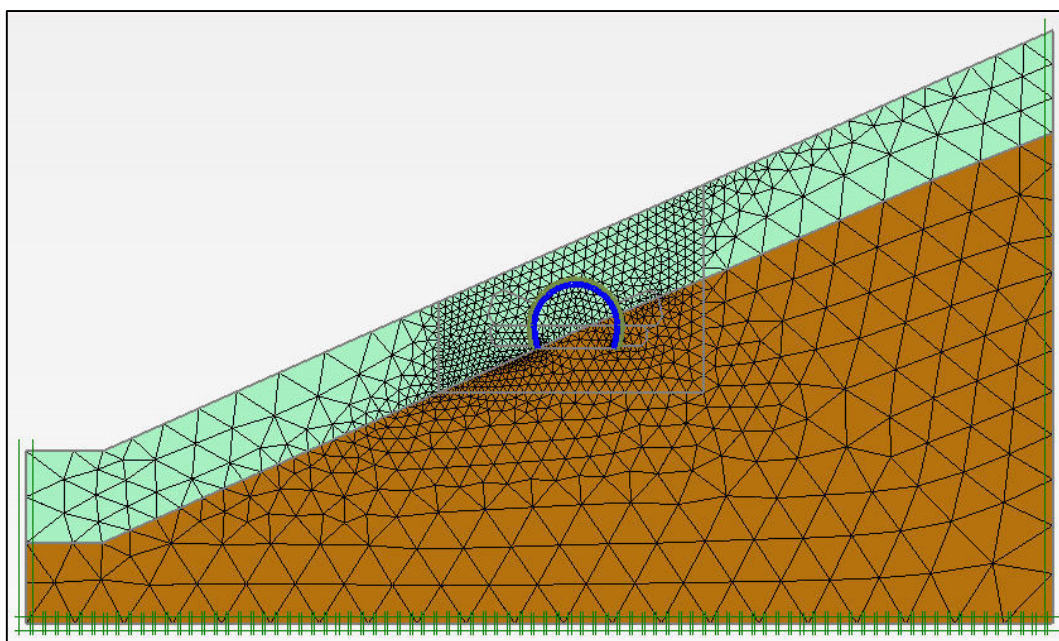
5.7 Postup výpočtu

5.7.1 Generování sítě konečných prvků

Po zadání geometrie modelu byla pomocí funkce *Generate mesh* vygenerována síť konečných prvků. Síť je tvořena trojúhelníky – každý o 15 uzlových prvcích.

Síť byla zahuštěna v místech okolo výrubu a jeho nadloží až k povrchu (Obr. 22). Snahou bylo optimalizovat hustotu sítě tak, aby její kvalita byla co možná nejvyšší. Hodnota kvality generované sítě je velmi důležitá, protože je úzce propojena s přesností vypočtených výsledků (deformace, napětí, síly). Dosažení vysoké kvality však může být často velmi obtížné. Příliš velké zjemnění sítě se nepříznivě projeví na celkové době samotného výpočtu a zároveň nám nedává záruku zvýšení kvality sítě. Tento předpoklad byl ověřen při opakovaném zadávání různé velikosti hustoty sítě. Je tedy třeba kvalitu sítě analyzovat pomocí funkce *Quality*, která nám zobrazí kritická místa (nevhodný tvar prvku). Tato místa můžeme optimalizovat například lokálním zjemněním nebo v krajním případě drobným zjednodušením geometrie prvku. Cílem je v těchto oblastech dosáhnout nejvyšší možné kvality (tj. čím vyšší Q_{\min} tím vyšší kvalita), jinak hrozí vytvoření velkého množství plastických kloubů, které zaviní kolaps výpočtu.

Vygenerovaná síť modelu v řezu A se skládá 2168 prvků a 17648 uzlů (obr. 22), v řezu B to je 2175 prvků a 17726 uzlů.



Obr. 22 - Zahuštěná síť konečných prvků - řez A



5.7.2 Primární napjatost

V prvním kroku (v tzv. 0.fázi) provedeme výpočet primární napjatosti horninového masivu. U terénu s vodorovnými geologickými vrstvami se napjatost běžně počítá pomocí funkce *K₀ procedure*. Tato metoda počítá napjatost v zemině pomocí následujícího vztahu [31]:

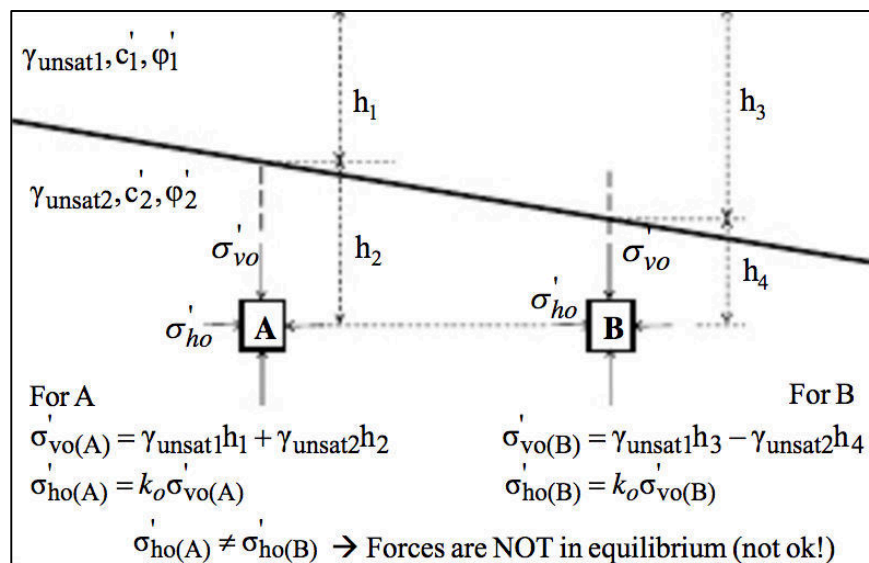
$$\sigma_x = k_0 \cdot \sigma_z \quad \dots \text{horizontální zemní tlak}$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \quad \dots \text{vertikální tlak daný tíhou a výškou horniny v nadloží}$$

$$k_0 = 1 - \sin\varphi \quad \dots \text{koeficient bočního tlaku pro zeminy dle Jákého}$$

$$k_0 = 1/(1 - \nu) \quad \dots \text{koeficient bočního tlaku pro skalní horniny dle Terzaghiho}$$

Geologické vrstvy našeho modelu nejsou vodorovné, proto nemůžeme funkci *K₀ procedure* aplikovat. Důvodem je vznik nerovnováhy napětí (viz body A a B v Obr. 23), což očividně není správné. Abychom získali rovnovážní stav, musela by v hornině vzniknout smyková napětí. Proto musíme místo *K₀ procedure* použít funkci *Gravity loading procedure*, kde jsou smyková napětí počítána [31].



Obr. 23 Situace, kdy výpočet pomocí funkce *K₀ procedure* je nesprávný [31]

Výsledná napětí a deformace získané při primární napjatosti nejsou v dalších fázích výpočtu uvažovány, a proto výpočet začíná znovu od fáze 1 – viz Tab. 9 na další straně).



5.7.3 Přerozdělení zatížení na výrub

Při numerickém modelování ražby tunelu ve 2D se trojrozměrný prostor charakterizuje pomocí tzv. β metody ($\beta = 1 - \alpha^5$). Platí zde předpoklad, že se část působícího zatížení přerozdělí (relaxace) na horninový masiv působící před čelbou (β) a část na nevystrojený výrub (α). Zvolená velikost zatížení závisí na geologickém prostředí, výšce nadloží, velikosti a tvaru výrubu anebo například na době nevystrojeného výrubu. V České republice se zpravidla počítá s hodnotou 30%, v zahraničí to bývá v rozmezí 30 – 50 %. K přihlídnutí ke způsobu ražby (členění čelby kaloty) a zajištění celého výrubu v krátké době, byla v řezech nastavena velikost zatížení nevystrojeného výrubu na 30 %.

5.7.4 Fáze výstavby

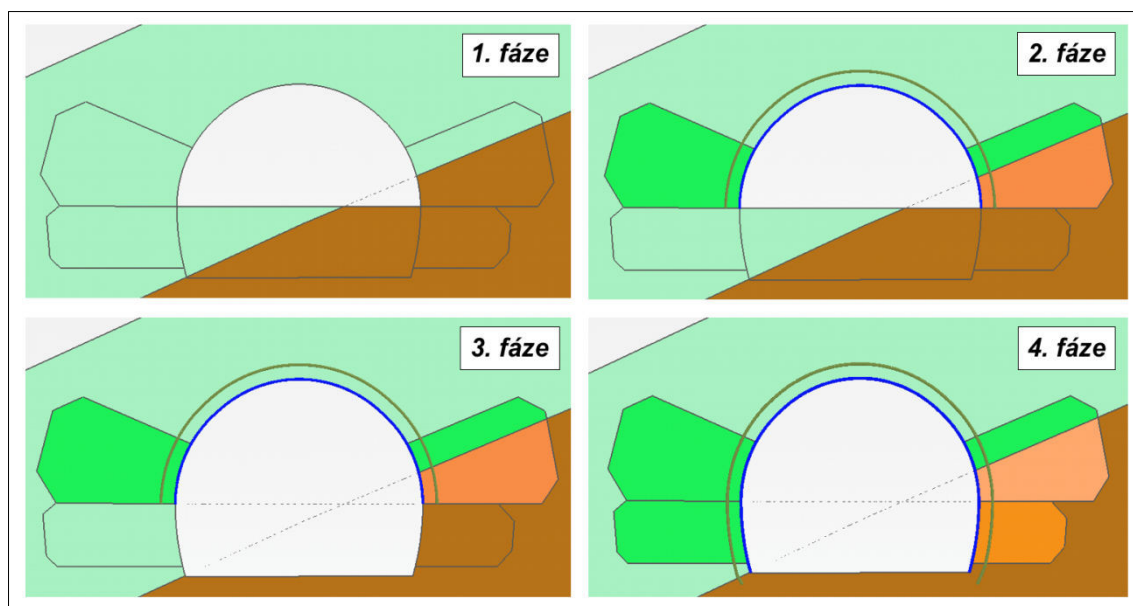
Modelování postupu výstavby bylo rozděleno do čtyř po sobě jdoucích fází (viz Tab. 9 a Obr. 24). Mezi řezy A a B je rozdíl pouze v aplikaci svorníkové výztuže ve 2. a 4. fázi, která v řezu B nebyla použita. Při aktivaci ostění ze stříkaného betonu ve 2. a 4. fázi je použita funkce *Interface*, která pomocí parametru R_{inter} charakterizuje vzájemné tření mezi dvěma odlišnými materiály (mezi zeminou a ostěním). Pro materiály beton/jíl se uvádí $R_{inter} = 1,0 - 0,7$ a pro beton/písek $R_{inter} = 1,0 - 0,8$ [31]. Do výpočetního modelu byla zavedena střední hodnota 0,9.

Tab. 9 Fáze výstavby řezu A - st. 2435 m

fáze	činnost	část	zatížení
0	primární napjatost horninového masivu	-	100 %
1	deaktivace zeminy	kalota	30 %
2	aplikace stříkaného betonu a *svorníkové výztuže	kalota	100 %
3	deaktivace zeminy	jádro	30 %
4	aplikace stříkaného betonu a *svorníkové výztuže	jádro	100 %

*aplikace svorníkové výztuže jen v řezu A

⁵ Je hodnota v procentech. Pokud např. uvažuji působení částečného zatížení na nevystrojený výrub o velikosti 30%, potom $\alpha = 0,3 \rightarrow \beta = 1 - 0,3 = 0,7$.



Obr. 24 Jednotlivé fáze výstavby (řez A)

V jednotlivých fázích na Obr. 24 jsou změnou barvy vyznačeny zlepšené oblasti po aktivaci svorníkové výztuže.



6 Výsledky numerického modelování

V následujících podkapitolách jsou zobrazeny výsledky numerického modelování řezu A a řezu B. Zajímají nás především deformace tunelového ostění a terénu nad ním, kde jejich hodnoty můžeme porovnat s geotechnickým monitoringem. Mimo svislých deformací byly také sledovány deformace vodorovné, které mohou mít ve svažitém terénu na celkové deformace poměrně velký vliv.

Dále je pro nás přínosné sledovat směr a velikost napětí v okolí výrubu, kde můžeme pozorovat vznik horninové klenby nebo místa překročené smykové pevnosti.

Pro ověření únosnosti primárního ostění nás budou také zajímat výsledné síly působící na tunelový výrub. Pro provedení takového posouzení potřebujeme znát velikost ohybových momentů a normálových sil. Tyto síly jsou vyvolávány napětím horninového masivu, které okolo výrubu působí.

V této práci byl pro toto ověření únosnosti použit program Fin10 – Beton 2D ČSN od společnosti FINE. Pomocí normálových a momentových sil můžeme najít jejich polohu v interakčním diagramu a můžeme ověřit, jestli betonového ostění těmto silám vyhoví. Do interakčního diagramu budou zadány nejnejpříznivější kombinace hodnot těchto sil.

Průběh vnitřních sil v kap. 6.1.3 a 6.2.3 odpovídá již výsledným silám po odladění obou modelů.

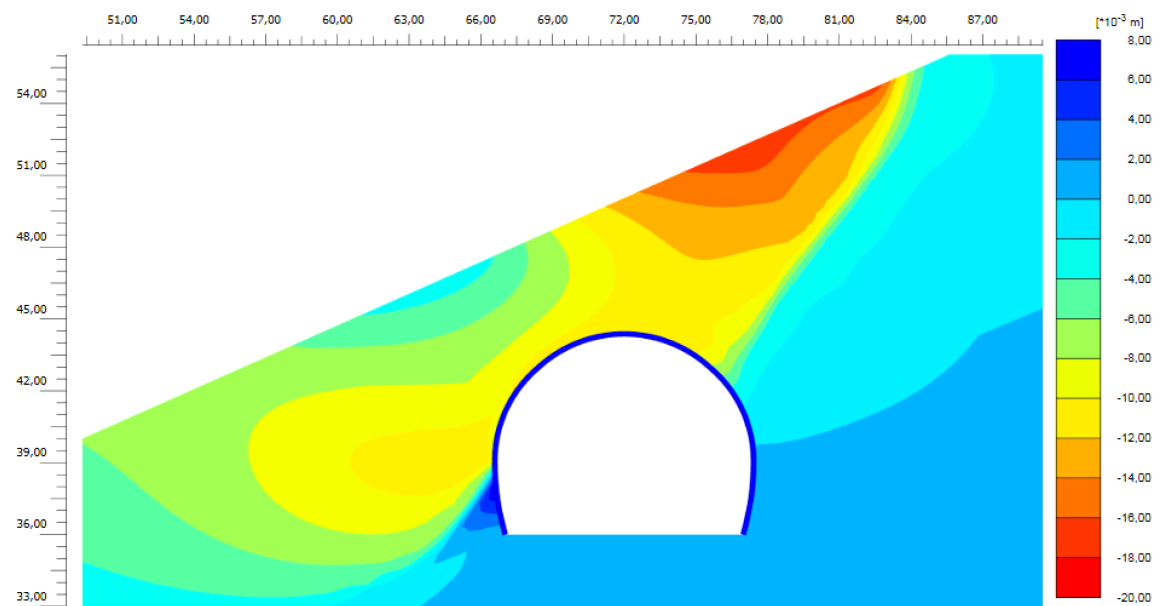


6.1 Řez A – st. 2435 m

6.1.1 Deformace

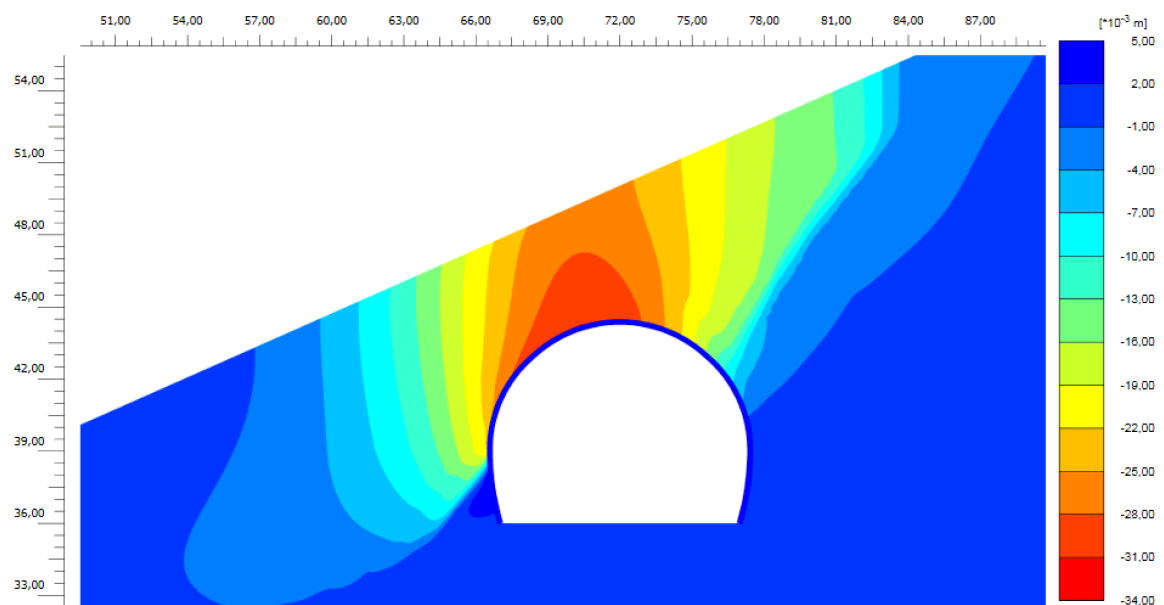
Ve finální fázi výpočtu jsou na povrchu zaznamenány celkové deformace o maximální velikosti 28,9 mm.

Vodorovné posuny mají max. hodnotu -17,7 mm (směr doleva).



Obr. 25 Průběh vodorovných deformací (4. fáze) - řez A

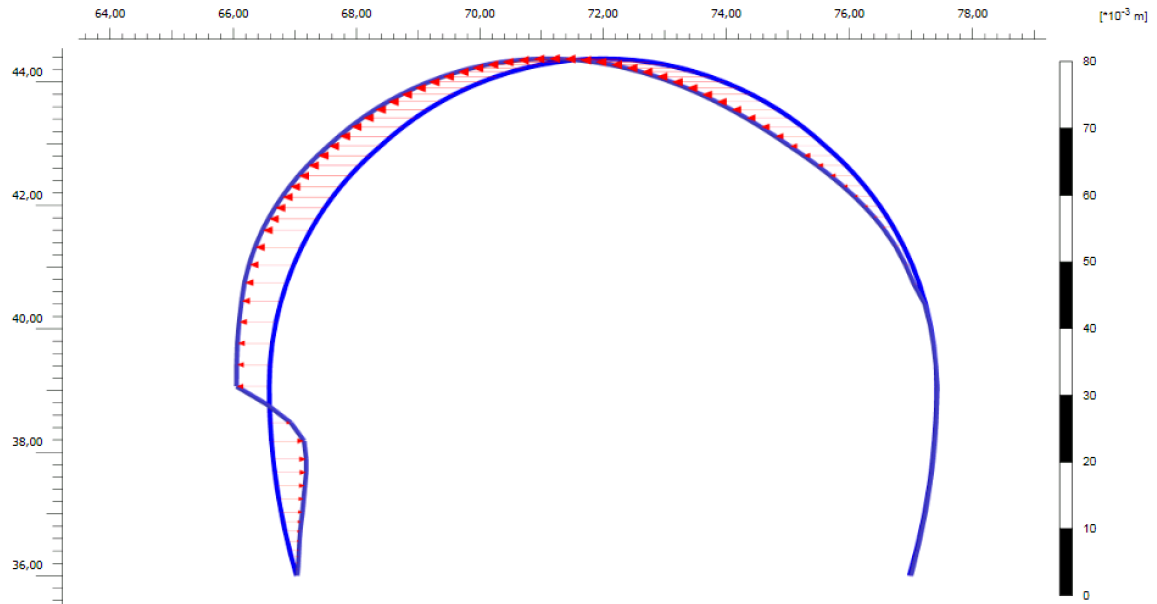
Maximální svislé deformace na povrchu jsou o velikosti -31,3 mm (směr dolů).



Obr. 26 Průběh svislých deformací (4. fáze) - řez A

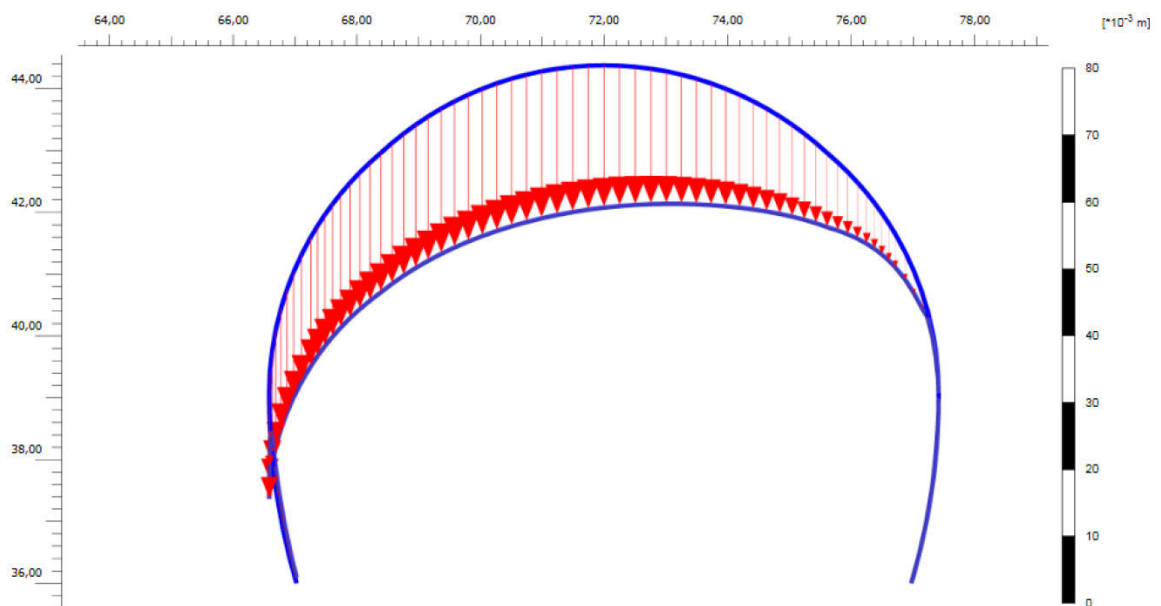


Vypočtené celkové posuny ostění dosahují max. velikosti 33,4 mm. Na Obr. 27 je zobrazen průběh vodorovných deformací ostění dosahující max. hodnoty -11,9 mm (směr doleva).



Obr. 27 Tvar a velikost vodorovných deformací ostění (4. fáze) - řez A

Na Obr. 28 je zobrazen průběh svislých deformací ostění s maximální hodnotou -31,3 mm (směr dolů).

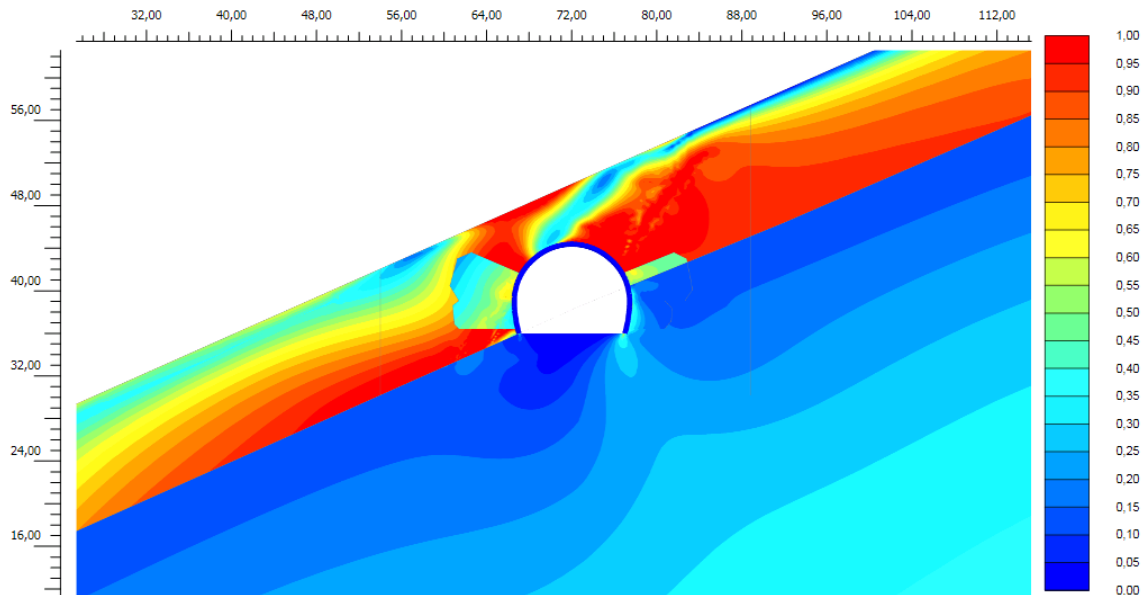


Obr. 28 Tvar a velikost svislých deformace ostění - 4. fáze (řez A)



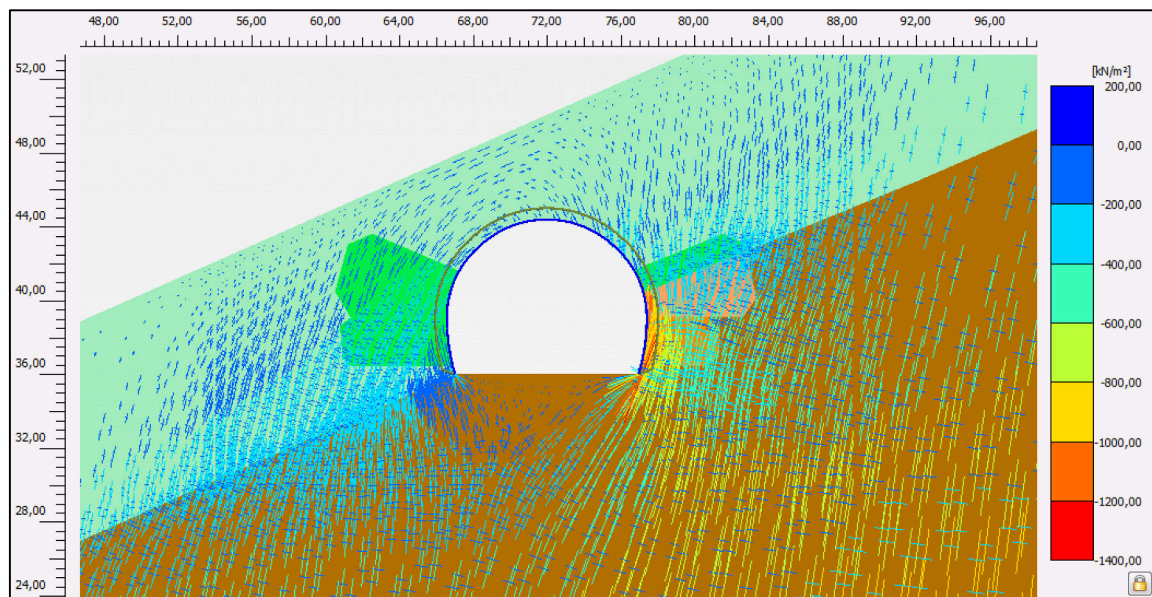
6.1.2 Napětí

Na obrázku níže jsou vidět oblasti vyčerpané smykové pevnosti, tedy místa, kde je jejich hodnota v horninovém prostředí překročena.



Obr. 29 Oblasti vyčerpané smykové pevnosti - 4. fáze (řez A)

Na Obr. 30 je vykreslen směr a velikost hlavních napětí. Z obrázku je patrná nízká redistribuce napětí okolo výrubu a tedy jen částečné vytvoření horninové klenby.



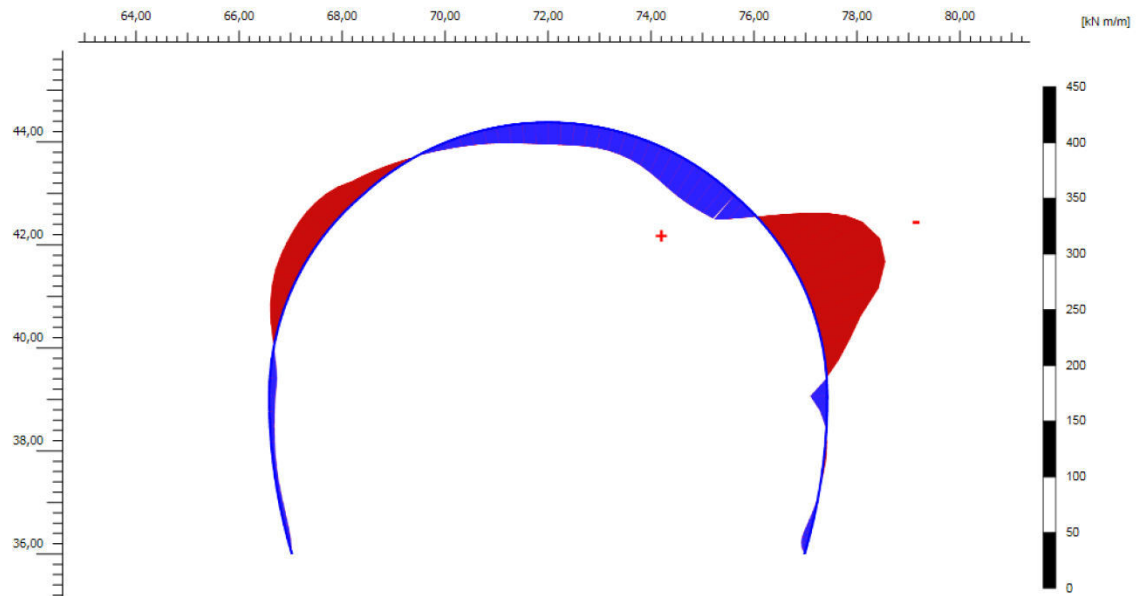
Obr. 30 Směr a velikost hlavních napětí - 4. fáze (řez A)



6.1.3 Průběh normálové síly a momentu

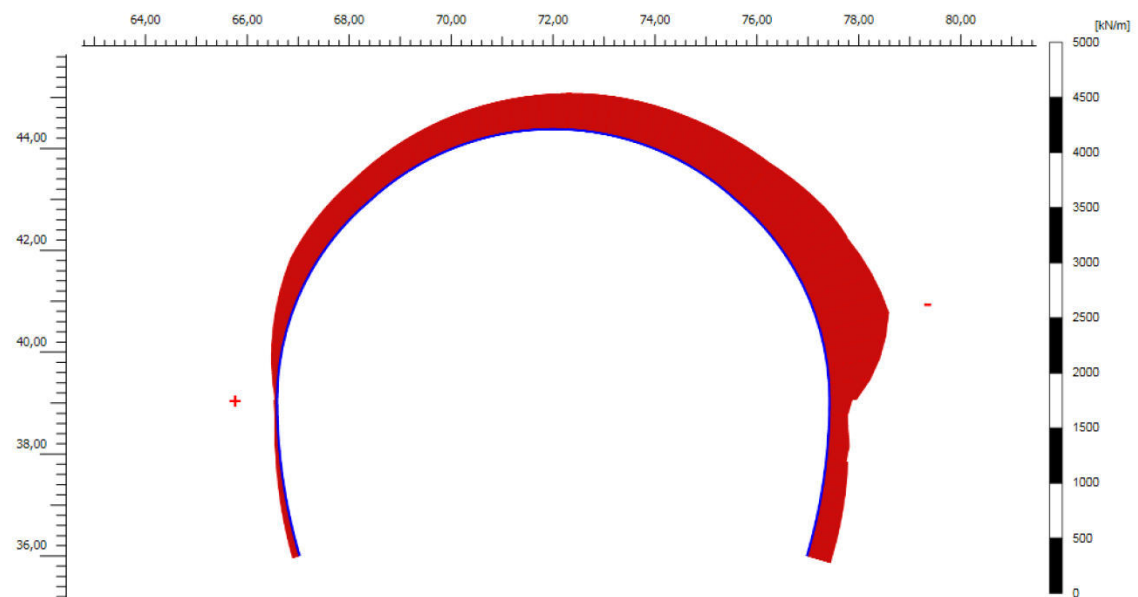
Ověření únosnosti primárního ostění je znázorněna pomocí interakčního diagramu v příloze č. 1.

$$M_{\max} = 37,1 \text{ kNm/m}, M_{\min} = -85,5 \text{ kNm/m}$$



Obr. 31 Průběh ohybové momentu působící na ostění (řez A)

$$N_{\max} = 11,3 \text{ kN/m}, N_{\min} = -856,2 \text{ kN/m}$$



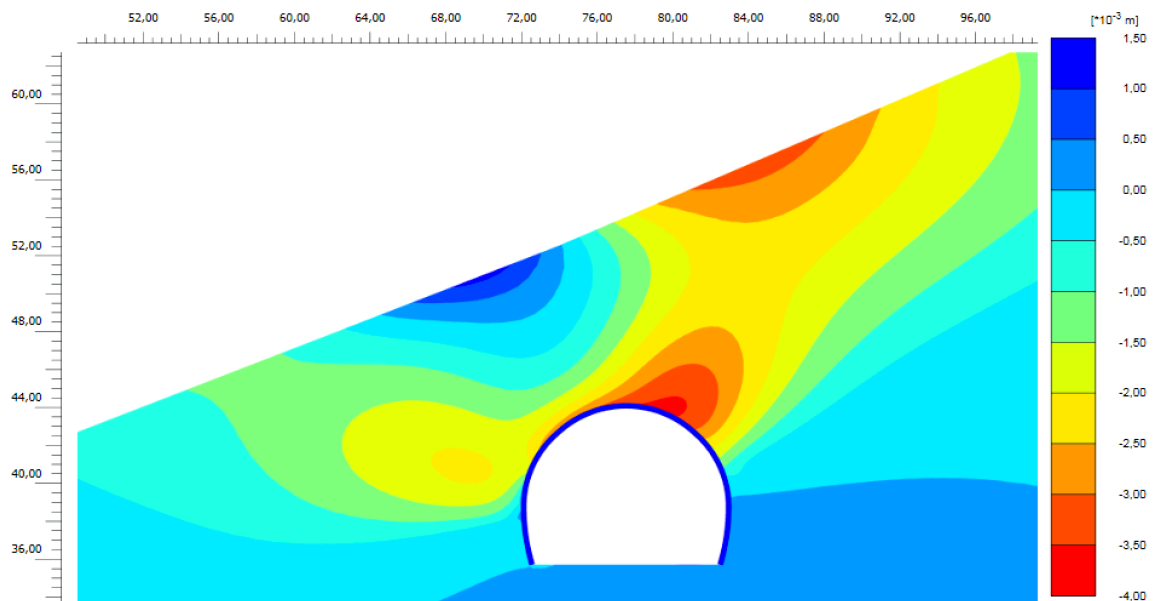
Obr. 32 Průběh normálových sil působících na ostění (řez A)



6.2 Řez B – st. 2395 m

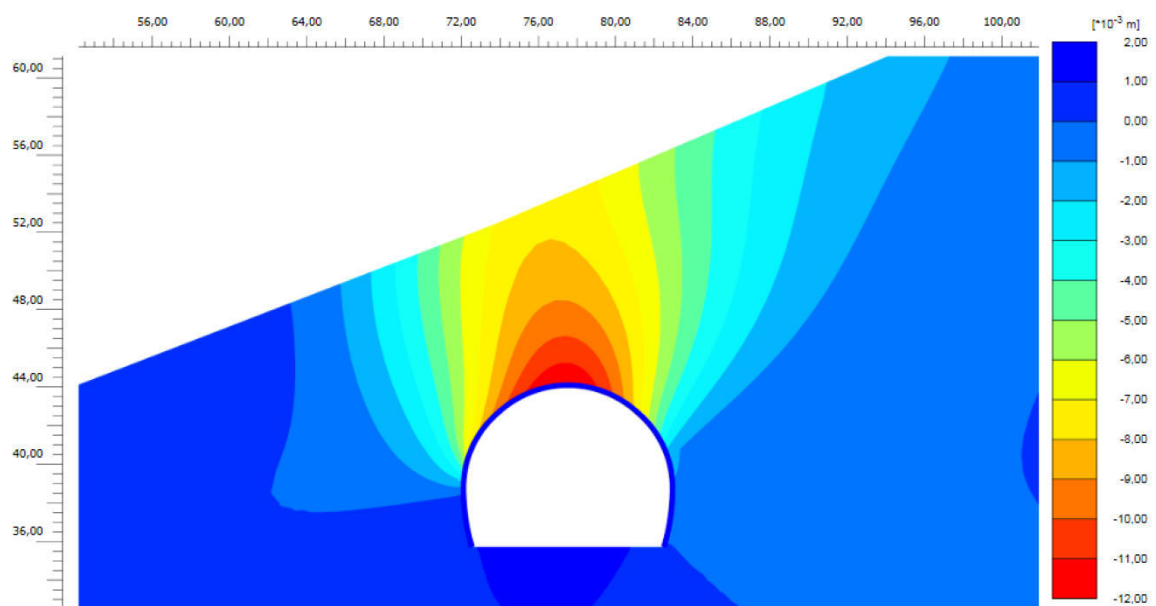
6.2.1 Deformace

Ve finální fázi výpočtu jsou na povrchu zaznamenány celkové deformace o maximální velikosti 7,8 mm. Vodorovné deformace (Obr. 33) dosahují max. hodnoty -3,1 mm (směr doleva).



Obr. 33 Průběh vodorovných deformací - 4. fáze (řez B)

Maximální svislé deformace zjištěné na povrchu dosahují velikosti -7,6 mm (směr dolů).

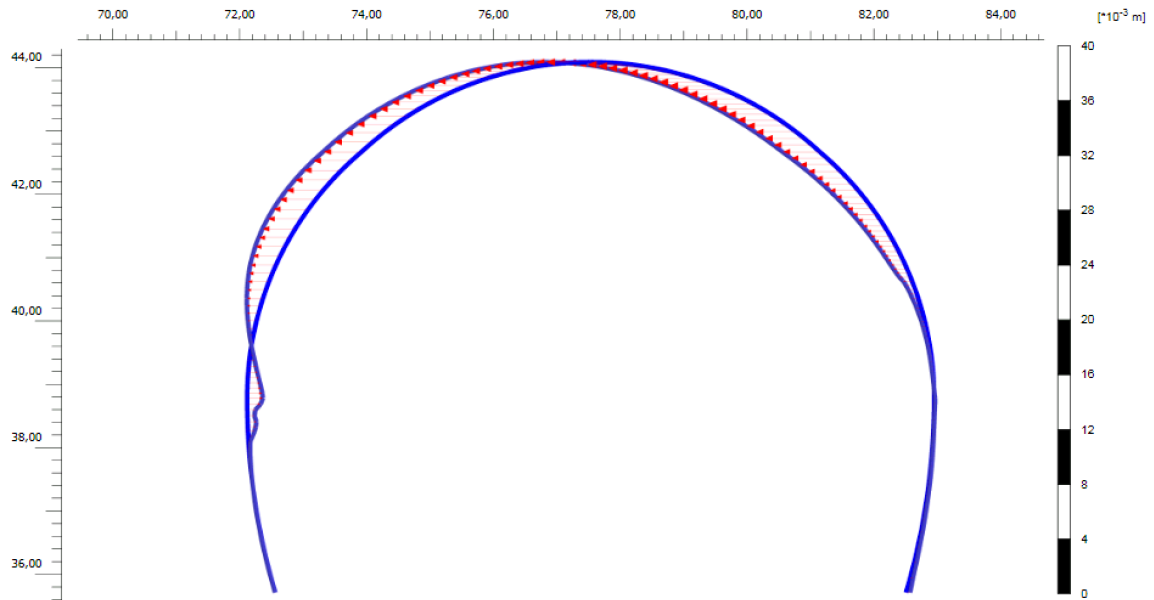


Obr. 34 Průběh svislých deformací - 4. fáze (řez B)



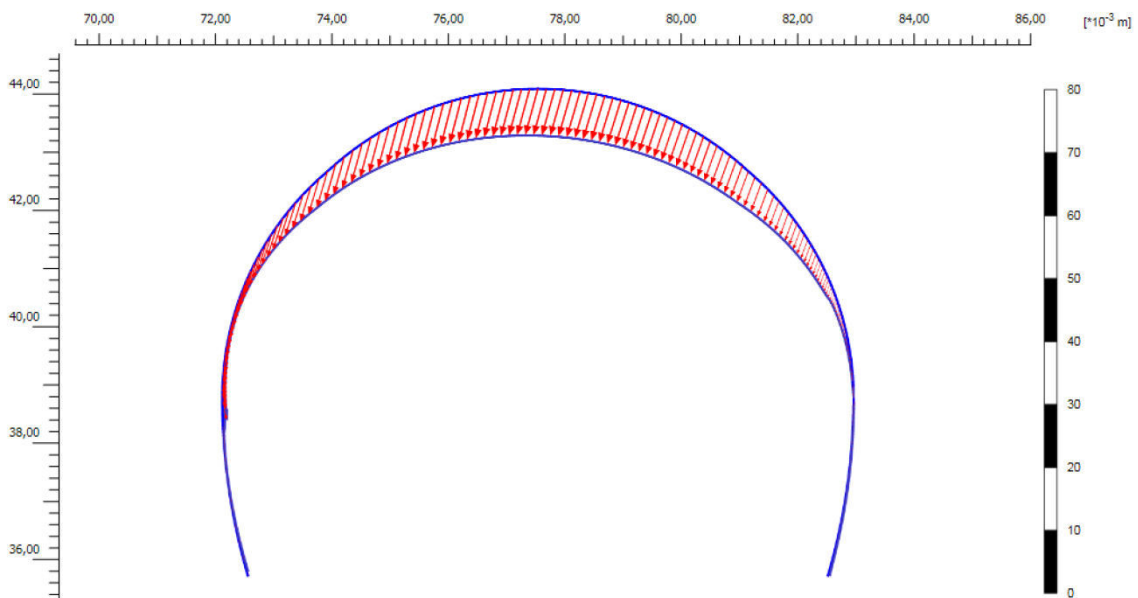
Maximální celkové deformace ostění dosahují velikosti 12,5 mm.

Na Obr. 35 je zobrazen průběh vodorovných deformací ostění s max. hodnotou -3,8 mm (směr doleva).



Obr. 35 Tvar a velikost vodorovných deformací ostění - 4. fáze (řez B)

Na Obr. 36 je zobrazen průběh svislých deformací ostění. Maximální dosažená hodnota je zde -12,0 mm (směr dolů).

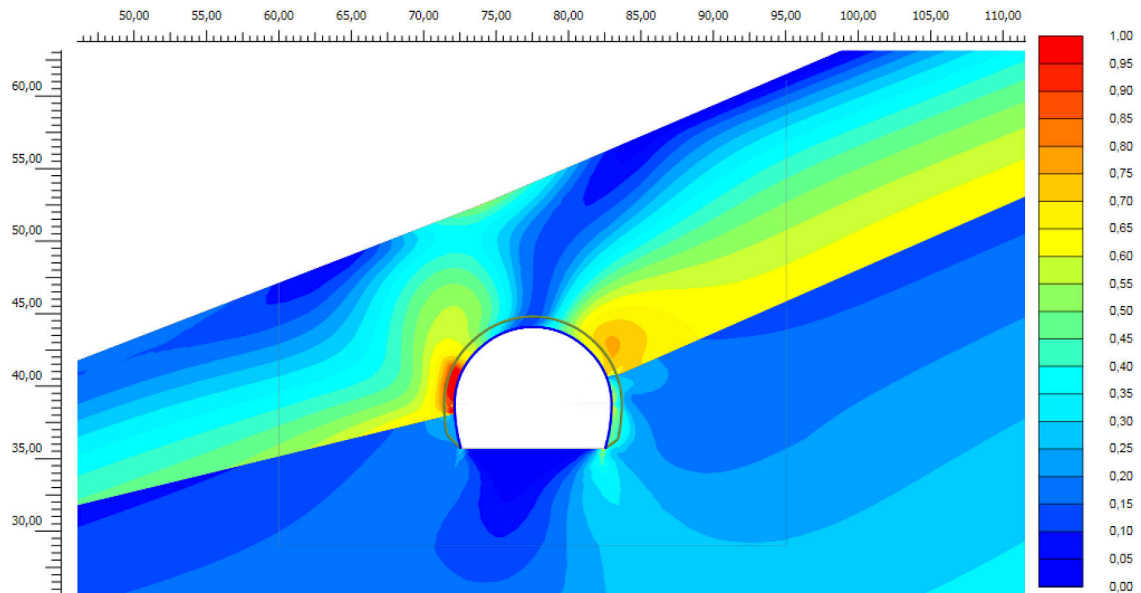


Obr. 36 Tvar a velikost svislých deformací ostění - 4. fáze (řez B)



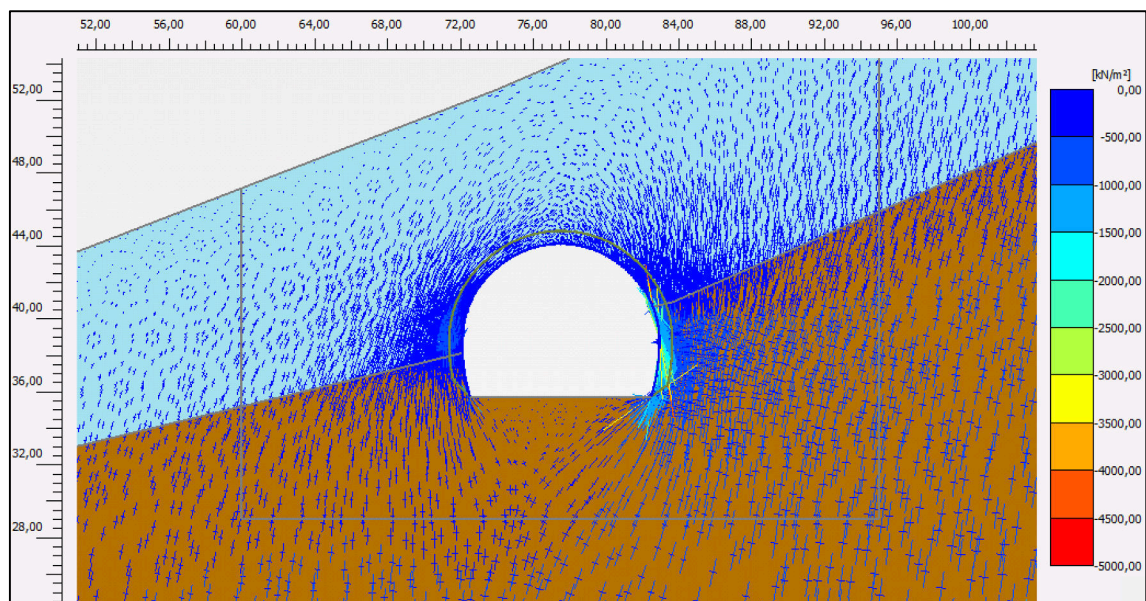
6.2.2 Napětí

Níže na obr. 37 jsou zobrazené oblasti vyčerpané smykové pevnosti. Nejvyšších hodnot je dosaženo na levé straně opěří.



Obr. 37 - Oblasti vyčerpané smykové pevnosti - 4. fáze (řez B)

Na obr. 26 je vykreslen směr a velikost hlavních napětí, kde okolo výrubu můžeme zpozorovat vznik horninové klenby.



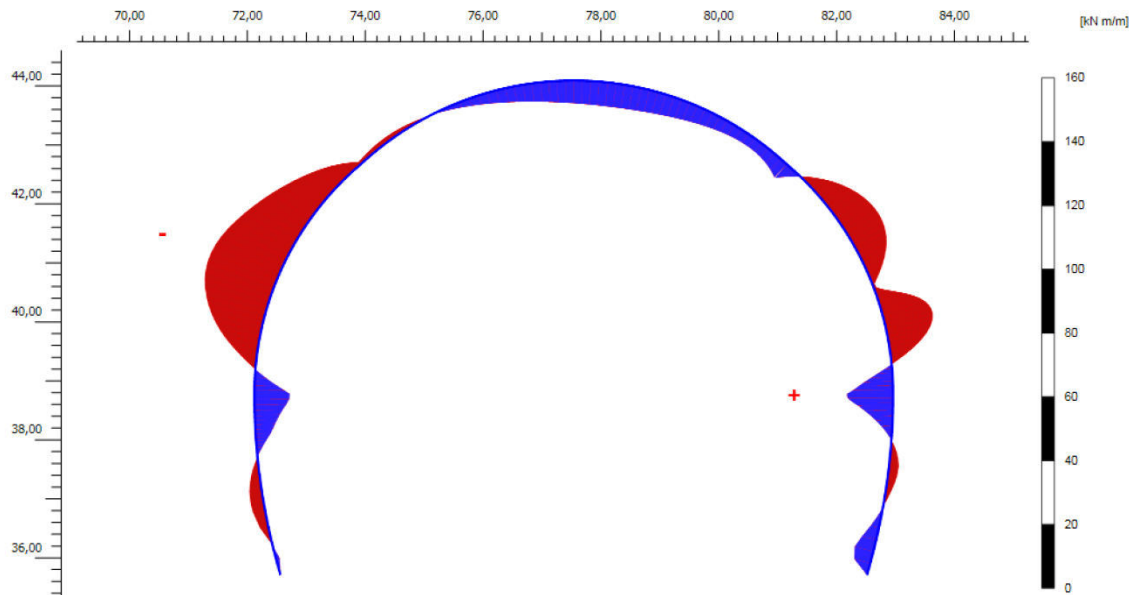
Obr. 38 - Směr a velikost hlavních napětí - 4. fáze (řez B)



6.2.3 Průběh normálové síly a momentu

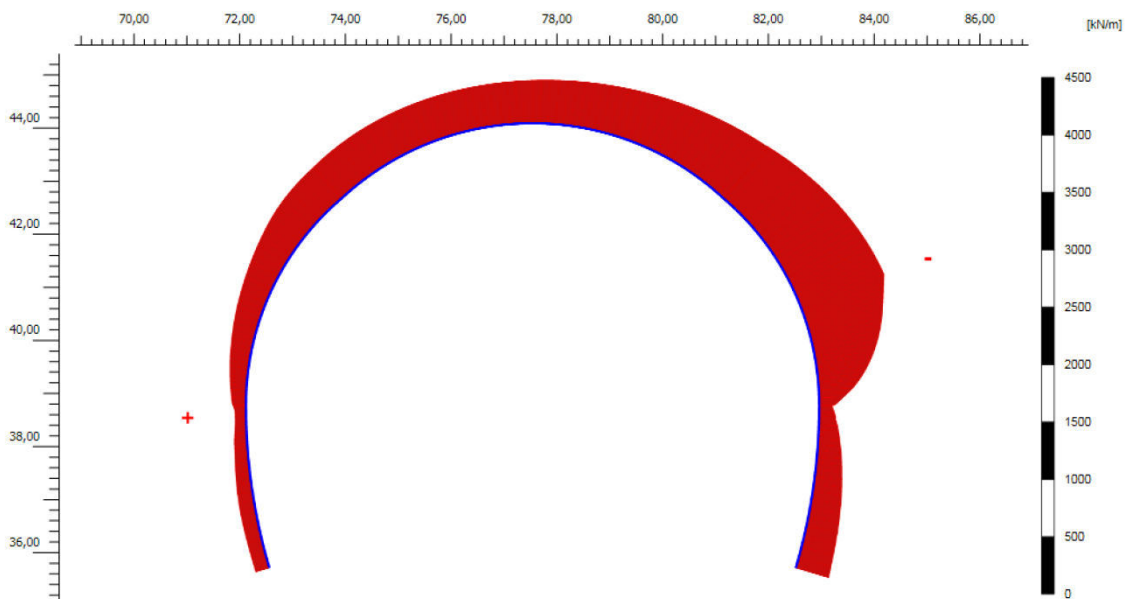
Posouzení betonového ostění a ověření jeho vyhovění je znázorněno pomocí interakčního diagramu v příloze č. 1.

$$M_{\max} = 16,2 \text{ kNm/m}, M_{\min} = -33,6 \text{ kNm/m}$$



Obr. 39 - Průběh ohybového momentu působící na ostění (řez B)

$$N_{\max} = -92,7 \text{ kN/m}, N_{\min} = -964,8 \text{ kN/m}$$



Obr. 40 - Průběh normálových sil působících na ostění (řez B)



7 Porovnání výpočtu s geotechnickým monitoringem

7.1 Geotechnický monitoring

Projekt geotechnického monitoringu je vždy zpracováván alespoň ve dvou úrovních.

V první úrovni je součástí dokumentace pro stavební povolení (DSP), kde zároveň slouží jako podklad pro výběrové řízení na zhotovitele monitoringu. Projekt monitoringu zpracovává projektant DSP, který popřípadě spolupracuje s dalšími odbornými subjekty. Na úrovni DSP geotechnický monitoring vychází z identifikace základních geotechnických rizik, které s výstavbou tunelu v daných podmínkách souvisejí. Dále se definují cíle monitoringu a podle nich metody a počty jednotlivých měření. Zpravidla se monitoruje oblast portálů, poklesová kotlina nad tunelem, výrub a okolní horninový masiv, změny vodního režimu nebo objekty nadzemní zástavby [16].

Ve druhé úrovni je projekt monitoring obsažen v realizační dokumentaci, kterou zpracovává vybraný zhotovitel geomonitoringu. Zhotovitel přitom spolupracuje s projektantem RDS, s investorem i dodavatelem.

Monitoring je souhrn vzájemně provázaných činností. Kromě vlastního měření zvolených veličin na vybraných místech do něho spadá sběr změřených dat a jejich archivace, průběžné zpracovávání a vyhodnocování. Na základě výsledku měření následuje rozhodovací proces o zvolení předem připravených technických, technologických a bezpečnostních opatřeních [16].

Na tunelu Joberg se při ražbě dle zásad NRTM prováděl geotechnický monitoring v místě portálu, v tunelu a na povrchu v podobě měření 3D⁶ deformací. Měření 3D deformačních bodů probíhalo na denní bázi a bylo provedeno pomocí totálních stanic typu Leica 1200/1s a Leica MS 50/0.5s. Vyhodnocení naměřených dat a vytvoření deformační grafiky je poskytnuto pomocí standardizovaných zobrazení času/posunu a vektorových diagramů [35].

Pro ražbu kaloty byly stanoveny tři úrovně rizik charakterizující deformační chování výrubu v závislosti na vzdálenosti měření od čelby (Tab. 10):

- Level 0: běžné chování
- Level 1: neočekávané chování
- Level 2: varovné chování

⁶ Deformace jsou měřeny ve svislém, vodorovném a v podélném směru [35].



Tab. 10 Úroveň rizik na základě změřených konvergencí [32]

Distance to face	Level 0	Level 1	Level 2
0 – 10 m	$d < 5 \text{ mm/day}$ $d_{\text{tot}} < 25 \text{ mm}$	$5 < d < 10 \text{ mm/day}$ $25 < d_{\text{tot}} < 35 \text{ mm}$	$d > 10 \text{ mm/day}$ $d_{\text{tot}} > 35 \text{ mm}$
10 – 30 m	$d_{\text{tot}} < 35 \text{ mm}$	$35 < d_{\text{tot}} < 40 \text{ mm}$	$d_{\text{tot}} > 40 \text{ mm}$
> 30 m	$d_{\text{tot}} < 40 \text{ mm}$	$40 < d_{\text{tot}} < 50 \text{ mm}$	$d_{\text{tot}} > 50 \text{ mm}$

Tab. 11 Popis jednotlivých úrovní rizik a případný postup

Úroveň rizika	Popis	Opatření
Level 0	Běžné podmínky. Vývoj deformací nepředstavuje žádná rizika.	Postup dle plánu.
Level 1	Lokální deformace s klesající tendencí v čase. Menší události v tunelu jako např. nadvýlom způsobený výskytem balvanů, výskyt vody, drobná změna parametrů zeminy nebo drobné deformace podpůrných opatření	Další podpůrná opatření. Rozhodnutí se učiní po dohodě zhotovitele s investorem.
Level 2	Stále rostoucí deformace v širší oblasti. Kritický stav v tunelu jako např. vodní přítok, nestabilita a kolaps čelby, velké změny parametrů zeminy	Další speciální podpůrná opatření. Rozhodnutí se učiní po dohodě zhotovitele, investora a inženýrů z Sweco/iC



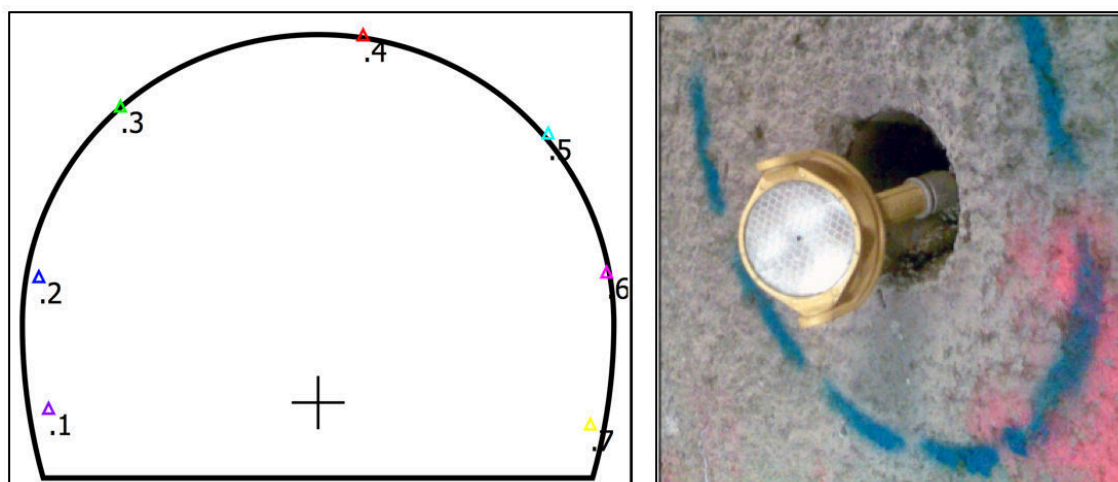
7.1.1 Konvergenční měření

V cca 90 m dlouhém NRTM úseku bylo měření provedeno celkem v 8 profilech. První dvě měření byly nastaveny po 5 m, poté po 10 m a v závěrečné části dokonce po 15 m. Vyšší svislé deformace byly v tunelu zastiženy v prvních dvou třetinách ražby, kdy maximální hodnoty byly těsně pod 25 mm. V posledních 3 profilech (30 m) svislé deformace nepřesáhly hodnotu 10 mm [36].

V každém monitorovaném profilu se namontovalo 7 měřících bodů/trnů (5 do kaloty a další 2 do opěří). Pozice konvergenčních bodů byla zakreslena ve výkresu projektové dokumentace. Avšak pozice některých bodů v kalotě se na žádost investora občas změnila.

Postup při osazování trnů a jejich měření:

Měřící trny se umístí po nanesení vnější vrstvy stříkaného betonu. První měření se provede před nanesením vnitřní vrstvy betonu. Pozice a vzájemná vzdálenost jednotlivých měřících bodů je znázorněna na jednom z profilů na Obr. 41. Intervaly měření a velikosti deformací jsou zobrazeny bodově do grafu. Spojením bodů vznikne křivka průběhu naměřených deformací v závislosti na čase.



Obr. 41 Pozice bodů konvergenčního měření (vlevo) [36]
a měřící bod (vpravo) [35]

Měřící trn odpovídá typu $\varnothing 20$ mm se závitem R3/8 a délkou 30 cm. Každý měřící trn je vybaven odrazným hranolem pro optická měření a také musí být vybaven ochranným pouzdem. Ochranné pouzdro chrání závity a umožní měření po nanesení vnitřní vrstvy betonu.



7.1.2 Měření deformace terénu

Deformace terénu jsou změřeny celkem v 7 vybraných profilech. Měřicí body byly osazeny nejprve po 5 m a v druhé části úseku po 10 m. Stejně jako při konvergenčním měření byly nejvyšší deformace zjištěny v první části ražby. Maximální zaznamenané deformace dosahovaly necelých 35 mm. Monitorované deformace se s postupem ražby ke skalní stěně stále snižovaly [36].

Na povrchu se osazovaly buďto jeden nebo tři měřicí body. Bod č. 1 se osazoval vždy (přibližně) nad osu tunelu. Další dva měřicí body byly umísťovány nad pomyslné opěří tunelového výrubu. O jejich konečném počtu a pozici umístění rozhodoval investor.



Obr. 42 Geodetické body měřící deformace terénu nad tunelem

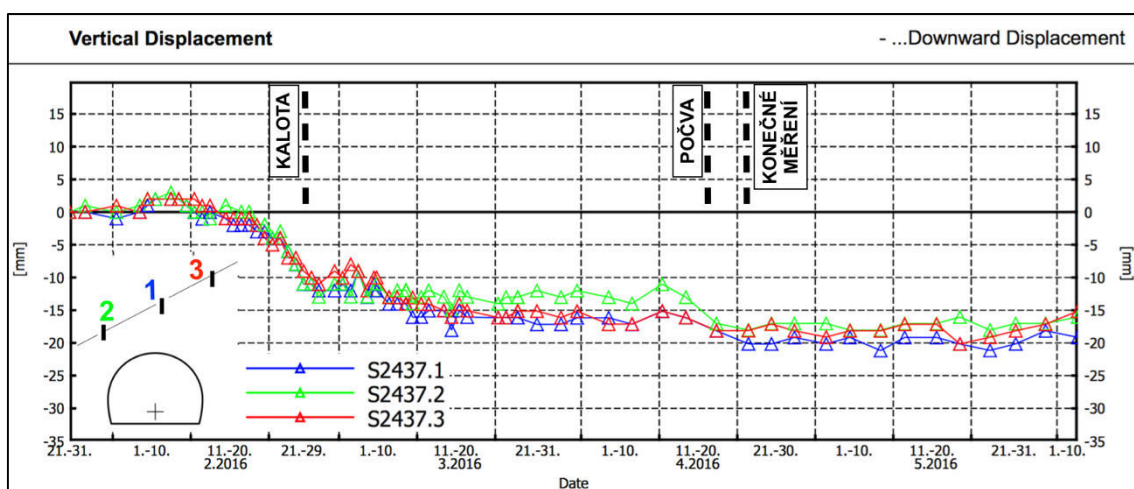


7.2 Porovnání GTM v řezu A – st. 2435 m

7.2.1 Měření deformací terénu

Pro měření deformací terénu byly ve staničení 2436,9 m osazeny tři měřící body. Jejich dispozici můžeme vidět na Obr. 43 společně s vývojem jejich deformací. Také při měření deformací terénu byly monitorované hodnoty porovnány s vypočtenými posuny ve svislém a vodorovném směru.

Maximální svislá deformace -20 mm byla monitorovaná v bodě č. 1 (modrá), který leží přibližně nad osou výrubu (Obr. 43).



Obr. 43 Průběh naměřených svislých deformací terénu - řez A [36]

Porovnání monitoringu s výpočtem svislých a vodorovných deformací terénu je zobrazeno v Tab. 12. Vypočtené svislé deformace se od naměřených příliš neliší. U bodů č. 1 a 2 je v obou směrech posunů rozdíl do 4 mm. V bodě č. 3 se výrazněji liší pouze vodorovná deformace.

Tab. 12 Porovnání svislých a vodorovných deformací terénu - řez A

bod č.	Svislé deformace terénu (U_y)			Vodorovná deformace terénu (U_x)		
	měření	numerický model	odchylka	měření	numerický model	odchylka
	[mm]			[mm]		
1	-20	-24	4	-11	-15	4
2	-18	-22	4	-1	-4	3
3	-18	-18	0	-4	-18	14

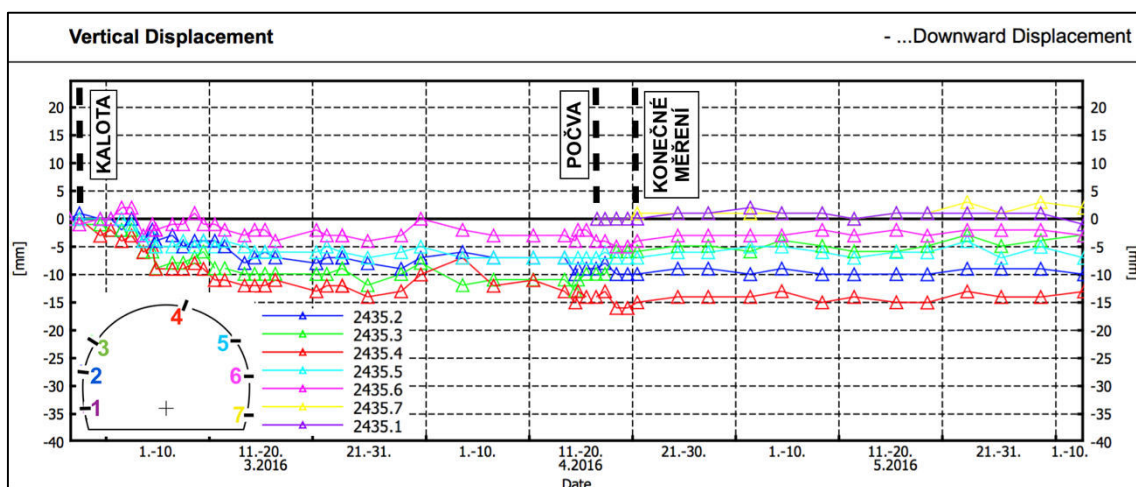


7.2.2 Konvergenční měření

Geotechnický monitoring zaznamenával ve sledovaných profilech svislé (Obr. 44), vodorovné a podélné deformace. Podélné deformace nelze v tomto 2D numerickém modelu posoudit, proto také zde pro porovnání naměřených a vypočtených dat posloužily pouze deformace svislé a vodorovné.

Maximální svislá deformace -15 mm byla naměřena v bodě 4 (červená) - strop kaloty (Obr. 44).

- Svislé deformace (u_y): znaménko „-“ mínus = posun směrem dolů.

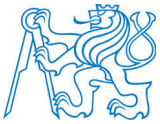


Obr. 44 - Průběh naměřených svislých deformací - řez A [36]

Porovnání naměřených a vypočtených svislých deformací v Tab. 13 ukazuje, že se hodnoty liší v řádech jednotek až desítek milimetrů. Největší rozdíl deformací byl zjištěn v bodě č. 3 (23 mm). Zároveň je také z tabulky vidět, že výsledné hodnoty deformací dosažené výpočtem jsou ve většině bodech výrazně vyšší. Další náš postup je vysvětlen v závěrečném shrnutí této kapitoly (v kap. 7.2.3).

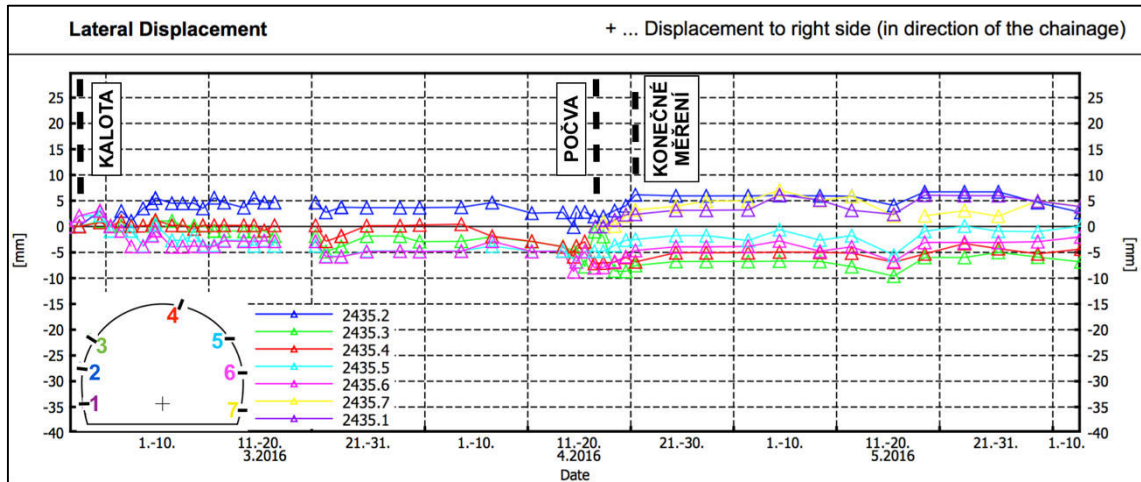
Tab. 13 Porovnání svislých deformací ostění - řez A

Svislé deformace ostění (u_y)			
bod č.	měření	numerický model	odchylka
1	-1	+4	5
2	-10	-25,5	15,5
3	-6	-29	23
4	-15	-28,5	13,5
5	-7	-12	5
6	-5	-1	4
7	0	0	0



Maximální vodorovná deformace -6 mm byla naměřena v bodě č. 3 (zelená) – na levé straně kaloty a v bodě č. 4 (červená) – u stropu výrubu.

- Vodorovné deformace (u_x): znaménko „+“ plus = posun směrem vpravo.



Obr. 45 Průběh naměřených vodorovných deformací - řez A [36]

Vypočtené vodorovné deformace poměrně korespondují s naměřenými hodnotami. Rozdíl se pohybuje ve většině z bodů v rozmezí 1 - 3 mm (viz Tab. 14). Pouze v bodě č. 2 chování deformací zcela neodpovídá naměřeným hodnotám a má opačný směr deformace.

Tab. 14 Porovnání vodorovných deformací ostění - řez A

Vodorovné deformace ostění (u_x)			
bod č.	měření	numerický model	odchylka
1	+2	+4,5	2,5
2	+6	-6	12
3	-8	-8	0
4	-7	-8,5	1,5
5	-3	-4	1
6	-5	0	5
7	+2	0	2



7.2.3 Shrnutí výsledků

Průběh deformace zjištěné numerickým modelem (až na bod č. 3 – svislý posun a bod č. 2 – vodorovný posun) má s monitoringem podobný průběh. Velikosti vypočtených deformací jsou však ve většině bodech výrazně vyšší. Jeden z hlavních důvodů může být výskyt lepšího geologického prostředí, než které bylo v daném profilu předpokládáno. Druhým důvodem naměřených nižších deformací v tunelu může být prodleva při osazení měřících trnů (bodů). Deformace, které proběhnou, než se trny osadí, nejsou geotechnickým monitoringem nijak zastiženy.

V kapitole 8 se budeme věnovat odladění modelu řezu A. Úpravou vstupních parametrů se budeme snažit o dosažení shodných povrchových deformací a tím o co nejpřesnější vystižení chování horninového masivu.



7.3 Porovnání GTM v řezu B – st. 2395 m

Ve staničení 2395 m se potvrdil předpoklad výskytu příznivějšího geologického prostředí, než tomu bylo v prvních metrech ražeb (východního portálu). To se výrazně projevilo na velikostech naměřených deformací, které nepřesáhly 10 mm.

7.3.1 Měření deformací terénu

Pro monitorování deformací terénu nad tunelem byl v profilu 2392,3 m osazen pouze jeden měřicí bod, což je pro porovnání tvaru poklesové kotliny a případné odladění modelu velmi omezené.

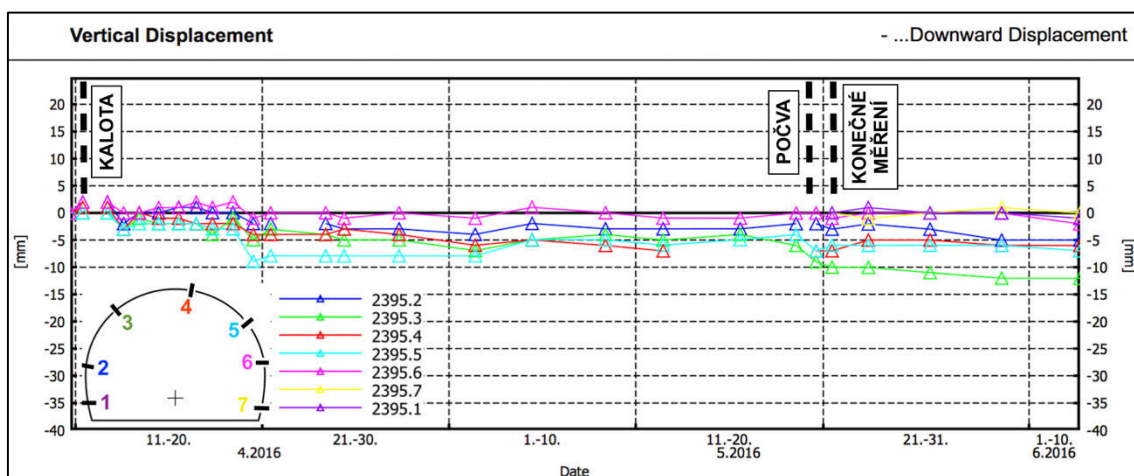
O naměřeném svislém posunu v bodě č. 1 se dá říct, že koresponduje s posunem z numerického modelu (rozdíl pouze 1 mm). Za to monitorovaný vodorovný posun se od chování numerického modelu liší o dost výrazněji. Možné důvody takového chování bude vysvětleny v závěrečné části této kapitoly (v kap. 7.3.3).

Tab. 15 Porovnání svislých a vodorovných deformací terénu - řez B

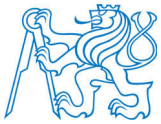
bod č.	Svislé deformace terénu (u_y)			Vodorovná deformace terénu (u_x)		
	měření	numerický model	odchylka	měření	numerický model	odchylka
	[mm]			[mm]		
1	-5	-6	1	5	-3	8

7.3.2 Konvergenční měření

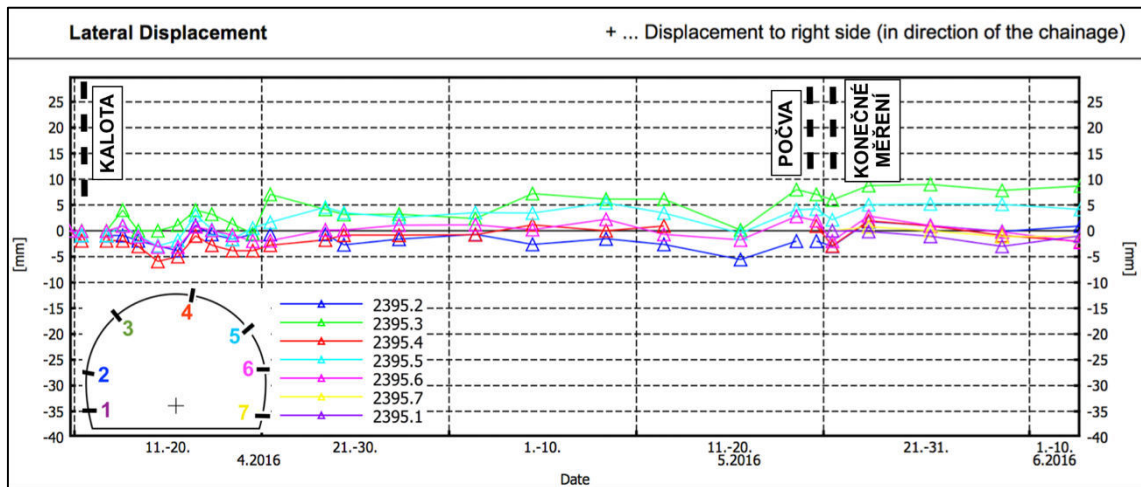
Maximální svislé deformace byly naměřené v bodě č. 3 (zelená), kde při jejich ustálení dosáhly hodnoty -10 mm.



Obr. 46 Průběh naměřených svislých deformací v tunelu - řez B [36]



Maximální vodorovné deformace byly až na bod 3 (+6 mm) téměř zanedbatelné a dosahovaly hodnot do 3 mm.



Obr. 47 Průběh naměřených vodorovných deformací v tunelu - řez B [36]

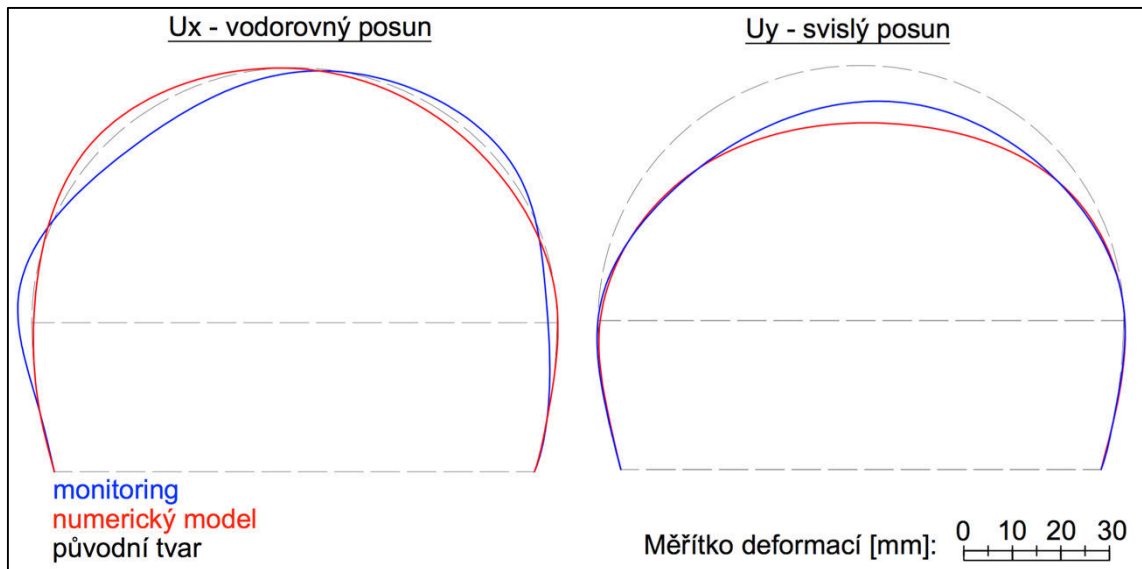
Pro připomenutí:

- svislé deformace (u_y): znaménko „-“ mínus = posun směrem dolů,
- vodorovné deformace (u_x): znaménko „+“ plus = posun směrem vpravo.

Tab. 16 Porovnání svislých a vodorovných deformací v tunelu - řez B

body	Svislé deformace terénu (u_y)			Vodorovná deformace terénu (u_x)		
	měření	numerický model	odchylka	měření	numerický model	odchylka
	[mm]			[mm]		
1	0	+1	1	0	0	0
2	-3	-7	4	-3	+0,5	3,5
3	-10	-10	0	+6	-3	9
4	-7	-11,5	4,5	-3	-3,5	0,5
5	-6	-6	0	+2	-2	4
6	-1	-1	0	-2	0	1
7	0	0	0	0	0	1

Na další straně na Obr. 48 můžeme vidět porovnání tvaru a velikosti svislých a celkových deformací ostění. Svislé deformace z numerického modelu poměrně korespondují s monitoringem. Průběh celkové deformace je však do značné míry ovlivněn vyššími rozdíly u vodorovných posunů. Především se jedná o body 3 a 5, které mají opačný směr deformace. Na druhou stranu se ale celkové deformace nějak zásadně neliší a v místě rozdílného průběhu jsou odchylky jen v řádech jednotek milimetrů.



Obr. 48 Porovnání vypočtených a naměřených deformací (U_x , U_y) - řez B

7.3.3 Shrnutí výsledků

Při porovnání deformací terénu jsme výpočtem dosáhli téměř shodné hodnoty svislého posunu. Většího rozdílu se dostalo u vodorovných posunů. Kladná („+“) hodnota vodorovné deformace zjištěná geotechnickým monitoringem směřuje proti svahu a tím se jeví jako málo pravděpodobná. Vzhledem k tomu, že vodorovné posuny v dalších 6 monitorovaných profilech ukazují ve stejném místě opačný směr deformace, nebude vodorovnému posunu v našem profilu přisuzován vyšší význam. Je možné, že se v daném místě jedná o chybu v měření nebo o nepředvídatelné chování způsobené nehomogenitou geologického prostředí.

Díky shodě svislých deformací jak na povrch, tak jejímu přiblížení v tunelu nebylo v tomto profilu provedeno odladění modelu.



8 Odladění modelu a parametrická studie

V této kapitole provedeme odladění modelu. Snahou je co nej přesněji vystihnout chování horninového masivu během ražby. V našem případě toho docílíme pomocí postupné úpravy jednotlivých geotechnických parametrů (pokračování v kap. 8.1).

V další části se pak budeme věnovat studii vlivu vstupních parametrů na výsledky výpočtu. Budeme sledovat např. vliv velikosti zatížení na nevystrojený výrub (*β -metoda*), vliv parametru tření mezi horninou a ostěním, nebo vliv deformačních a smykových parametrů morénové vrstvy.

8.1 Odladění modelu v řezu A

V tomto profilu bylo provedeno odladění modelu pomocí zvýšení geotechnických parametrů morénové vrstvy: soudržnosti c_{ef} , úhlu vnitřního tření φ_{ef} a deformačního modulu E_{def} . Cílem bylo dosažení shodného průběhu deformací na povrchu.

Zpočátku byla snaha přiblížit geologické poměry na základě mapované čelby, kde byla ve spodní části kaloty zjištěna únosnější jílovitá vrstva. Proto byly pro dosažení povrchových deformací postupně zvyšovány geotechnické parametry pouze této spodní vrstvy, dokud jsme modelem nedosáhli shodných povrchových deformací. Následně pak byly deformace v tunelu porovnány s monitoringem.

Ve druhém případě bylo původní rozhraní geologických vrstev zachováno a geotechnické parametry byly zvyšovány kompletně pro celou vrstvu morény. Opět do té chvíle, než jsme dosáhli deformačních hodnot monitorované na povrchu.

Ačkoliv byl numerický model ve druhém případě více obecný, podařilo se nám s ním lépe vystihnout průběh povrchových deformací. V obou případech se pak deformace ve výrubu téměř nelišily (max. rozdíl do 1 mm). Vzhledem k tomu, že původní jednodušší model vystihuje chování horninového prostředí velmi podobně a na povrchu dokonce lépe, bylo pro odladění použito počáteční rozhraní.

Postup při odladění původního modelu:

Nejprve byly zvyšovány smykové parametry c_{ef} a φ_{ef} postupně až do meze jejich max. hodnot. Protože ale byly deformace stále vysoké, došlo ke zvyšování modulu deformace. Je totiž pravděpodobné, že díky výskytu velkého množství balvanů v morénové vrstvě, bude hodnota parametru E_{def} vyšší než hodnota zjištěná z laboratorních zkoušek.



K průběhu monitorovaných deformací terénu jsme se nejvíce přiblížili při použití těchto hodnot:

$c_{ef} = 17 \text{ kPa}$, $\varphi_{ef} = 42^\circ$, $E_{def} = 52 \text{ MPa}$ (zvýšení modulu deformace o 4%).

V Tab. 17 můžeme vidět, že se nám díky odladění modelu podařilo dosáhnout velmi podobných až shodných hodnot povrchových deformací. Výrazněji se lišil pouze vodorovný posun v bodě č. 3.

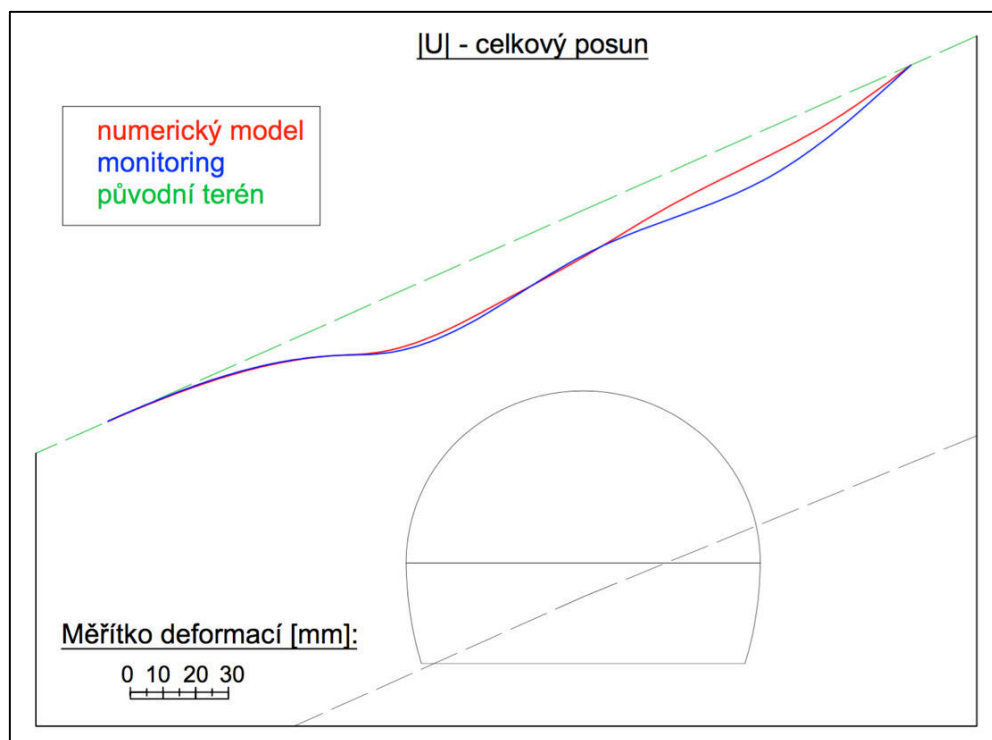
Maximální absolutní deformace zjištěné výpočtem:

- terén = 25,7 mm,
- ostění = 22,4 mm.

Tab. 17 Deformace povrchu po odladění modelu - řez A

body č.	Uy			Ux		
	měření	numerický model	rozdíl	měření	numerický model	rozdíl
	[mm]			[mm]		
1	-20	-20	0	-11	-11	0
2	-18	-17,5	0,5	-1	-2	1
3	-18	-14	4,0	-4	-14	10

Na následujícím obrázku jsou pro porovnání vykresleny (pomocí programu AutoCAD) celkové deformace odladěného modelu a hodnot z monitoringu.



Obr. 49 Průběh poklesové kotlinky z monitoringu a z odladěného modelu - řez A

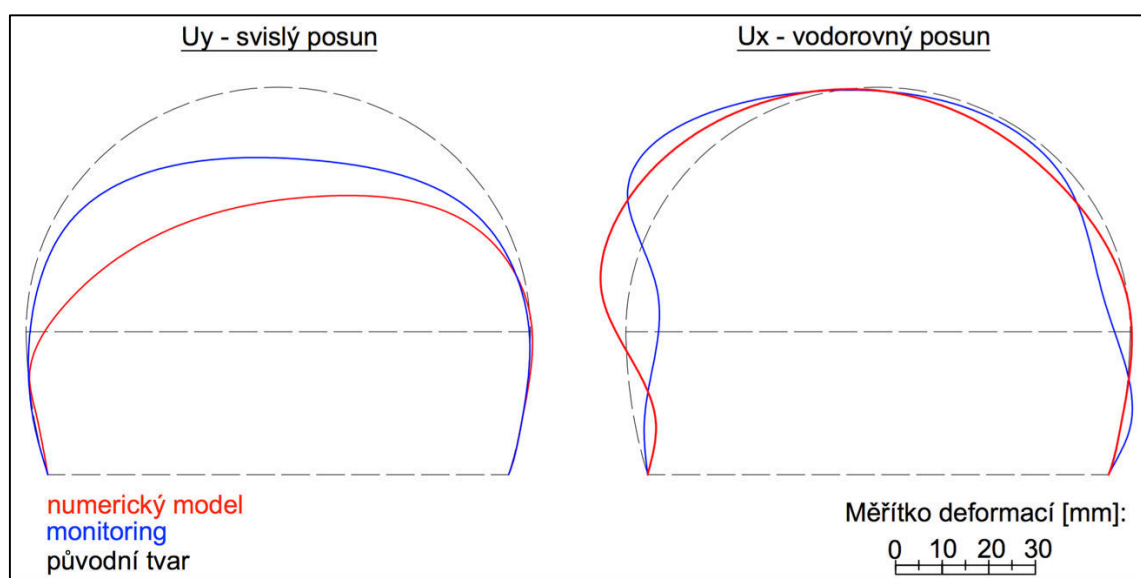


Po odladění modelu byly opět porovnány konvergence v tunelu. Rozdíly deformací tunelového ostění se po odladění modelu v jednotlivých bodech viditelně snížily. Výpočet vyšších deformací než naměřených je zpravidla správný a je způsoben nezachycením počátečních deformací kvůli prodlevě osazení monitorovacích bodů. Na mírně odlišný průběh deformací výrubu má největší vliv svislý posun v bodě č. 3 a vodorovný směr v bodě č. 2 (viz Obr. 50).

Tab. 18 Deformace ostění po odladění modelu - řez A

bod č.	U _y			U _x		
	měření	numerický model	rozdíl	měření	numerický model	rozdíl
	[mm]			[mm]		
1	-1	+3	4	+2	+4,5	2,5
2	-10	-19	9	+6	-6	12
3	-6	-22,5	16,5	-8	-8	0
4	-15	-23,5	8,5	-7	-8,5	1,5
5	-7	-10	3	-3	-4	1
6	-5	-1	4	-5	0	5
7	0	0	0	+2	0	2

Stejně jako u deformace terénu byly pro lepší představu vykresleny průběhy deformací ostění (Obr. 50). Na tomto znázornění je v některých bodech vidět odlišný tvar deformace, nicméně se dá říci, že celkově je tendence deformace spíše zachována.



Obr. 50 Porovnání deformací odladěného modelu s monitoringem - řez A



8.2 Parametrická studie v řezu A

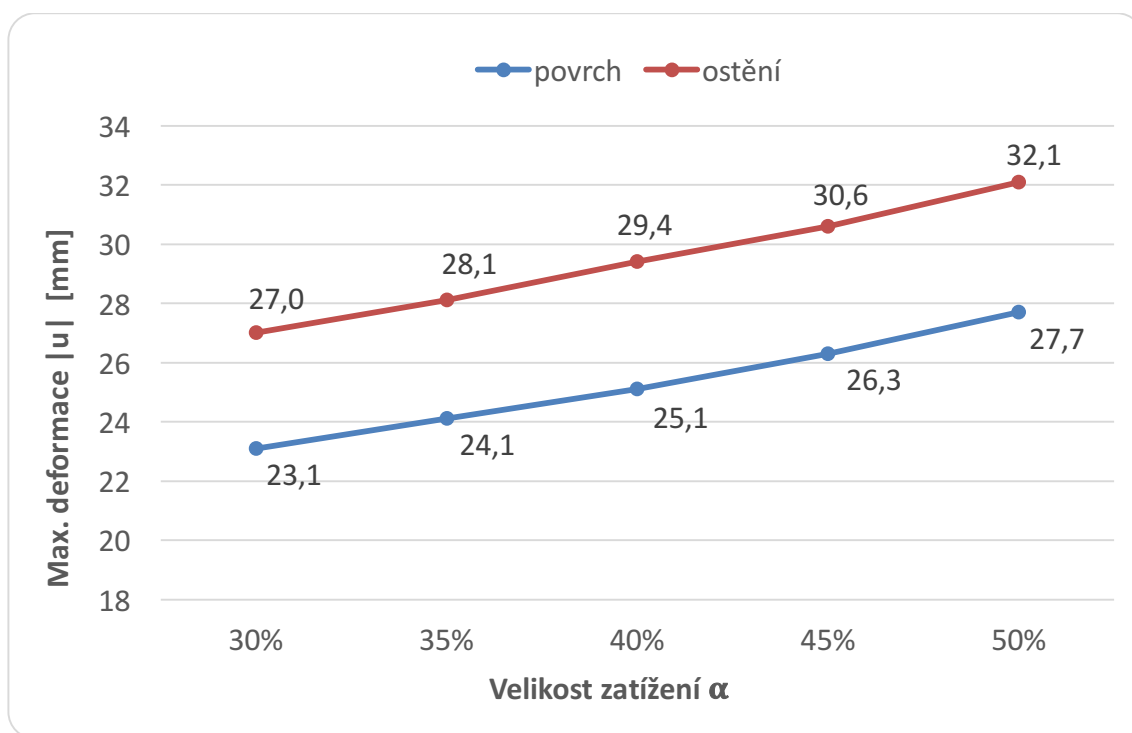
V této kapitole je provedena parametrická studie vlivu vstupních parametrů, které ovlivňují nebo mohou ovlivnit výsledky výpočtu. Vstupním modelem pro tuto studii je odladěný model řezu A, v němž bude posuzován vliv jednotlivých parametrů na celkové deformace terénu a ostění.

8.2.1 Vliv velikosti zatížení na nevystrojený výrub

Jak již bylo zmíněno v kap. 5.7.3, velikost navrhovaného zatížení na nevystrojený výrub se pohybuje v rozmezí 30 – 50 %. Vliv tohoto parametru na maximální celkové deformace terénu a ostění je znázorněn v Graf 3. Z grafu je při zvyšování zatížení nevystrojeného výrubu patrný lineární růst deformací.

Při uvažování velikosti relaxace 50 % se dostaví nárůst deformací až o 8 mm (tj. cca +25%).

Graf 3 Vliv velikosti zatížení α na celkové deformace - řez A



8.2.2 Vliv parametru redukce tření

Studie parametru redukce tření R_{inter} - viz kap. 5.7.4 (funkce *Interface*) nám ukázala, že na výsledky tento parametr nemá nijak zásadní vliv. Při jeho změnách v intervalu 0,7 – 1 se velikosti deformace lišily do 1 mm.

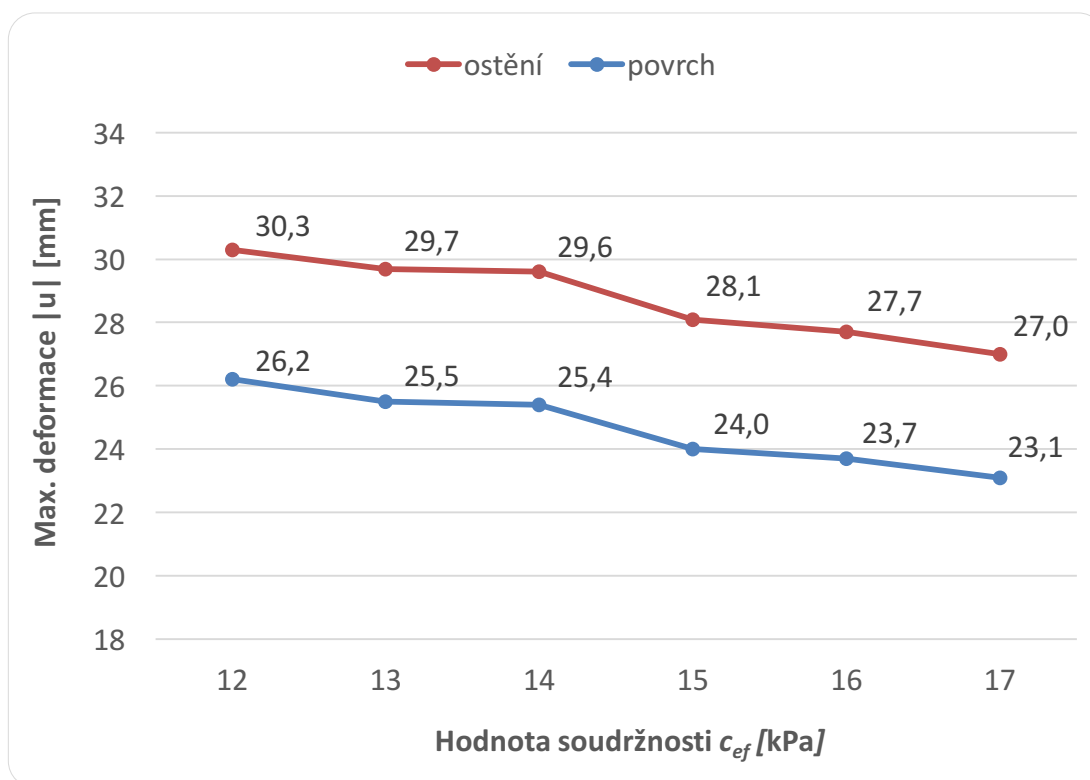


8.2.3 Vliv geotechnických parametrů morénové vrstvy

Z pohledu geologie má na velikost celkových deformací patrně největší vliv vrchní vrstva morény, proto nemůže být v této parametrické studii opomenuta. Parametrická studie byla provedena pro soudržnost c_{ef} , úhel vnitřního tření φ_{ef} a Youngovo modul deformace E_{def} . Vliv smykových parametrů c_{ef} a φ_{ef} byl sledován v rozmezí hodnot, které bylo stanoveno z laboratorních zkoušek. Pro získání povědomí o vlivu Youngova modulu deformace E_{def} byly jeho hodnoty u morénové vrstvy sníženy/zvýšeny v intervalu -15 až +15 %.

Do Graf 4 je vykreslen vliv soudržnosti na celkovou deformaci při zachování ostatních geotechnických parametrů odladěného modelu. Stejným způsobem byl do Graf 5 vykreslen vliv vnitřního tření a do Graf 6 vliv modulu deformace.

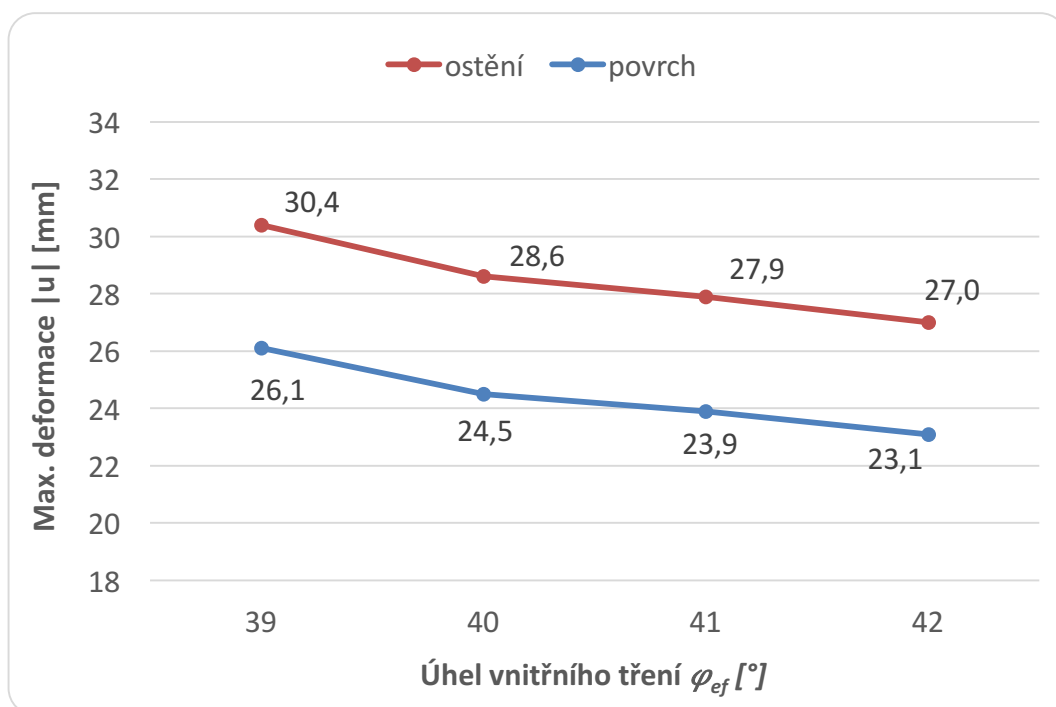
Graf 4 Vliv soudržnosti morénové vrstvy na celkové deformace



Rozdíly deformací při použití minimálních a maximálních hodnot parametru soudržnosti (Graf 4) a úhlu vnitřního tření (Graf 5) jsou zhruba 3 mm.

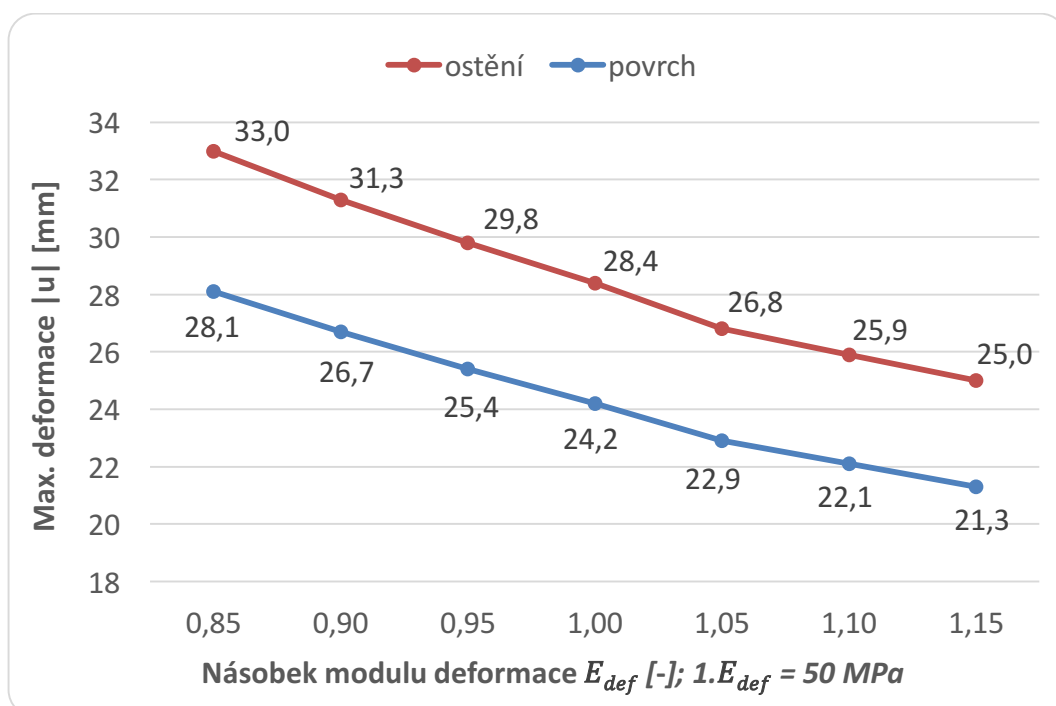


Graf 5 Vliv úhlu vnitřního tření morénové vrstvy na celkové deformace



V Graf 6 je vidět opět lineární závislost, tentokrát však modulu deformace E_{def} na celkové deformace. Při zvýšení parametru $E_{def} = +15\%$ bylo dosaženo nižších celkových deformací zhruba o 3 mm, naopak při snížení velikosti deformačního modulu hodnota deformace přímo úměrně stoupala.

Graf 6 Vliv Youngova modulu deformace morénové vrstvy





8.3 Zhodnocení výsledků

Úpravou geotechnických parametrů morénové vrstvy c_{ef} , φ_{ef} a E_{def} se nám podařilo lépe vystihnout deformační chování geologického prostředí v okolí výrubu a terénu nad tunelem. Vypočtené vodorovné posuny se sice v některých bodech lišily výrazněji, nicméně se dá říci, že celkový průběh deformací modelu má s monitoringem podobný charakter.

Parametrickou studií byl poté graficky znázorněn význam jednotlivých vstupních parametrů na celkové deformace modelu. Studií bylo potvrzeno, že nezanedbatelný vliv na deformace má jak navrhovaná velikost zatížení (rozdíl až 8 mm), tak geotechnické parametry morénové vrstvy. Naopak vliv parametru tření mezi zeminou a ostěním neměl na celkové deformace téměř žádný vliv.



9 Závěr

Cílem této práce bylo vytvoření numerických modelů, které by charakterizovaly deformační chování horninového masivu a primárního ostění při ražbě tunelu Joberg dle principů NRTM. Pro numerické modelování byl vybrán program Plaxis 2D, který pro výpočet používá metodu konečných prvků. Prostorové chování v oblasti čelby bylo do výpočtu 2D modelu zahrnuto pomocí tzv. β metody. Vypočtené svislé a vodorovné deformace terénu a tunelového výrubu byly porovnány s geotechnickým monitoringem a na jeho základě byl model také odladěn. Následně byla provedena parametrická studie vlivu vstupních parametrů na deformační chování modelu a také posouzení primárního ostění ze stříkaného betonu.

V prvním modelu - řez A byly vypočteny obecně vyšší deformace. Na povrchu byly rozdíly v řádech jednotek milimetrů, v tunelovém výrubu ale posuny dosahovaly zhruba 2x vyšších než naměřených hodnot. Odladění modelu (kap. 8) bylo provedeno na základě monitorovaných povrchových deformací prostřednictvím geotechnických parametrů. Zlepšením smykových parametrů soudržnosti c_{ef} a úhlu vnitřního tření φ_{ef} do jejich krajních hodnot a postupným zvyšováním deformačního modulu E_{def} (+4%) bylo dosaženo téměř shodného tvaru poklesové kotliny s monitoringem. Vypočtené velikosti deformací ostění sice zůstaly nadále vyšší, ale rozdíl se po odladění snížil a je vidět podobná tendence průběhu deformace výrubu.

Ve druhém modelu - řez B byla na povrchu vypočtena svislá deformace korespondující s geotechnickým monitoringem a také v tunelu byl rozdíl svislých deformací v řádech jednotek milimetrů. Ačkoliv se v některých monitorovacích bodech vodorovné deformace lišily výrazněji, celkový průběh deformace měl obdobný trend. Vzhledem k dosažení téměř shodných deformací nebylo u tohoto modelu provedeno jeho odladění.

Pomocí interakčního diagramu, pro jehož sestavení byl použit program Fin10 – Beton 2D ČSN, byla ověřena únosnost primárního ostění. Při posuzování bylo zjištěno, že v obou daných profilech by vyhovělo i subtilnější ostění (resp. v řezu A – tl. 250 mm, v řezu B – tl. 200 mm).

Řešením geotechnických úloh pomocí výpočetního programu můžeme dosáhnout velmi přesných výsledků, jejich správnost ale záleží na podrobnosti a kvalitě poskytnutých vstupních parametrů. Proto je vhodné posouzení jejich vlivu na výpočet ověřit parametrickou studií, což bylo v práci provedeno.



Zdroje

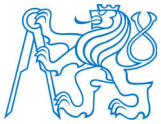
- [1] LANGÅKER, M. Ø. *Jobberget tunnelen: Analysis of stability and support design for tunneling in soil.* (Master's thesis) Trondheim: NTNU, 125 s. 2014.
- [2] GOTHARD, A., BÜRCEL P. a PIRŠČ I. Aktuální projekty Metrostavu a.s. v severských zemích - Tunel Joberg. *Časopis České tunelářské asociace a Slovenskej tunelárskej asociácie ITA-AITES*, 25 (2), s. 9-11. 2016.
- [3] *Mapy.cz* [online]. [cit. 2. 10. 2016], *Mapy.cz*. Dostupné z: <<http://www.mapy.cz/>>
- [4] Metrostav a. s. *Technologický postup: Pro výstavbu silničního tunelu Joberg, ražba metodou NRTM – portál Holven (východní portál)*. Číslo TP: II, 2016.
- [5] Statens vegvesen. Rv. 13 Jobbergettunnelen 36040-470 Geoteknisk rapport for byggeplan. 6. 12. 2013.
- [6] ARSHAD, R. A. a A. ABDULLAH. Review on Selection of Tunnelling Method and Parameters Effecting Ground Settlements [online]. 01/2016 [cit. 15. 11. 2016], Researchgate. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/publication/306159740_A_review_on_selection_of_tunneling_method_and_parameters_effecting_ground_settlements>
- [7] KICKI, J., SOBZYK E. J. a KAMIŃSKI P. *Vertical and Decline Shaft Sinking: Good Practices in Technique and Technology*, International Mining Forum, ISBN: 978-1-315-68383-6 (eBook PDF), 208 s., 2015.
- [8] BARTÁK, J., *Podzemní stavby. Přednášky* [online]. 05/2009, 25 s. [cit. 8. 12. 2016]. Fakulta stavební, ČVUT Praha. Dostupné z: <http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2009/05/provadeni-pz_celek_1_25.pdf>
- [9] *Drilling and blasting* [online], poslední aktualizace 14. 10. 2016 [cit. 18. 11. 2016], Wikipedie. Dostupné z: <https://en.wikipedia.org/wiki/Drilling_and_blasting>
- [10] *Drill-and-blast Method* [online], poslední aktualizace 28. 9. 2009 [cit. 18. 11. 2016], Ritchiewiki. Dostupné z: <http://www.ritchiewiki.com/wiki/index.php/Drill-and-blast_Method>



-
- [11] GAJDOŠ, P., ŠŤOVÍČEK J. Geologické sledování výstavby dvou tunelů na severu Islandu. *Časopis České tunelářské asociace a Slovenskej tunelárskej asociácie ITA-AITES*, 17 (2), s. 45-46. 2008.
- [12] BARTÁK, J., *Přehled klasických metod výstavby tunelů*. Tunelářské odpovědi [online]. 02/2016, 58 s. [cit. 8. 12. 2016]. ITA-AITES. Dostupné z: http://www.ita-aites.cz/files/Seminare/2016/02_bartak_prehled-klasickych-metod-vystavby-tunelu.pdf
- [13] *Environmental product declaration: ISO 14025 ISO 21930 EN 15804* [online]. 8. 6. 2016 [cit. 15. 11. 2016], The Norwegian EPD Foundation. Dostupné z: <<http://epd-norge.no/>>
- [14] *Pre-documentation of energy absorption in fibre reinforced sprayed concrete according to Norwegian Concrete Association's Publication no. 7 (Aug 2011)* [online]. 19. 11. 2014, rev. 4. [cit. 25. 11. 2016]. MAPEI AS. Dostupné z: <<http://www.mapei.com/public/NO/products/pre-documentation-steelfibre-de35-055n-gb-2014-11-19.pdf>>
- [15] SATICI, Ö. *Drilling & blasting as a tunnel excavation method* [online], 01/2000, s. 13 [cit. 19. 11. 2016], Researchgate. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/publication/285057428_Blasting_Design_for_Tunnels>
- [16] Kol. autorů. Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR. *Český tunelářský komitét ITA/AITES* [online]. 2006, 45 s. [cit. 1. 12. 2016]. Dostupné z: <http://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/ctuk_02.pdf>
- [17] *Nová rakouská tunelovací metoda* [online], poslední aktualizace 3. 10. 2013. [cit. 18. 11. 2016], Wikipedie. Dostupné z: <https://cs.wikipedia.org/wiki/Nová_rakouská_tunelovací_metoda>
- [18] BARTÁK, J. Vývoj podzemního stavitelství v České republice [online]. 4. 7. 2010. [cit. 8. 12. 2016]. *Silnice a železnice*. ISSN 1803-8441. Dostupné z: <<http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/vyvoj-podzemniho-stavitelstvi-v-ceske-republice/>>



-
- [19] *IBO – Self-drilling Anchor* [online], s. 5 [cit. 16. 11. 2016], Dywidag Systems International. Dostupné z:
<http://www.dywidag-systems.com/uploads/media/DSI_ALWAG-Systems_IBO-Self-Drilling-Anchor_e.pdf>
- [20] *NC-Bolt M20 Combination Bolt/Rock support* [online], 16. 10. 2015 [cit. 16. 11. 2016], Pretec AS. Dostupné z:
<<http://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/NC-Bolt-M20-HRB500E-Engelsk-16.10.2015-2.pdf>>
- [21] *Metoda konečných prvků* [online], poslední aktualizace 6. 12. 2016 [cit. 15. 12. 2016], Wikipedie. Dostupné z:
<https://cs.wikipedia.org/wiki/Metoda_kone%C4%8Dn%C3%BDch_prvk%C5%AF>
- [22] VRBKA, M. a Vaverka M. *Metoda konečných prvků: 1. přednáška – Úvod* [online]. 08/2016, 24 s. [cit. 5. 12. 2016]. Dostupné z:
<<http://docplayer.cz/20837470-Metoda-konecnych-prvku-1-prednaska-uvod-martin-vrbka-michal-vaverka.html>>
- [23] PRUŠKA, J. *Principy a možnosti matematického modelování. Seminář* [online]. 01/2014 [cit. 19. 11. 2016]. Dostupné z:
<http://www.ita-aites.cz/files/Seminare/2014_01_to/pruska-princip-matematickeho-modelovani.pdf>
- [24] SALAJKA, V. *Pružnost a plasticita: přednášky. Skripta* [online]. 2015, 144. s. [cit. 5. 12. 2016]. Dostupné z:
<<http://www.zbynekvlk.cz/cepri/CD03/CD03.pdf>>
- [25] *Plaxis 2D* [online]. 2016 [cit. 11. 12. 2016]. Plaxis AS. Dostupné z:
<<http://plaxis.nl>>
- [26] HRUBEŠOVÁ, E. *Modelování v geotechnice – Konstitutivní modelování. Přednáška* [online]. 3. 8. 2012 [cit. 12. 12. 2016]. Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava. Dostupné z:
<<http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/03-konstitutivni-modelovani.pdf>>



-
- [27] *V84-4 Material Models Manual* [online]. 162 s. [cit. 12. 12. 2016]. Plaxis AS. Dostupné z:
<https://www.civil.iitb.ac.in/~ajuneja/Plaxis%20program/Version%208%20Introductory/Manuals/English/V84-4_MaterialModels.pdf>
- [28] NOSEK, J. *Tunel Lochkov: Zpětná analýza ražby průzkumné štoly a tunelu provedená pomocí MKP*. (Diplomová práce) Praha: ČVUT, Fakulta stavební, 132 s., 2007.
- [29] MAŠÍN, D., Herle I. *Vliv konstitučního modelu na predikce deformací okolo tunelu v jemnozrných zeminách* [online]. 2005, 6 s. [cit. 13. 12. 2016]. Dostupné z:
<https://web.natur.cuni.cz/uhigug/masin/download/Masin_Herle_ZS05.pdf>
- [30] iC Consulenter. *Technical Report – Soil tunneling section*, 18. 10. 2013.
- [31] GOUW, T. L. *Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems* [online]. 2014, 21 s. [cit. 7. 12. 2016]. Dostupné z:
<http://www.academia.edu/11792107/Common_Mistakes_on_the_Application_of_Plaxis_2D_in_Analyzing_Excavation_Problems>
- [32] Sweco & iC Consulenter, *584472 Tunneling in soil, rv. 13 Granvin – Conceptual design*, rev. 1, 10. 1. 2014.
- [33] LAMBOJ, L. a ŠTĚPÁNEK Z. *Mechanika zemin a zakládání staveb*. 1. vyd. Praha: nakladatelství ČVUT, 2008. 218 s. ISBN 978-80-01-03094-3.
- [34] *Pažení: Kotvení a rozeprění* [online]. [cit. 15. 10. 2016], Katedra technologie staveb, Fakulta stavební, ČVUT Praha. Dostupné z:
<<http://technologie.fsv.cvut.cz/aitom/podklady/online-zakladani/textjama34.html>>
- [35] *Optical 3D displacement monitoring* [online]. 2015, 2 s. [cit. 8. 12. 2016]. Dibit Messtechnik GmbH. Dostupné z:
http://www.dibit.at/fileadmin/user_upload/Dibit_Dateien_2015/07_Downloads/001_2012_Produnktblaetter_eng/GTM_engl_V04.pdf
- [36] Dibit Messtechnik GmbH. *Jobberget-Geomonitring*, 3. 6. 2016.



Seznam obrázků

Obr. 1 Poloha tunelu Joberg na území Norska [3].....	10
Obr. 2 Směrové vedení tunelu [5].....	11
Obr. 3 Schématické zobrazení předpokládané geologie v podélném profilu [1]	12
Obr. 4 Druhy vrtů a pohyb rozpojené horniny při odstřelu [8].....	14
Obr. 5 Schéma dvou způsobů časování odpalu [8].....	15
Obr. 6 Vyztužovací kategorie při NTM - diagram Grimstad-Barton [12]	17
Obr. 7 Postup činností při ražbě metodou Drill&Blast [15].....	18
Obr. 8 - Lafety vrtacích souprav Sandvik DT1130 SC.....	19
Obr. 9 Svazování bleskovice a příprava na odpal	20
Obr. 10 Odpalový list na tunelu Joberg	21
Obr. 11 Popis tunelového ostění při ražbách dle principů NRTM [16].....	24
Obr. 12 Rozšířená Fenner-Pacherova křivka znázorňující optimální dobu pro aplikaci stříkaného betonu [12].....	26
Obr. 13 Schéma výrubu pro vystrojovací třídu T1/B1 [4].....	28
Obr. 14 Výpažnice mikropilotového deštníku.....	30
Obr. 15 Schéma samozávrtného svorníku typu IBO [8]	31
Obr. 16 Příhradový rám Bretex [4] [8].....	32
Obr. 17 Lineární a nelineární pružné chování - závislost napětí a přetvoření [26] ..	37
Obr. 18 Mohr-Coulombova podmínka porušení pomocí Mohrových kružnic [25]...	38
Obr. 19 Podélný řez terénem s vyznačením příčných řezů pro numerické modelování [5]	40
Obr. 20 Geometrie modelu řezu A ve staničení 2435 m	45
Obr. 21 - Geometrie modelu řezu B ve staničení 2395 m	45
Obr. 22 - Zahuštěná síť konečných prvků - řez A	48
Obr. 23 Situace, kdy výpočet pomocí funkce K0 procedure je nesprávný [31]	49
Obr. 24 Jednotlivé fáze výstavby (řez A).....	51
Obr. 25 Průběh vodorovných deformací (4. fáze) - řez A.....	53
Obr. 26 Průběh svislých deformací (4. fáze) - řez A.....	53
Obr. 27 Tvar a velikost vodorovných deformací ostění (4. fáze) - řez A.....	54
Obr. 28 Tvar a velikost svislých deformace ostění - 4. fáze (řez A).....	54
Obr. 29 Oblasti vyčerpané smykové pevnosti - 4. fáze (řez A).....	55
Obr. 30 Směr a velikost hlavních napětí - 4. fáze (řez A).....	55
Obr. 31 Průběh ohybové momentu působící na ostění (řez A).....	56



Obr. 32 Průběh normálových sil působících na ostění (řez A)	56
Obr. 33 Průběh vodorovných deformací - 4. fáze (řez B).....	57
Obr. 34 Průběh svislých deformací - 4. fáze (řez B)	57
Obr. 35 Tvar a velikost vodorovných deformací ostění - 4. fáze (řez B).....	58
Obr. 36 Tvar a velikost svislých deformací ostění - 4. fáze (řez B)	58
Obr. 37 - Oblasti vyčerpané smykové pevnosti - 4. fáze (řez B).....	59
Obr. 38 - Směr a velikost hlavních napětí - 4. fáze (řez B).....	59
Obr. 39 - Průběh ohybového momentu působící na ostění (řez B)	60
Obr. 40 - Průběh normálových sil působících na ostění (řez B).....	60
Obr. 41 Pozice bodů konvergenčního měření (vlevo) [36] a měřící bod (vpravo) [35].....	63
Obr. 42 Geodetické body měřící deformace terénu nad tunelem	64
Obr. 43 Průběh naměřených svislých deformací terénu - řez A [36]	65
Obr. 44 - Průběh naměřených svislých deformací - řez A [36].....	66
Obr. 45 Průběh naměřených vodorovných deformací - řez A [36].....	67
Obr. 46 Průběh naměřených svislých deformací v tunelu - řez B [36].....	69
Obr. 47 Průběh naměřených vodorovných deformací v tunelu - řez B [36].....	70
Obr. 48 Porovnání vypočtených a naměřených deformací (U_x , U_y) - řez B.....	71
Obr. 49 Průběh poklesové kotliny z monitoringu a z odladěného modelu - řez A...	73
Obr. 50 Porovnání deformací odladěného modelu s monitoringem - řez A	74



Seznam tabulek

Tab. 1 Způsob vystrojení jednotlivých tříd - NRTM.....	28
Tab. 2 Modelované řezy.....	40
Tab. 3 Parametry výrubu a způsob zajištění řezu A na 1 bm.....	41
Tab. 4 Parametry výrubu a způsob zajištění řezu B na 1 bm.....	42
Tab. 5 Vstupní geotechnické parametry pro výpočet - řez A	43
Tab. 6 Vstupní geotechnické parametry pro výpočet - řez B	44
Tab. 7 Geometrické parametry ostění	44
Tab. 8: Parametry ostění ze stříkaného betonu.....	47
Tab. 9 Fáze výstavby řezu A - st. 2435 m.....	50
Tab. 10 Úroveň rizik na základě změřených konvergencí [32].....	62
Tab. 11 Popis jednotlivých úrovní rizik a případný postup.....	62
Tab. 12 Porovnání svislých a vodorovných deformací terénu - řez A.....	65
Tab. 13 Porovnání svislých deformací ostění - řez A	66
Tab. 14 Porovnání vodorovných deformací ostění - řez A	67
Tab. 15 Porovnání svislých a vodorovných deformací terénu - řez B.....	69
Tab. 16 Porovnání svislých a vodorovných deformací v tunelu - řez B	70
Tab. 17 Deformace povrchu po odladění modelu - řez A.....	73
Tab. 18 Deformace ostění po odladění modelu - řez A.....	74



Seznam grafů

Graf 1 Rychlost postupu ražby kaloty (TM/den).....	33
Graf 2 Postup ražby kaloty a jádra (staničení/datum).....	33
Graf 3 Vliv velikosti zatížení α na celkové deformace - řez A	75
Graf 4 Vliv soudržnosti morénové vrstvy na celkové deformace	76
Graf 5 Vliv úhlu vnitřního tření morénové vrstvy na celkové deformace	77
Graf 6 Vliv Youngova modulu deformace morénové vrstvy	77



Seznam příloh

Příloha č. 1 Posouzení primárního ostění (Fin10 – Beton 2D ČSN)

Příloha č. 2 - Výsledky měření v řešených profilech

Příloha č. 3 - Záběrové listy v řešených profilech

Příloha č. 4 - Dokumentace čeleb v řešených profilech

Příloha č. 5 - Výkresy řezů a způsobu ražby tunelu v zemině

Příloha č. 1

Posouzení primárního ostění

(Fin10 – Beton 2D ČSN)

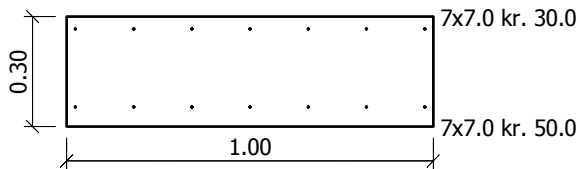
ŘEZ A (st. 2435,0 m)

- tl. ostění 300 mm
- tl. ostění 250 mm

ŘEZ B (st. 2395,0 m)

- tl. ostění 300 mm
- tl. ostění 200 mm

Ocel Sít' S, B 35



Stupně vyztužení:

Horní vyztužení $m_i, s_2 = 0.090 \%$
 Dolní vyztužení $m_i, s_2 = 0.090 \%$
 Min. tah. výzt. $m_i, s_{tmin} = 0.144 \%$
 Min. tlak. výzt. $m_i, s_{cmin} = 0.050 \%$

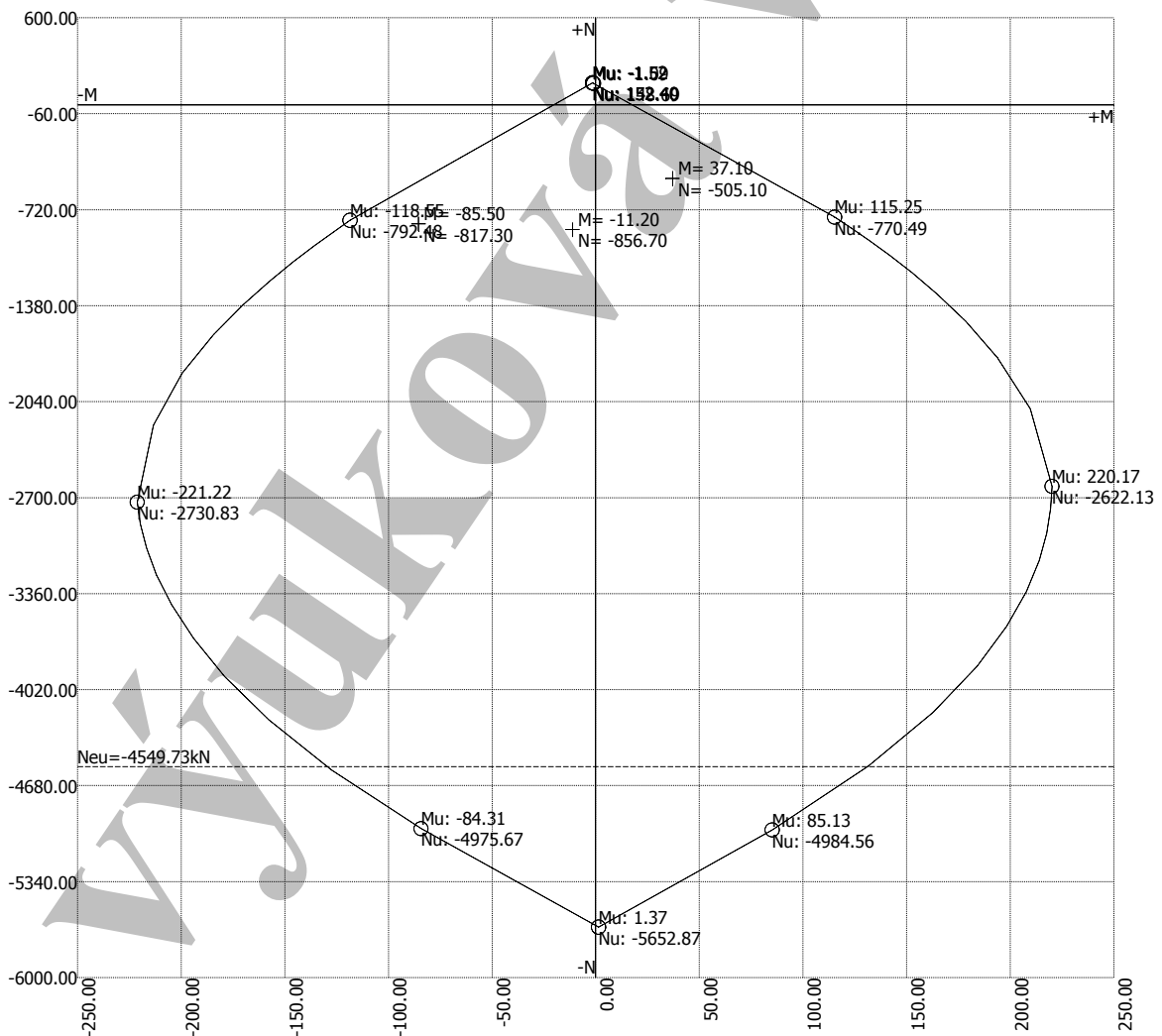
S tlačnou výztuží je uvažováno.

Informace o inter. diagramu:

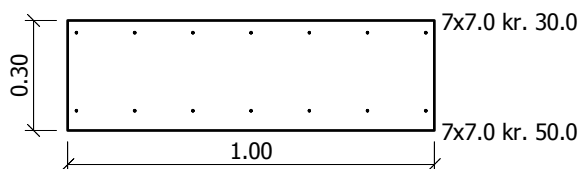
$N_{cmin} = -5652.87 \text{ kN}$
 $N_{cmax} = 152.40 \text{ kN}$
 $M_{cmin} = -221.22 \text{ kNm}$
 $M_{cmax} = 220.17 \text{ kNm}$

Únosnosti na osách:

$N_{eu} = -4549.73 \text{ kN}$
 $+M(N=0) = 17.73 \text{ kNm}$
 $-M(N=0) = -20.40 \text{ kNm}$



Ocel Sít' S, B 35



Vzpěr prvku není uvažován.

S tlačnou výztuží je počítáno.

Stupně vyztužení:

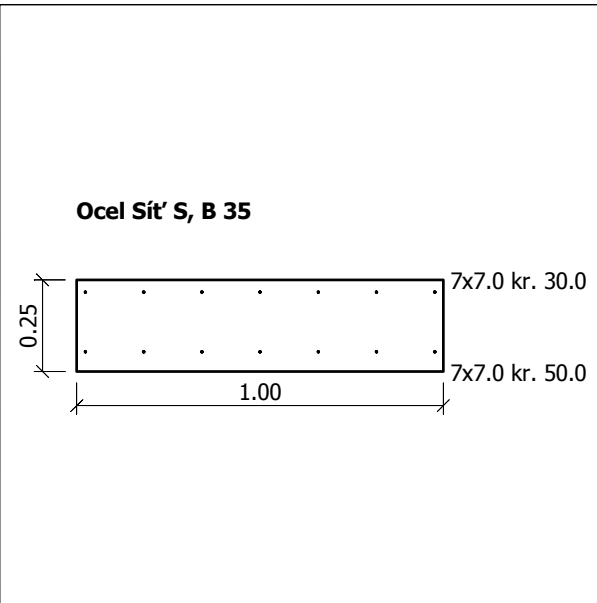
Horní výztuží	mi,s2	=	0.090 %
Dolní výztuží	mi,s2	=	0.090 %
Min. tah. výzt.	mi,stmin	=	0.144 %
Min. tlak. výzt.	mi,scmin	=	0.050 %

Posouzení:

(N < 0 => tlak ; My > 0 => spodní vlákna tažená)

Číslo	N [kN]	My [kNm]	Nu [kN]	Mu [kNm]	Výsledek
1	-505.10	37.10	-2958.90	217.33	Vyhovuje
2	-817.30	-85.50	-1944.47	-203.42	Vyhovuje
3	-856.70	-11.20	-5113.67	-66.85	Vyhovuje

Průřez namáhaný M+N: **VYHOVUJE**



Stupně vyztužení:

Horní výztuží $m_i, s_2 = 0.108 \%$
 Dolní výztuží $m_i, s_2 = 0.108 \%$
 Min. tah. výzt. $m_i, s_{tmin} = 0.144 \%$
 Min. tlak. výzt. $m_i, s_{cmin} = 0.050 \%$

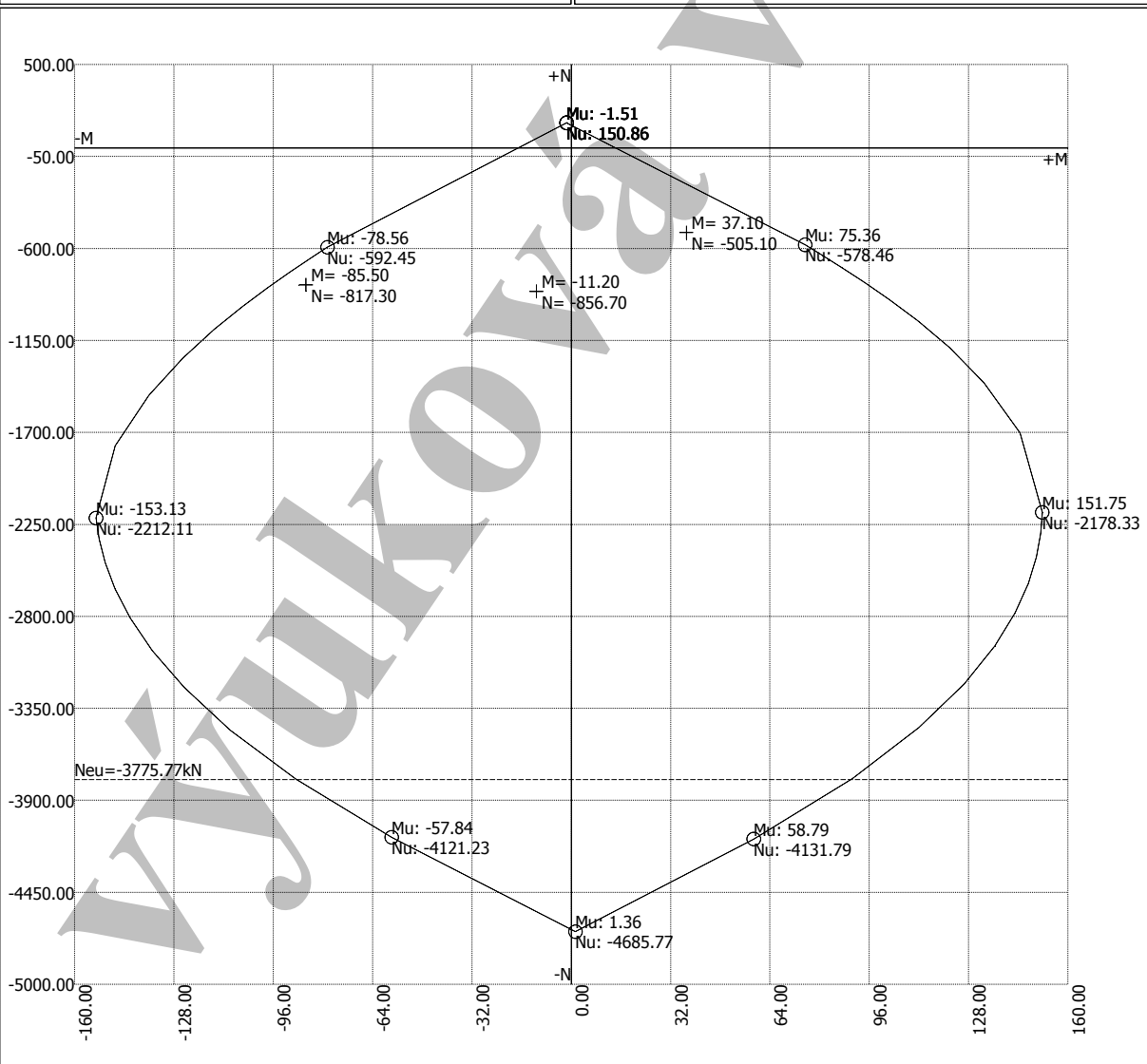
S tlačnou výztuží je uvažováno.

Informace o inter. diagramu:

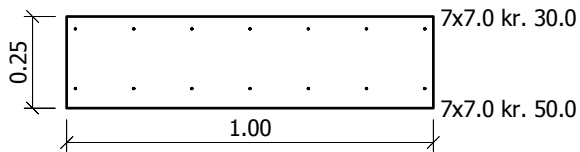
$N_{cmin} = -4685.77 \text{ kN}$
 $N_{cmax} = 150.86 \text{ kN}$
 $M_{cmin} = -153.13 \text{ kNm}$
 $M_{cmax} = 151.75 \text{ kNm}$

Únosnosti na osách:

$N_{eu} = -3775.77 \text{ kN}$
 $+M(N=0) = 14.39 \text{ kNm}$
 $-M(N=0) = -17.15 \text{ kNm}$



Ocel Sít' S, B 35



Vzpěr prvku není uvažován.

S tlačenu výztuží je počítáno.

Stupně vyztužení:

Horní výztuží	mi,s2	=	0.108 %
Dolní výztuží	mi,s2	=	0.108 %
Min. tah. výzt.	mi,stmin	=	0.144 %
Min. tlak. výzt.	mi,scmin	=	0.050 %

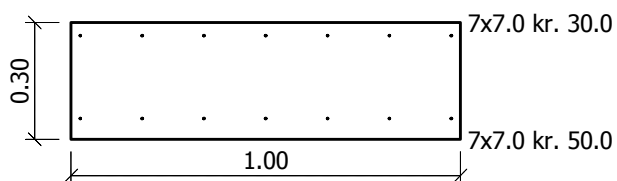
Posouzení :

(N < 0 => tlak ; My > 0 => spodní vlákna tažená)

Číslo	N [kN]	My [kNm]	Nu [kN]	Mu [kNm]	Výsledek
1	-505.10	37.10	-2037.15	149.63	Vyhovuje
2	-817.30	-85.50	-1119.28	-117.09	Vyhovuje
3	-856.70	-11.20	-4154.80	-54.32	Vyhovuje

Průřez namáhaný M+N: **VYHOVUJE**

Ocel Sít' S, B 35



Stupně vyztužení:

Horní vyztužení	mi,s2	=	0.090	%
Dolní vyztužení	mi,s2	=	0.090	%
Min. tah. vyzt.	mi,stmin	=	0.144	%
Min. tlak. vyzt.	mi,scmin	=	0.050	%

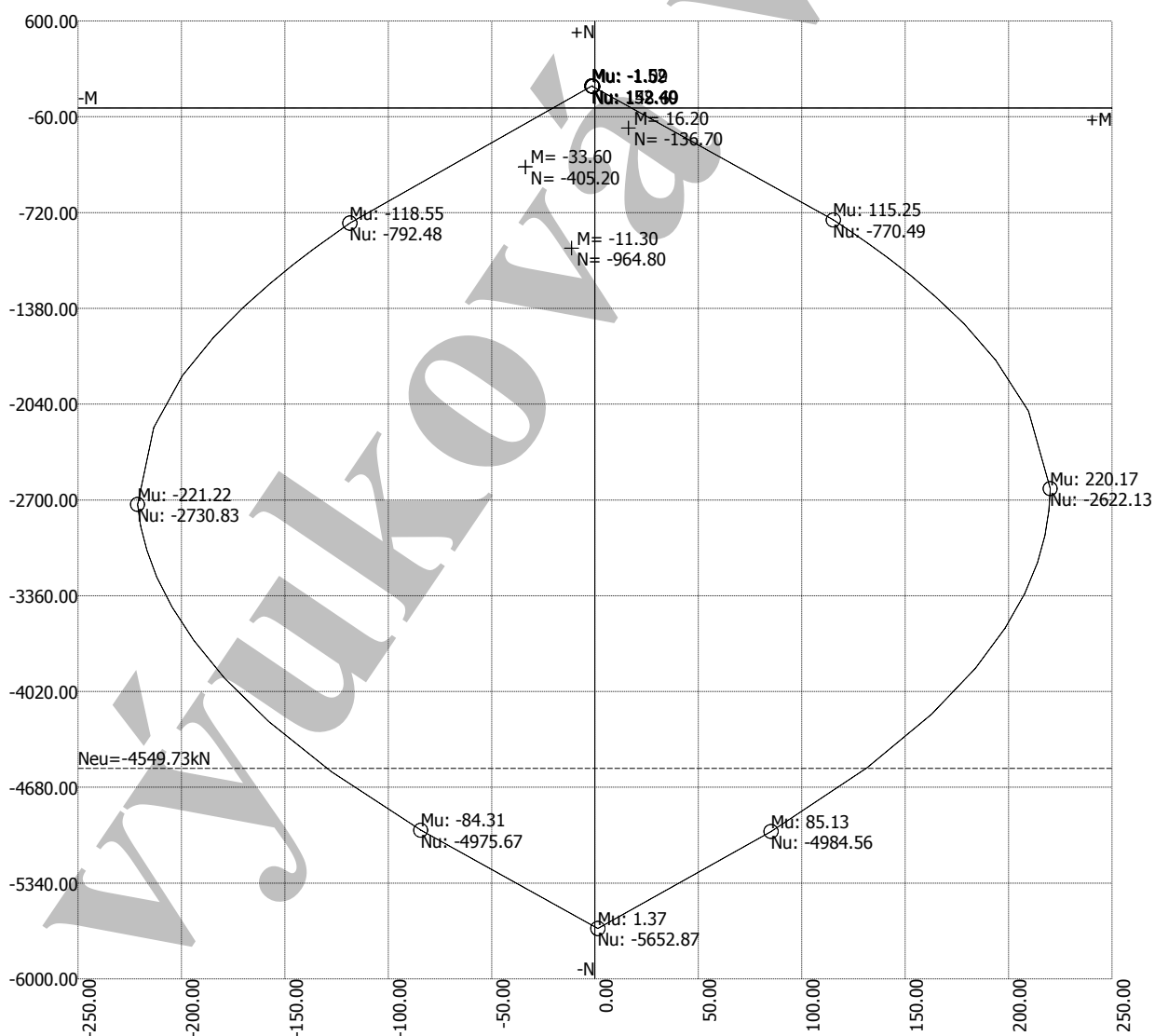
S tlačnou vyztuží je uvažováno.

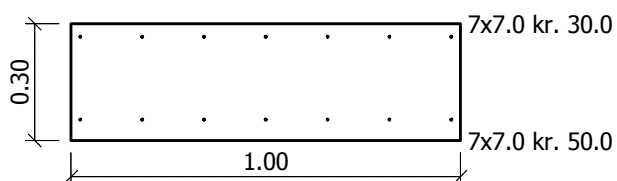
Informace o inter. diagramu:

Ncmin	=	-5652.87	kN
Ncmax	=	152.40	kN
Mcmin	=	-221.22	kNm
Mcmax	=	220.17	kNm

Únosnosti na osách:

Neu	=	-4549.73	kN
+M (N=0)	=	17.73	kNm
-M (N=0)	=	-20.40	kNm



Ocel Sít' S, B 35

Vzpěr prvku není uvažován.

S tlačenou výztuží je počítáno.

Stupně výztužení:

Horní výztuží	mi,s2	=	0.090	%
Dolní výztuží	mi,s2	=	0.090	%
Min. tah. výzt.	mi,stmin	=	0.144	%
Min. tlak. výzt.	mi,scmin	=	0.050	%

Posouzení:

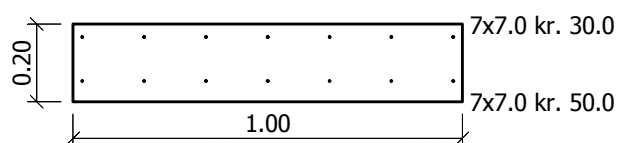
($N < 0 \Rightarrow$ tlak ; $My > 0 \Rightarrow$ spodní vlákna tažená)

Číslo	N [kN]	My [kNm]	Nu [kN]	Mu [kNm]	Výsledek
1	-405.20	-33.60	-2654.24	-220.09	Vyhovuje
2	-964.80	-11.30	-5164.02	-60.48	Vyhovuje
3	-136.70	16.20	-1526.23	180.87	Vyhovuje

Průřez namáhaný M+N:

VYHOVUJE

Ocel Sít' S, B 35



Stupně vyztužení:

Horní vyztužení	mi,s2	=	0.135	%
Dolní vyztužení	mi,s2	=	0.135	%
Min. tah. vyzt.	mi,stmin	=	0.144	%
Min. tlak. vyzt.	mi,smin	=	0.050	%

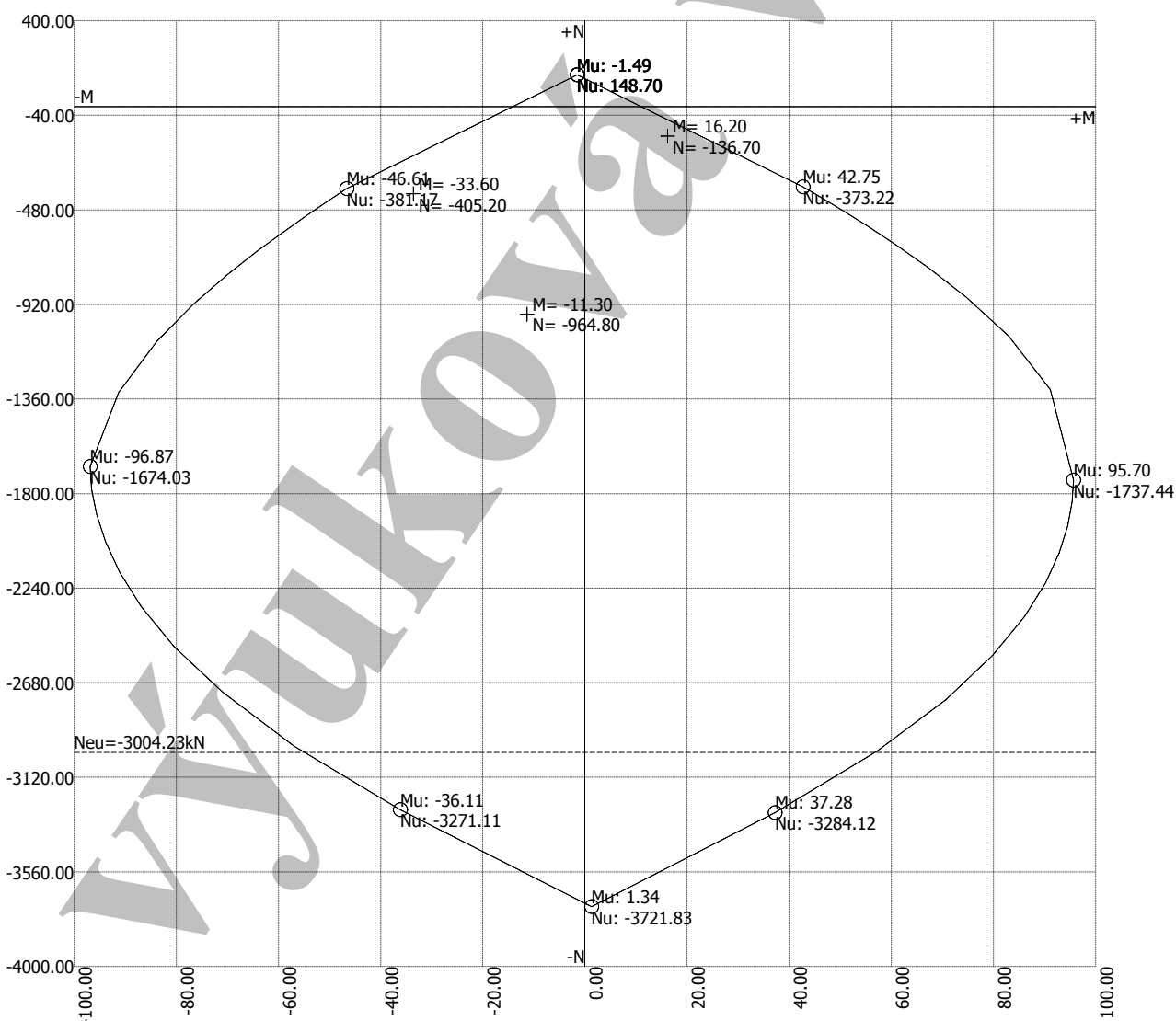
S tlačnou vyztuží je uvažováno.

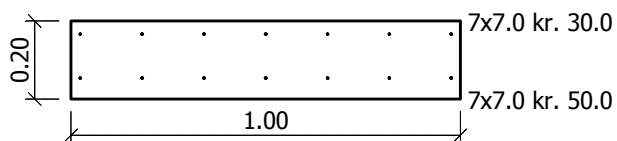
Informace o inter. diagramu:

Ncmin	=	-3721.83	kN
Ncmax	=	148.70	kN
Mcmin	=	-96.87	kNm
Mcmax	=	95.70	kNm

Únosnosti na osách:

Neu	=	-3004.23	kN
+M (N=0)	=	11.12	kNm
-M (N=0)	=	-14.15	kNm



Ocel Sít' S, B 35

Vzpěr prvku není uvažován.

S tlačenou výztuží je počítáno.

Stupně výztužení:

Horní výztuží	mi,s2	=	0.135	%
Dolní výztuží	mi,s2	=	0.135	%
Min. tah. výzt.	mi,stmin	=	0.144	%
Min. tlak. výzt.	mi,scmin	=	0.050	%

Posouzení:

($N < 0 \Rightarrow$ tlak ; $My > 0 \Rightarrow$ spodní vlákna tažená)

Číslo	N [kN]	My [kNm]	Nu [kN]	Mu [kNm]	Výsledek
1	-405.20	-33.60	-929.78	-77.10	Vyhovuje
2	-964.80	-11.30	-3244.21	-38.00	Vyhovuje
3	-136.70	16.20	-329.34	39.03	Vyhovuje

Průřez namáhaný M+N:

VYHOVUJE

Příloha č. 2

Výsledky měření v řešených profilech

(získáno z [36])

ŘEZ A (st. 2435,0 m)

- Konvergenční měření
- Měření terénu nad tunelem

ŘEZ B (st. 2395,0 m)

- Konvergenční měření
- Měření terénu nad tunelem



PROJECT: **Joberget**
 LOT:
 SITE: **Joberget**

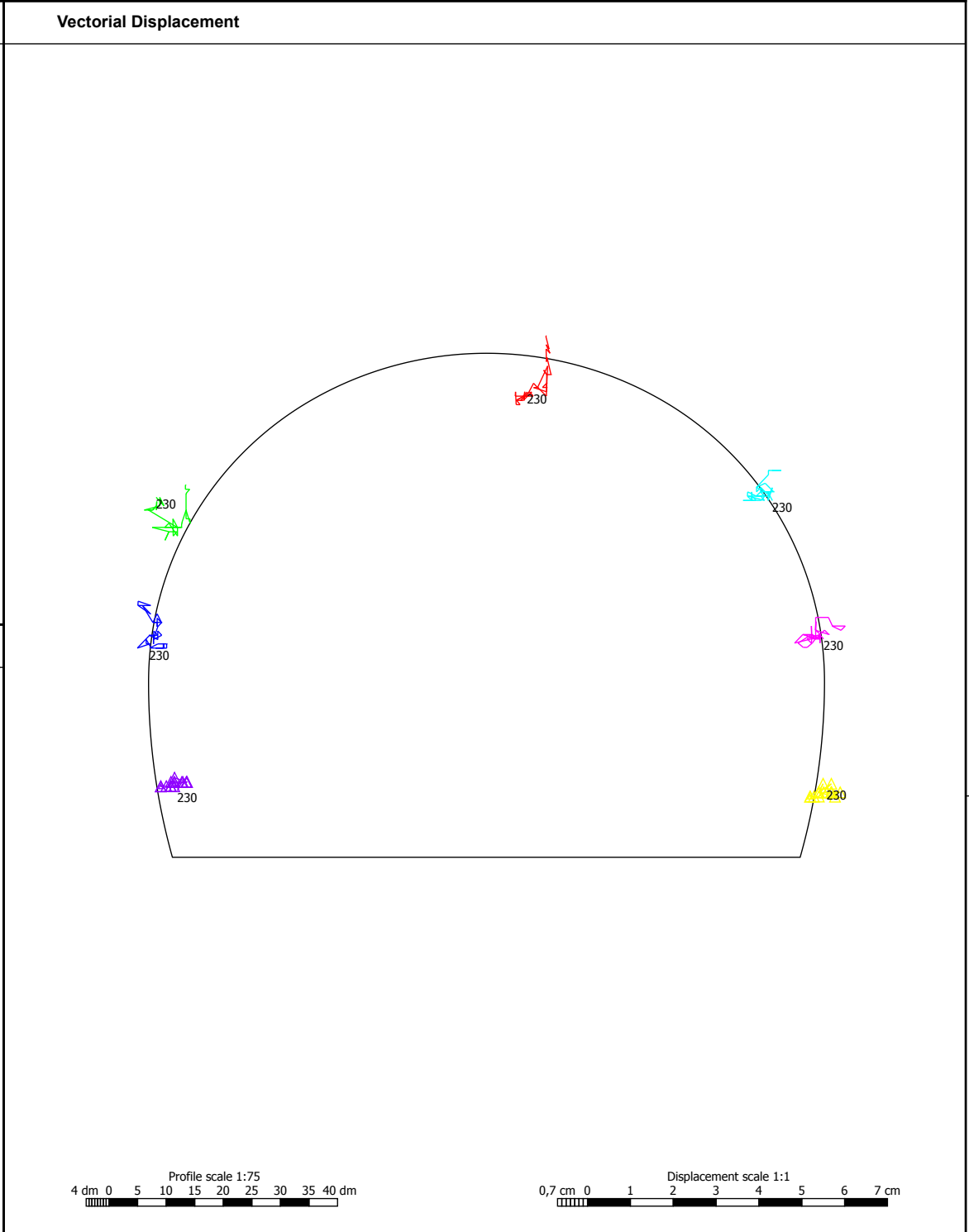
Profil - Vector graph

SEC: **-2435** Tunnelmetre: **-2435,26 m**
 Created: **3.6.2016 22:23:33** User:



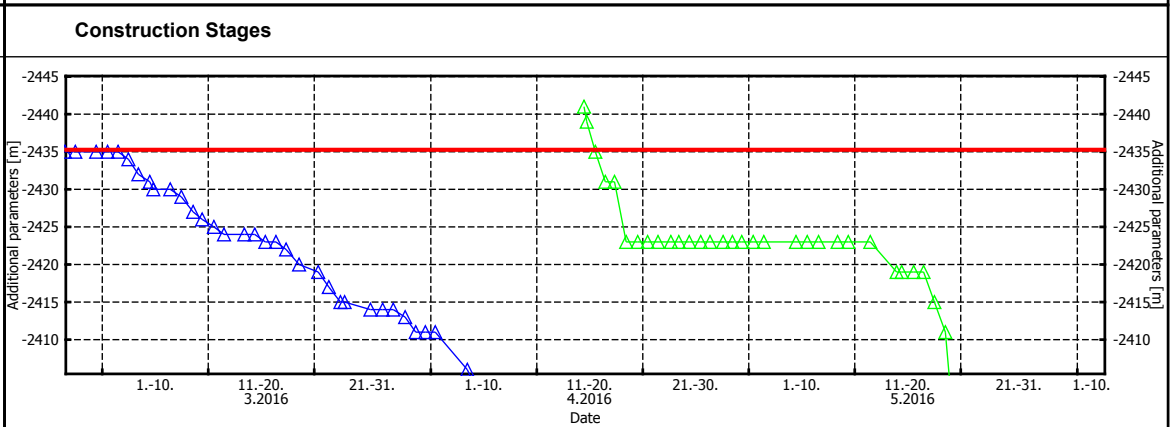
Statens vegvesen

Legend Epochs
230 ... 03.06.2016 17:26
229 ... 30.05.2016 12:52
226 ... 26.05.2016 16:54
218 ... 23.05.2016 09:53
202 ... 19.05.2016 13:08
195 ... 16.05.2016 13:25
185 ... 12.05.2016 11:11
179 ... 09.05.2016 09:03
170 ... 05.05.2016 10:53
167 ... 02.05.2016 09:43
155 ... 28.04.2016 07:54
146 ... 25.04.2016 09:13
134 ... 21.04.2016 10:52
131 ... 20.04.2016 12:29
128 ... 19.04.2016 10:22
125 ... 18.04.2016 07:57
124 ... 17.04.2016 13:23
121 ... 17.04.2016 11:09
118 ... 16.04.2016 12:33
116 ... 15.04.2016 17:03
113 ... 15.04.2016 10:53
111 ... 14.04.2016 09:48
106 ... 11.04.2016 09:17
94 ... 07.04.2016 12:49
88 ... 04.04.2016 12:50
83 ... 31.03.2016 11:37
79 ... 29.03.2016 13:52
73 ... 26.03.2016 08:12
71 ... 23.03.2016 21:08
70 ... 23.03.2016 20:48
65 ... 22.03.2016 09:01
63 ... 21.03.2016 08:54
57 ... 17.03.2016 09:14
55 ... 16.03.2016 09:15
53 ... 15.03.2016 09:17
51 ... 14.03.2016 09:39
49 ... 12.03.2016 11:37



Comments

Legend Construction Stages
—▲— chainage top heading
—▲— chainage bench





PROJECT: **Joberget**
 LOT:
 SITE: **Joberget**

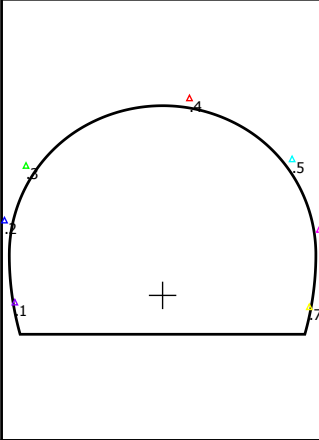
Time - Displacement graph

SEC: **-2435** Tunnelmetre: **-2435,26 m**
 Created: **3.6.2016 22:23:33** User:



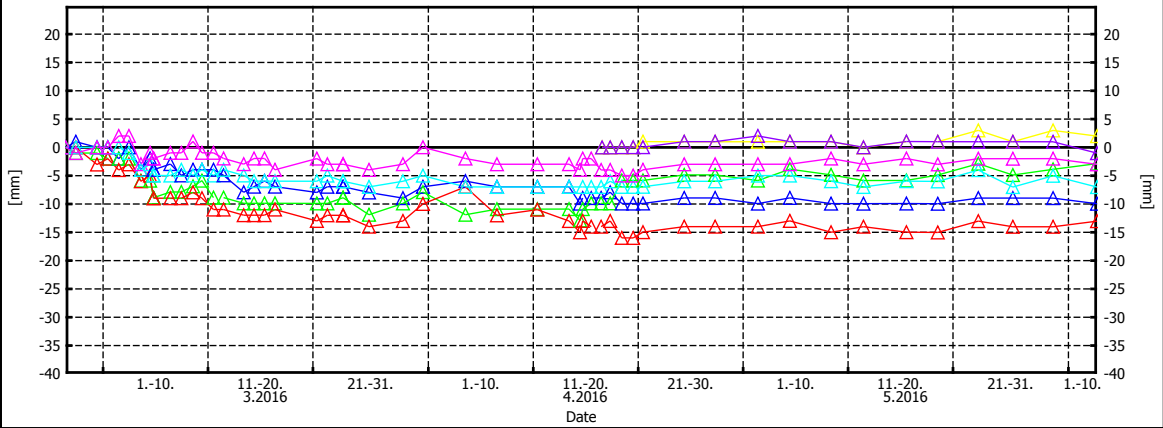
Statens vegvesen

Position of Deformation Points



Vertical Displacement

- ... Downward Displacement

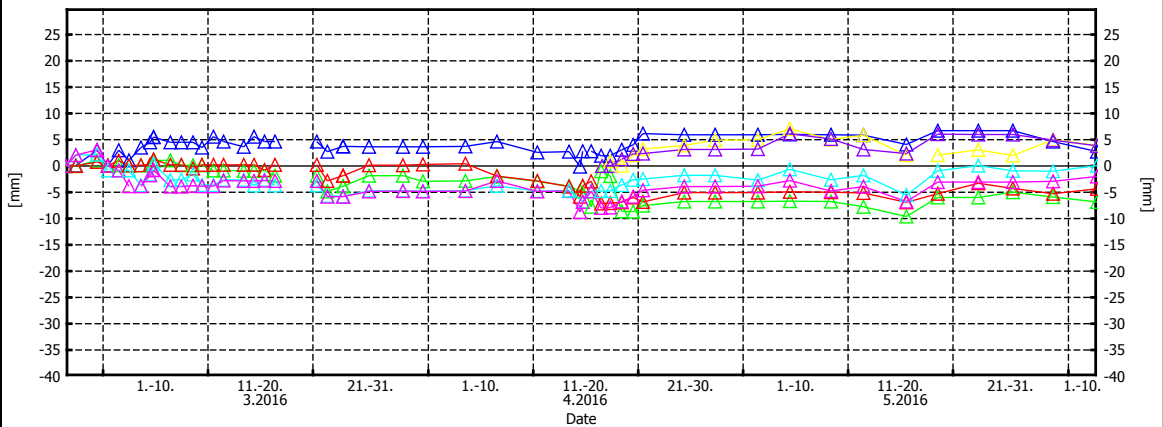


Legend Deformation Points

- ▲ 2435.2
- ▲ 2435.3
- ▲ 2435.4
- ▲ 2435.5
- ▲ 2435.6
- ▲ 2435.7
- ▲ 2435.1

Lateral Displacement

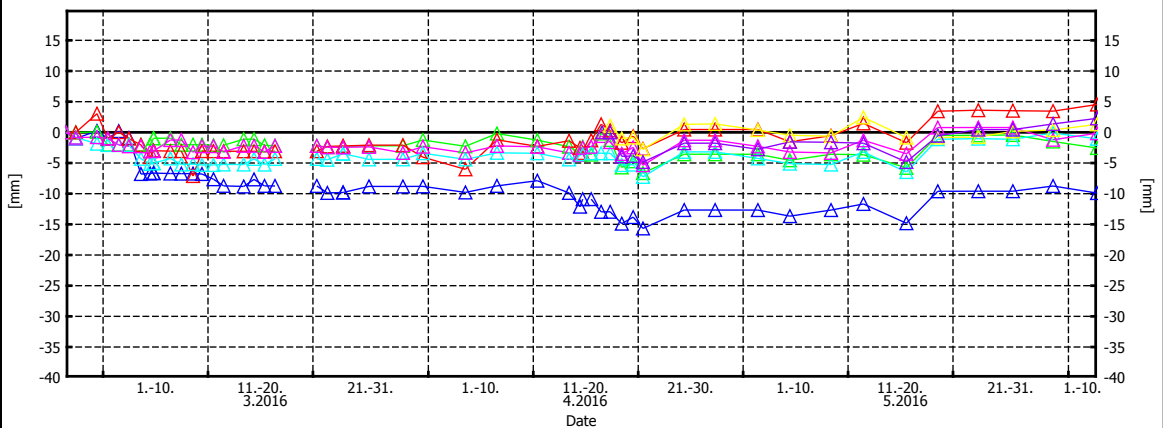
+ ... Displacement to right side (in direction of the chainage)



Comments

Longitudinal Displacement

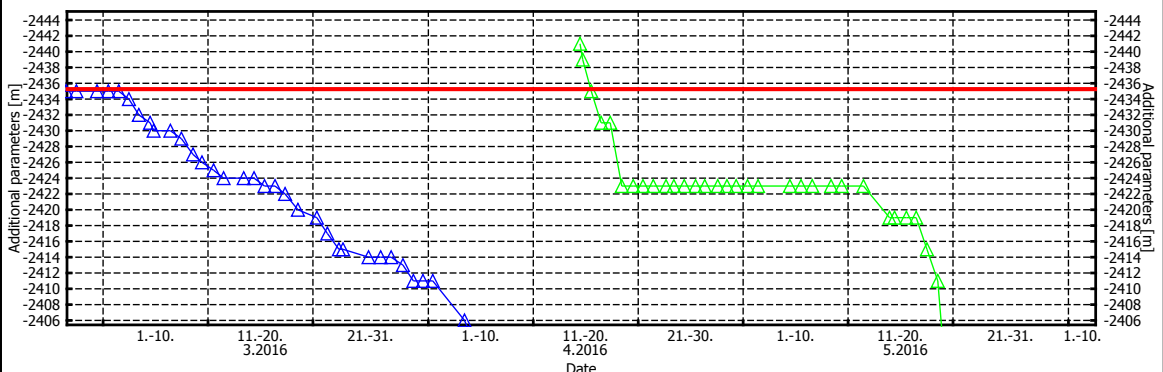
+ ... Displacement in direction of selected chainage



Legend Con. Stages / Add. Param.

- ▲ chainage top heading
- ▲ chainage bench

Construction Stages / Additional Parameters



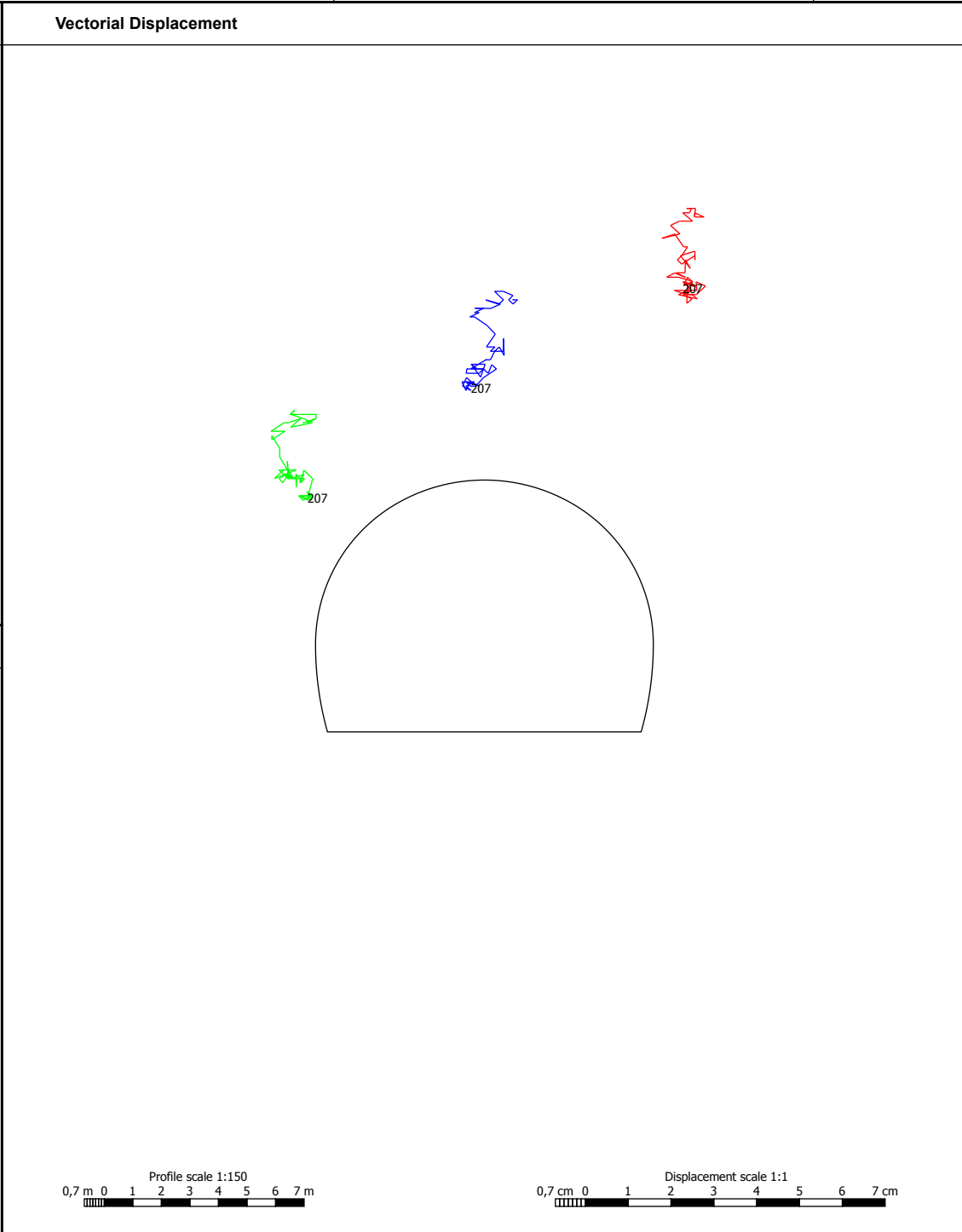


PROJECT: **Jobberget**
 LOT:
 SITE: **Jobberget**

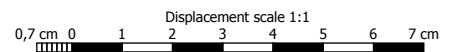
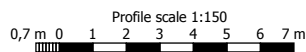
Profil - Vector graph
 SEC: **-2437 SUR Tunnelmetre: -2436,98 m**
 Created: **3.6.2016 22:31:12** User:



Legend Epochs
207 ... 03.06.2016 15:57
206 ... 30.05.2016 12:52
203 ... 26.05.2016 16:54
197 ... 23.05.2016 09:53
184 ... 19.05.2016 13:08
178 ... 16.05.2016 13:25
168 ... 12.05.2016 11:11
163 ... 09.05.2016 09:03
156 ... 05.05.2016 10:53
153 ... 02.05.2016 09:43
144 ... 28.04.2016 07:54
137 ... 25.04.2016 09:13
128 ... 22.04.2016 10:23
119 ... 18.04.2016 07:57
110 ... 14.04.2016 09:48
106 ... 11.04.2016 09:17
99 ... 07.04.2016 12:49
95 ... 04.04.2016 12:50
92 ... 31.03.2016 11:37
88 ... 29.03.2016 10:16
85 ... 26.03.2016 08:12
83 ... 23.03.2016 21:08
82 ... 23.03.2016 20:48
78 ... 22.03.2016 09:01
76 ... 21.03.2016 08:54
71 ... 17.03.2016 09:14
69 ... 16.03.2016 09:15
67 ... 15.03.2016 09:17
65 ... 14.03.2016 09:39
63 ... 12.03.2016 11:37
61 ... 11.03.2016 12:30
59 ... 10.03.2016 10:11
57 ... 09.03.2016 13:43
56 ... 09.03.2016 13:40
55 ... 09.03.2016 13:39
53 ... 08.03.2016 11:02
51 ... 07.03.2016 09:57



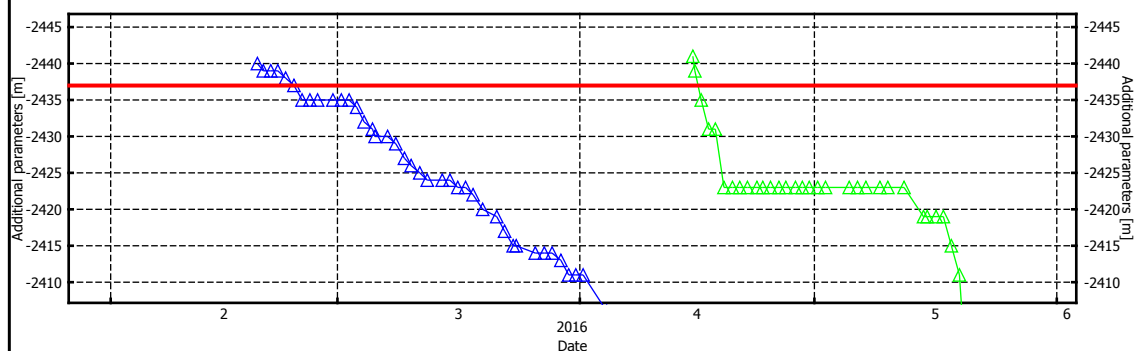
Comments



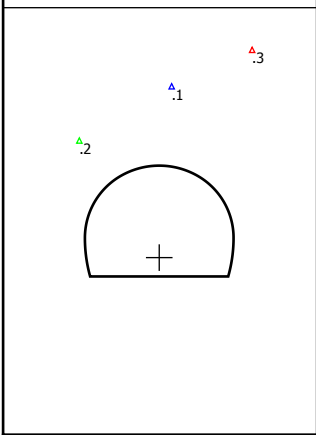
Legend Construction Stages

Construction Stages

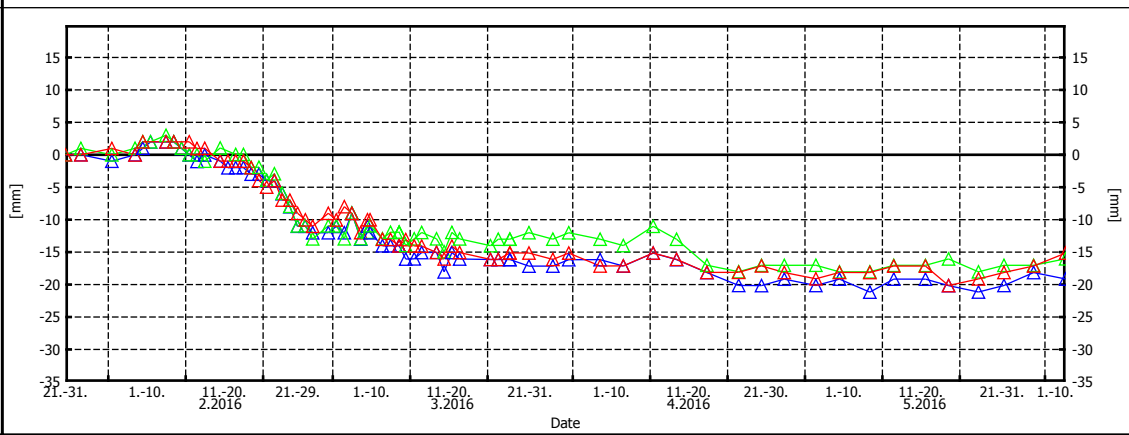
- ▲ chainage top heading
- ▲ chainage bench



Position of Deformation Points



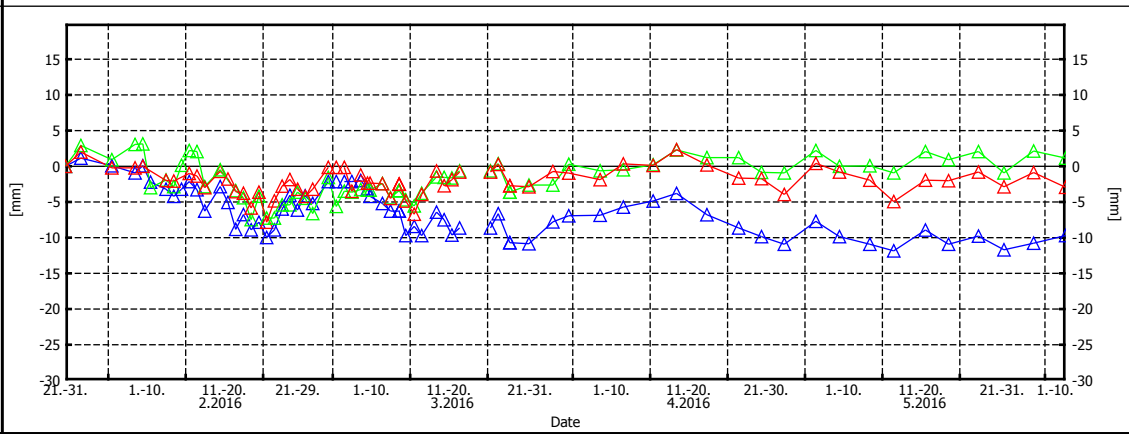
Vertical Displacement - ... Downward Displacement



Legend Deformation Points

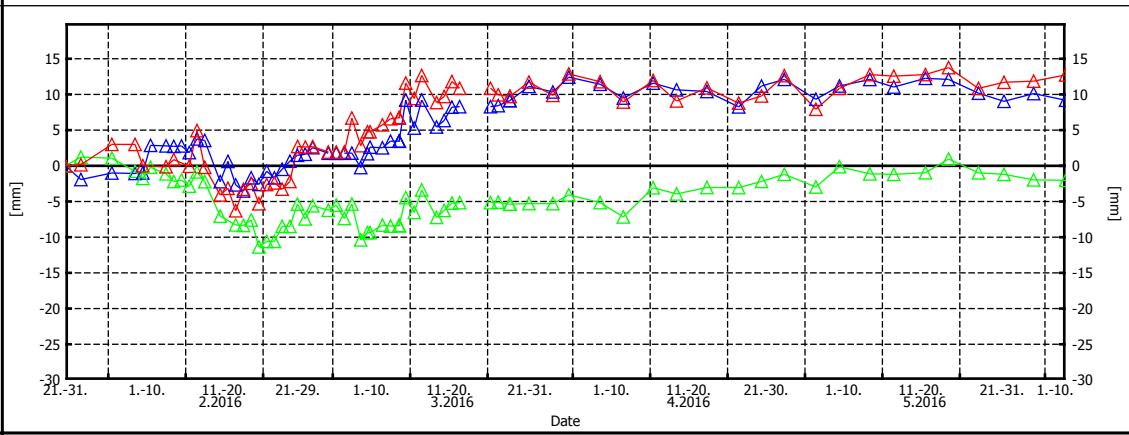


Lateral Displacement + ... Displacement to right side (in direction of the chainage)

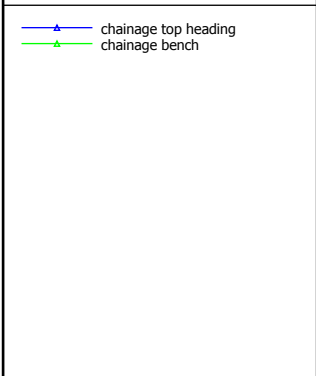


Comments

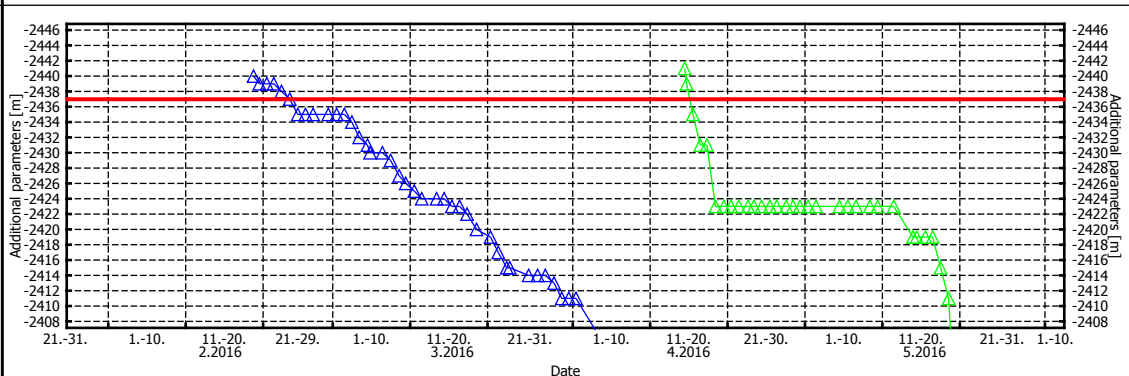
Longitudinal Displacement + ... Displacement in direction of selected chainage



Legend Con. Stages / Add. Param.



Construction Stages / Additional Parameters





PROJECT: **Joberget**
 LOT:
 SITE: **Joberget**

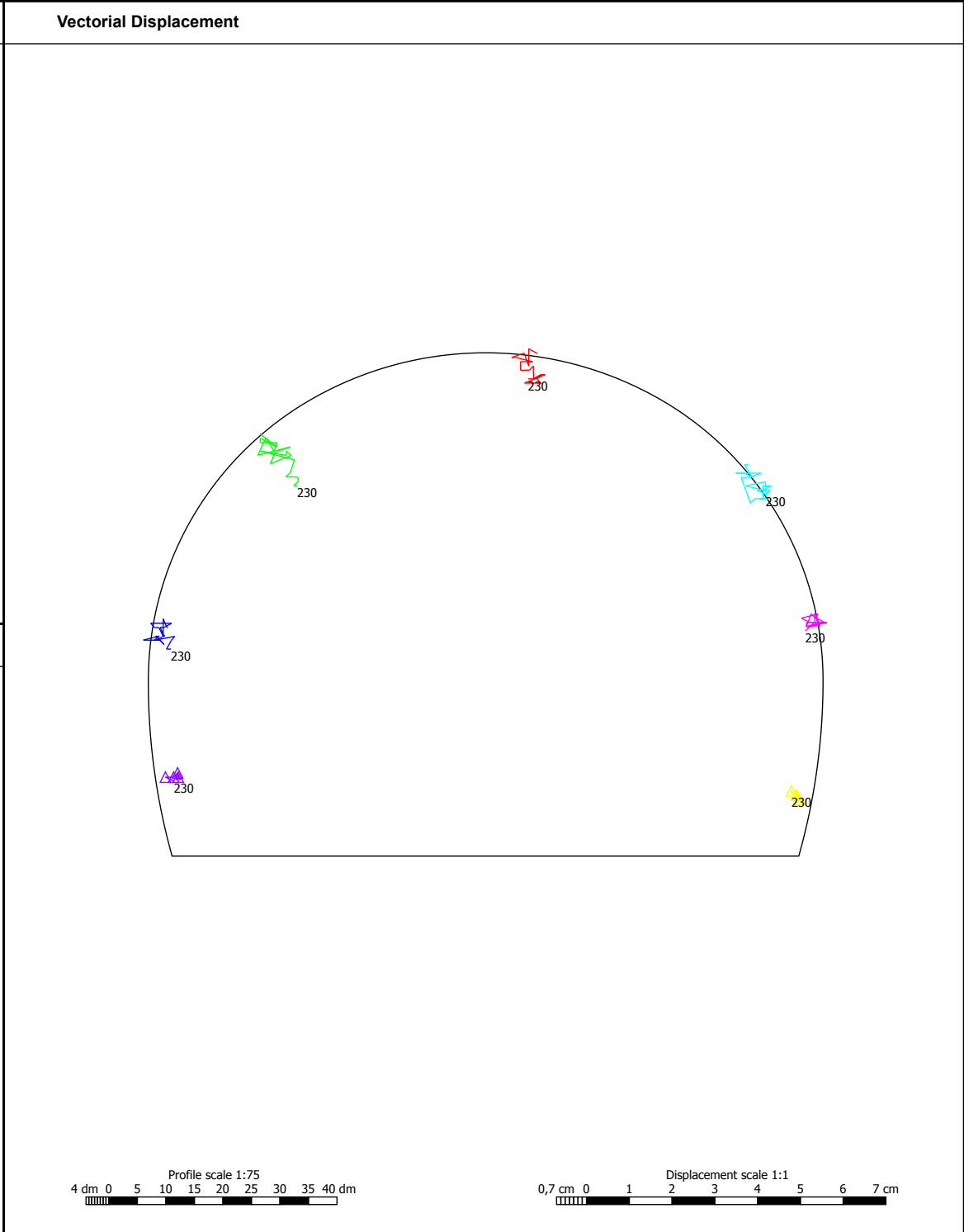
Profil - Vector graph

SEC: **-2395** Tunnelmetre: **-2394,53 m**
 Created: **3.6.2016 22:23:33** User:



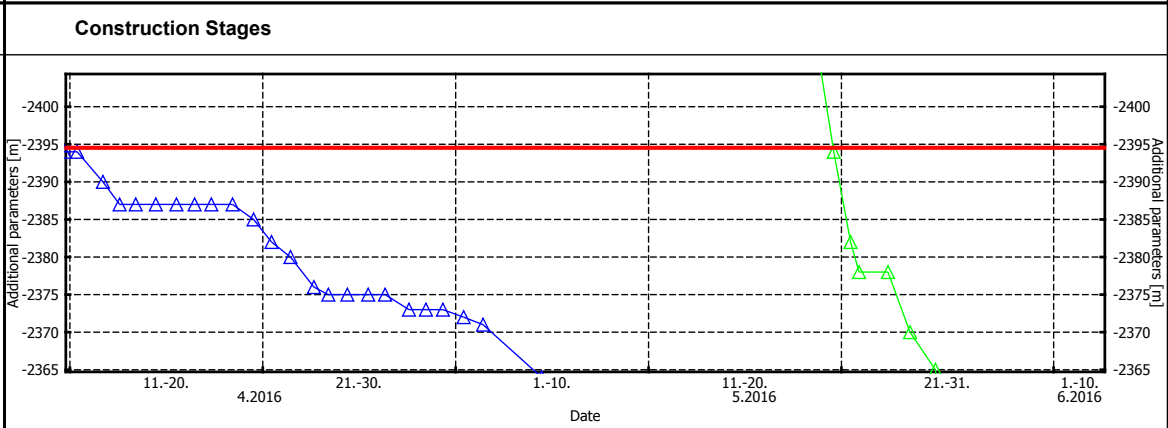
Statens vegvesen

Legend Epochs
230 ... 03.06.2016 17:26
229 ... 30.05.2016 12:52
226 ... 26.05.2016 16:54
218 ... 23.05.2016 09:53
210 ... 21.05.2016 11:16
209 ... 20.05.2016 14:46
202 ... 19.05.2016 13:08
195 ... 16.05.2016 13:25
185 ... 12.05.2016 11:11
179 ... 09.05.2016 09:03
170 ... 05.05.2016 10:53
167 ... 02.05.2016 09:43
155 ... 28.04.2016 07:54
146 ... 25.04.2016 09:13
143 ... 24.04.2016 09:33
134 ... 21.04.2016 10:52
131 ... 20.04.2016 12:29
128 ... 19.04.2016 10:22
125 ... 18.04.2016 07:57
121 ... 17.04.2016 11:09
118 ... 16.04.2016 12:33
113 ... 15.04.2016 10:53
111 ... 14.04.2016 09:48
109 ... 13.04.2016 13:50
107 ... 12.04.2016 17:02
106 ... 11.04.2016 09:17
104 ... 10.04.2016 17:13



Comments

Legend Construction Stages
<ul style="list-style-type: none"> chainage top heading chainage bench





PROJECT: **Joberget**
 LOT:
 SITE: **Joberget**

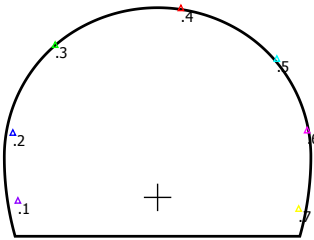
Time - Displacement graph

SEC: **-2395** Tunnelmetre: **-2394,53 m**
 Created: **3.6.2016 22:23:33** User:



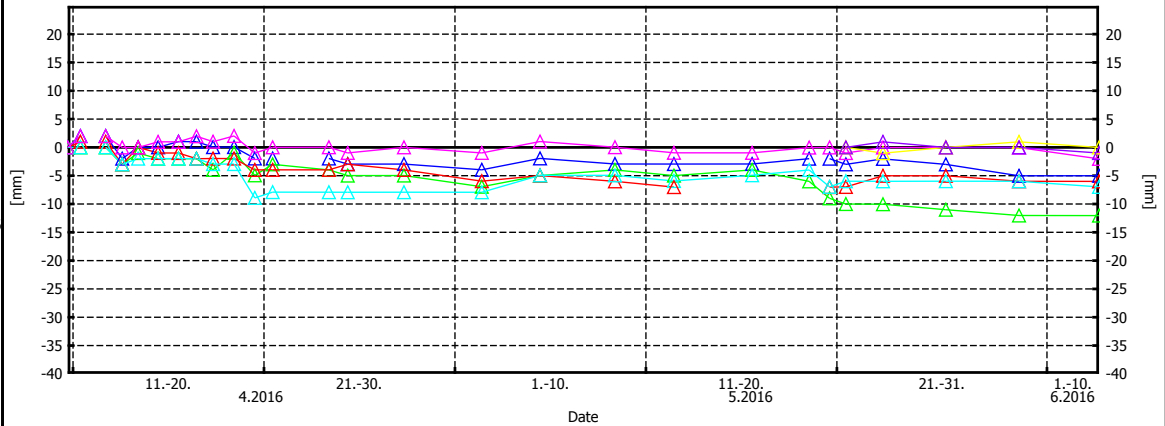
Statens vegvesen

Position of Deformation Points



Vertical Displacement

- ... Downward Displacement

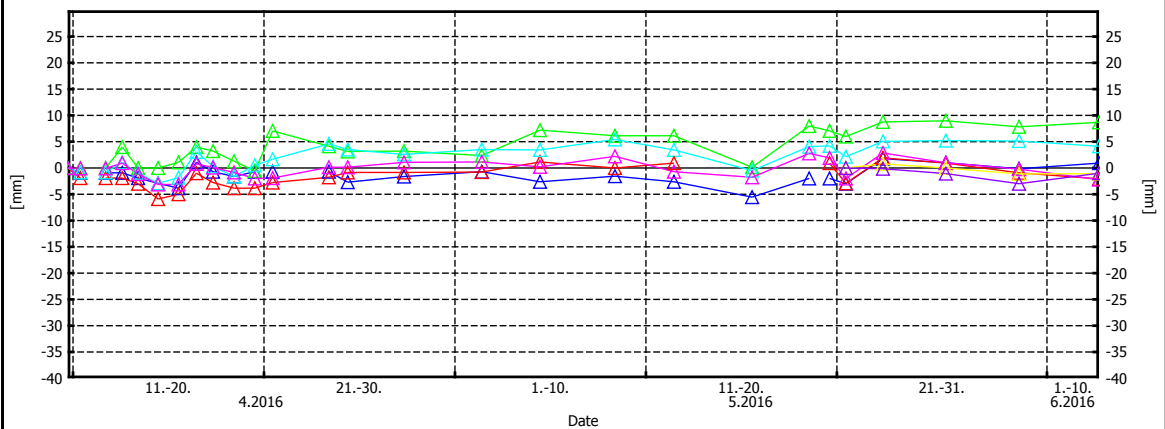


Legend Deformation Points

- ▲ 2395.2
- ▲ 2395.3
- ▲ 2395.4
- ▲ 2395.5
- ▲ 2395.6
- ▲ 2395.7
- ▲ 2395.1

Lateral Displacement

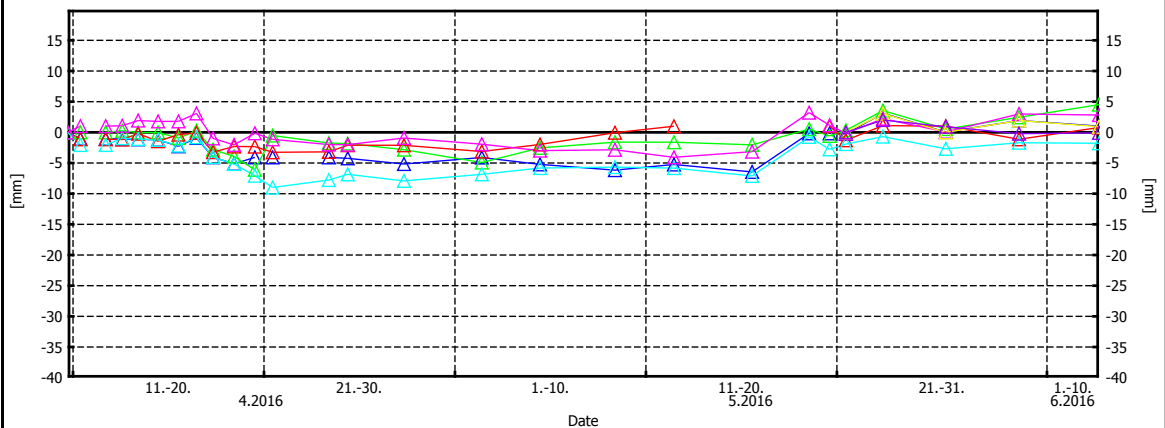
+ ... Displacement to right side (in direction of the chainage)



Comments

Longitudinal Displacement

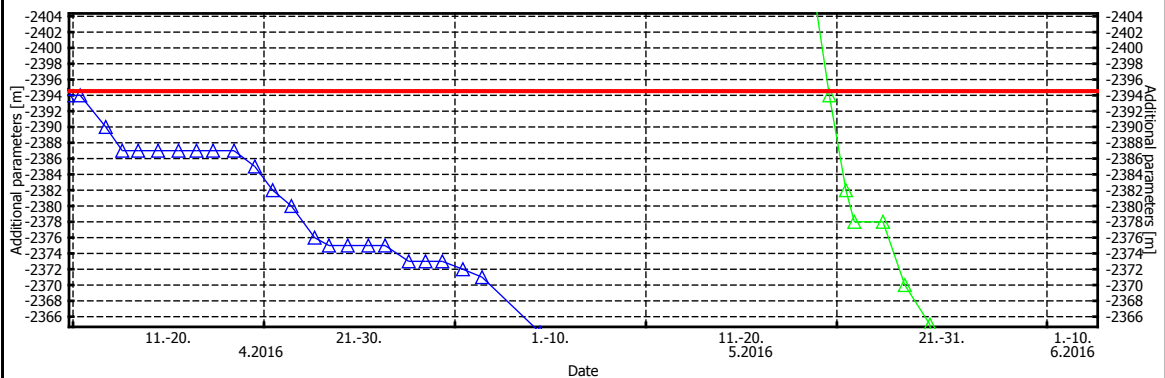
+ ... Displacement in direction of selected chainage



Legend Con. Stages / Add. Param.

- ▲ chainage top heading
- ▲ chainage bench

Construction Stages / Additional Parameters



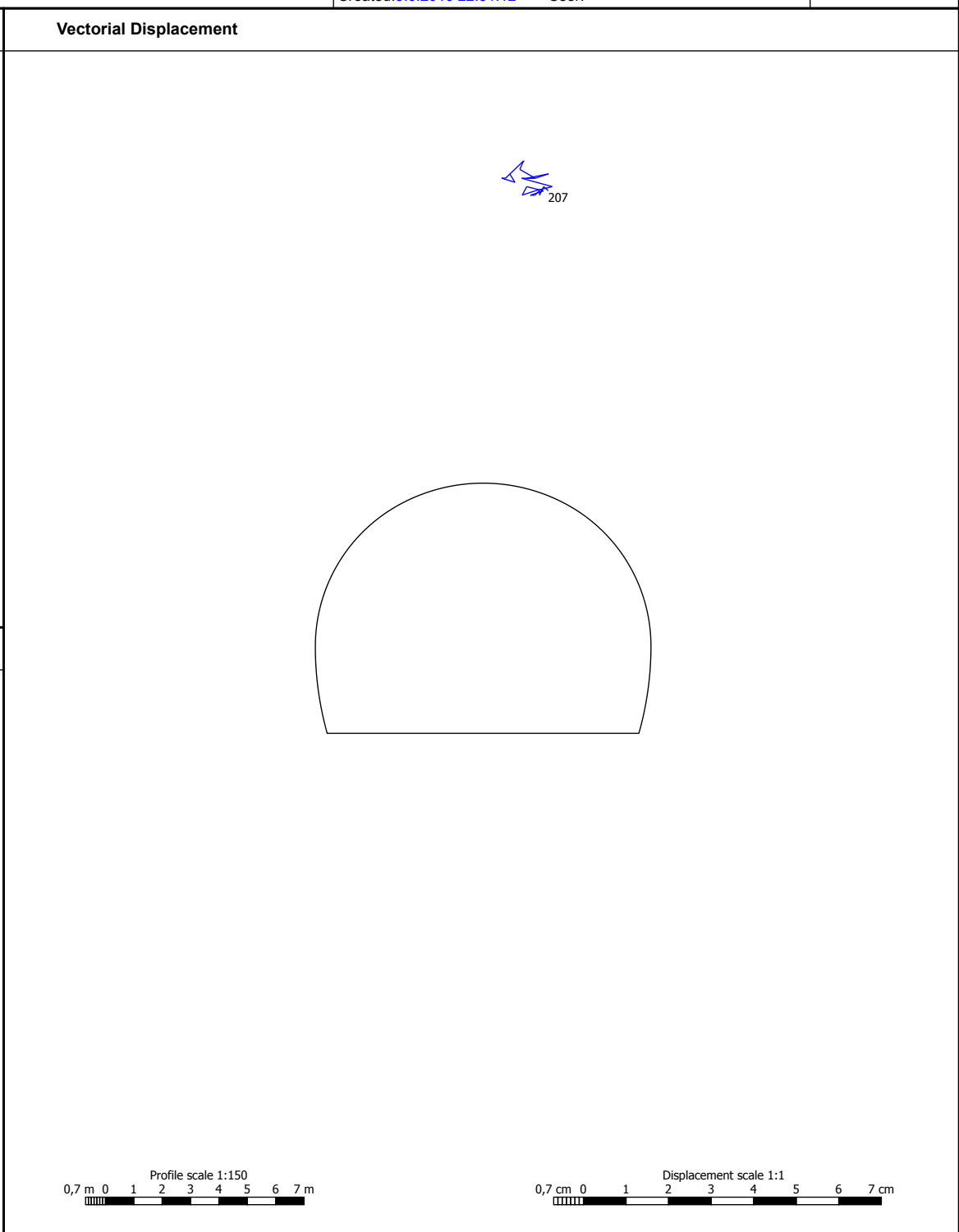


PROJECT: **Joberget**
 LOT:
 SITE: **Joberget**

Profil - Vector graph
 SEC: **-2392 SUR** Tunnelmetre: **-2392,30 m**
 Created: **3.6.2016 22:31:12** User:

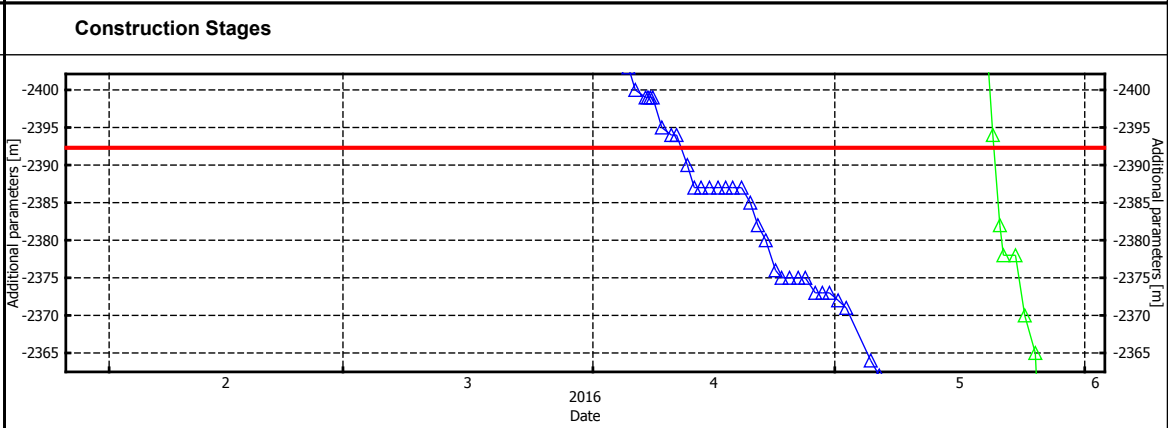


Legend Epochs
207 ... 03.06.2016 15:57
206 ... 30.05.2016 12:52
203 ... 26.05.2016 16:54
197 ... 23.05.2016 09:53
190 ... 21.05.2016 11:16
189 ... 20.05.2016 14:46
184 ... 19.05.2016 13:08
178 ... 16.05.2016 13:25
168 ... 12.05.2016 11:11
163 ... 09.05.2016 09:03
156 ... 05.05.2016 10:53
153 ... 02.05.2016 09:43
144 ... 28.04.2016 07:54
137 ... 25.04.2016 09:13
128 ... 22.04.2016 10:23
119 ... 18.04.2016 07:57
110 ... 14.04.2016 09:48
107 ... 11.04.2016 09:54
99 ... 07.04.2016 12:49
14 ... 16.02.2016 11:00
4 ... 04.02.2016 11:00
3 ... 01.02.2016 11:00
2 ... 28.01.2016 11:00
1 ... 26.01.2016 11:00



Comments

Legend Construction Stages
<ul style="list-style-type: none"> —▲— chainage top heading —▲— chainage bench





PROJECT: **Joberget**
 LOT:
 SITE: **Joberget**

Time - Displacement graph

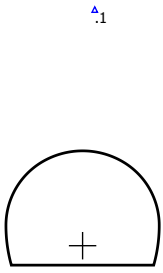
SEC: **-2392 SUR** Tunnelmetre: **-2392,30 m**

Created: **3.6.2016 22:31:12** User:



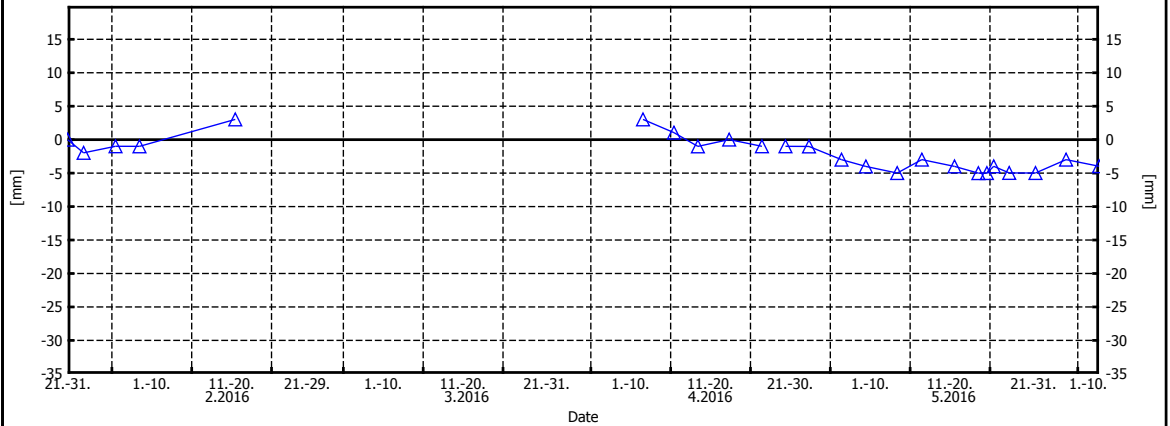
Statens vegvesen

Position of Deformation Points



Vertical Displacement

- ... Downward Displacement

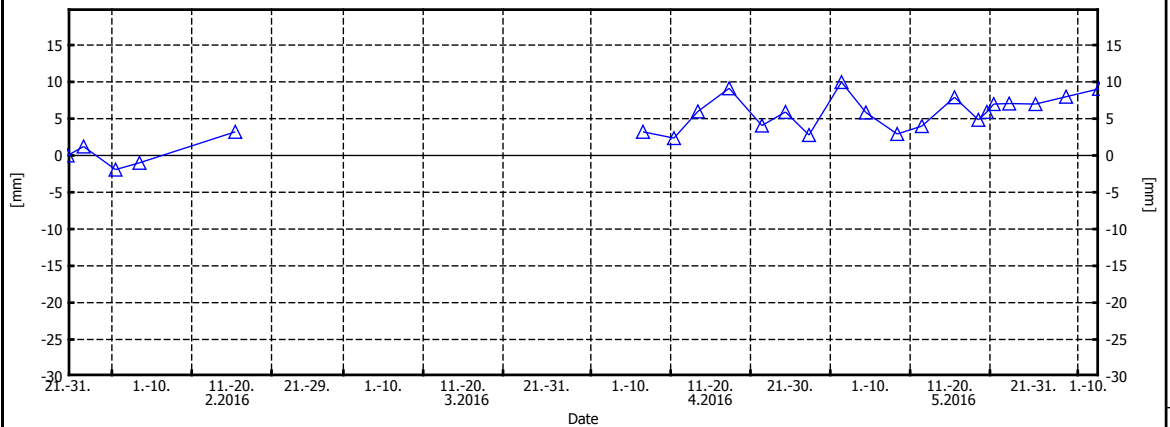


Legend Deformation Points

—▲— S2392.1

Lateral Displacement

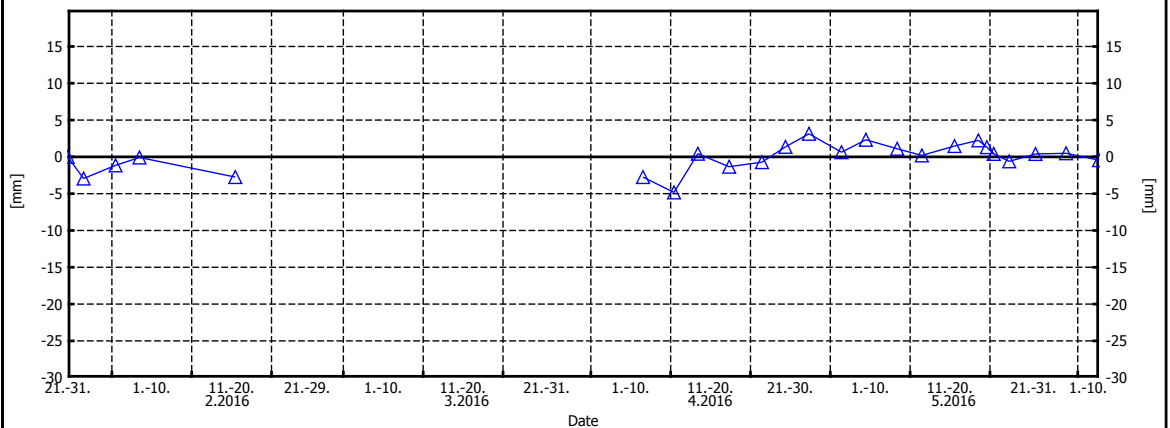
+ ... Displacement to right side (in direction of the chainage)



Comments

Longitudinal Displacement

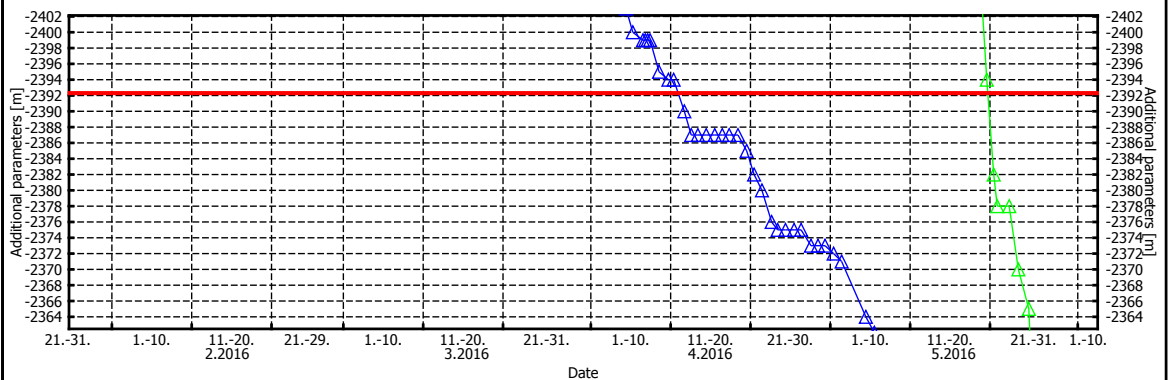
+ ... Displacement in direction of selected chainage



Legend Con. Stages / Add. Param.

—▲— chainage top heading
 —▲— chainage bench

Construction Stages / Additional Parameters



Příloha č. 3

Záběrové listy v řešených profilech

(získáno z Metrostav a.s.)

ŘEZ A (st. 2435,0 m)

- Kalota
- Jádro

ŘEZ B (st. 2395,0 m)

- Kalota
- Jádro



Dato : (Dne:)	25.2.16	Profil: (Staničení:)	2435,0	Gitterdrager monter: (Čas ustavení rámu:)	18:30
------------------	---------	-------------------------	--------	--	-------

Salve (Záběr)	Gitterdrager type (Typ rámu)	D 12	Masser (Kubatura záběru) (m3)	68,47	Geologie av stuff (% berg) (Geologie čelby-% masivu)	<input checked="" type="checkbox"/>	0-10% (32.11921)
							10-40% (32.11922)
							40-70% (32.11923)
							70-100% (32.11924)

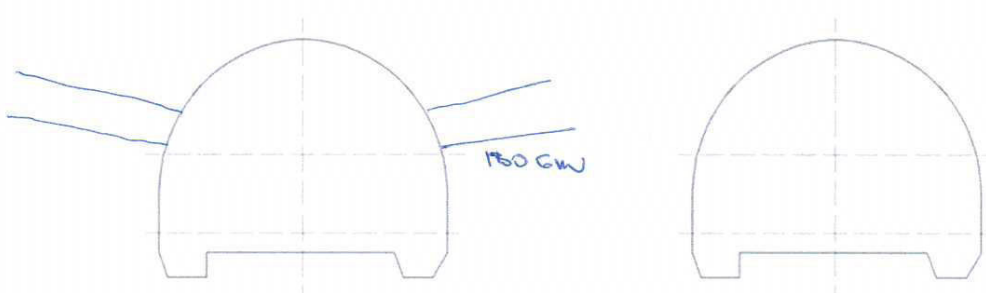
Stuff (Čelba)	Kapping av stuffbolter (stk) (Kráčení čelb.kotev) process 33.2294	9 stk	Demolering av sprøytebetong (m2) (Bourání SB) process 32.1191	68,47	Toppskiven seksjoner (Počet částí čelby)		1 (-----)
							2 (32.11931)
							3 (32.11932)
						<input checked="" type="checkbox"/>	4 (32.11933)

Stuff (Čelba)	Armeringsnett (m2) (Armovací síť) process 33.39	24	B35 M45 (m3)	11,51	B35 M45 E700 (m3)	/
			process 33.4111		process 33.4122	

Ostění (Ostění)	Armeringsnett I (m2) (Armovací síť I) process 33.44111	504 - ?	Gitterdrager (m) (Příhradový nosník) process 33.44112	20,59	Overlappsarmering (m) (Spojovací výztuž) process 33.44113	2,0 m
	Armeringsnett II (m2) (Armovací síť II) process 33.44111		B35 M45 I (m3) process 33.4111		8,52	

Andre (Ostatní)	Registering og kartlegging (h) (Mapování čelby) (h)	/	Bygghere Zadavatel	Sonderboring (m) (Průzkumné vrty) (m)	/	0-12m (31.111)	Dreneringshull (Odvodňovací vrty) (m) x	0-5m (31.5911)
		3,0			Enterprenør Dodavatel	/		12-24m(31.112)
							10-20m (31.5913)	
							20-30m (31.5914)	

Bolter (Kotvy)	Prosess:	Type:	Antall:
	(Pol.)	(Typ)	(Počet)
	33.2291	SELVBORRENDESTAG, HELGE 6,0W 150 GW	4 stk ✓



Note:	ZINKBOLT : 26 X 25/9 = 650 kg
(Poznámka)	ARMOVACÍ SÍŤ I - S OKYBY NA ČELBU

Signatur		
(Podpis)	Entreprenør (Zhotovitel)	Bygghere (Objednatel)



Dato : (Dne:)	16.4.16	Profil: (Staničení:)	L. 435,00m	Gitterdrager monter: (Čas ustavení rámu:)	11:30
------------------	---------	-------------------------	------------	--	-------

Salve (Záběr)	Gitterdrager type (Typ rámu)	BTX 8 (D-12)	Masser (Kubatura záběru) (m3)	72,32m ³	Salve lengde (Délka záběru)	0-2m (32.11941)
		/		/		2-4m (32.11942)

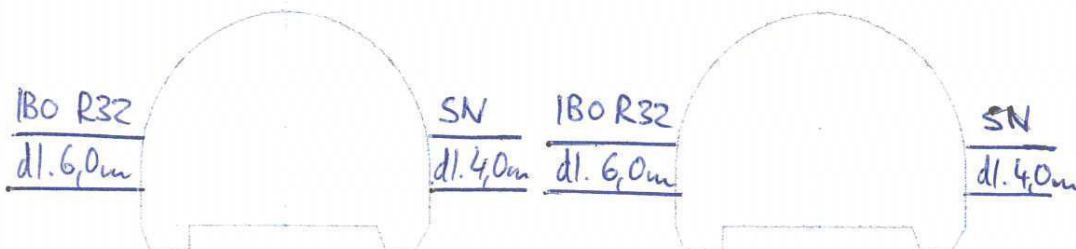
Stuff (Čelba)	Kapping av stoffbolter (stk) (Krácení čelb. kotev) process 33.2294	/	Demolering av sprøytebetong (m2) (Bourání SB) process 32.1191	/
		/		/

Stuff (Čelba)	Armeringsnett (m2) (Armovací síť) process 33.39	/	B35 M45 (m3) process 33.4111	/	B35 M45 E700 (m3) process 33.4122	/
		/		/		

Jfil (Ostění)	Armeringsnett I (m2) (Armovací síť I) process 33.44111	12,44m ²	Gitterdrager (m) (Příhradový nosník) process 33.44112	6,23m	Skjøtemekanisme (stk) (Spojování rámu) process 33.44119	2 stk
		Armeringsnett II (m2) (Armovací síť II) process 33.44111		12,46m ²		B35 M45 I (m3) process 33.4111

Andre (Ostatní)	Registering og kartlegging (h) (Mapování čelby) (h)	2,0h	Bygghere Zadavatel Enterprenør Dodavatel	Sonderboring (m) (Průzkumné vrty) (m)	0-12m (31.111)	Dreneringshull (Odvodňovací vrty) (m)	0-5m (31.5911)
					12-24m(31.112)		5-10m (31.5912)
							10-20m (31.5913)
							20-30m (31.5914)

Bolter (Kotvy)	Prosess:	Type:	Antall:
	(Pol.)	(Typ)	(Počet)
33.2291	SELVBORENDE STAG ; LENGDE 6,0m IBO R32 ; dl. 6,0m		4 stk
33.222	FULL INNSTØPTE BOLTER ; LENGDE 4,0m SN ; dl. 4,0m		4 stk



Note:	CONSUMPTION OF ZINKBOLT 750 Kg
(Poznámka)	

Signatur		Bygghere (Objednatel)
(Podpis)	Entreprenør (Zhotovitel)	



Dato : (Dne):	9.4.16	Profil: (Staničení):	2.395,40m	Gitterdrager montert: (Čas ustavení rámu):	12:00
------------------	--------	-------------------------	-----------	---	-------

Salve (Záběr)	Gitterdrager type (Typ rámu)	D-5	Masser (Kubatura záběru) (m3)	69,89m ³	Geologie av stuff (% berg) (Geologie čelby-% masivu)	0-10% (32.11921)
						10-40% (32.11922)
						40-70% (32.11923)
						70-100% (32.11924)

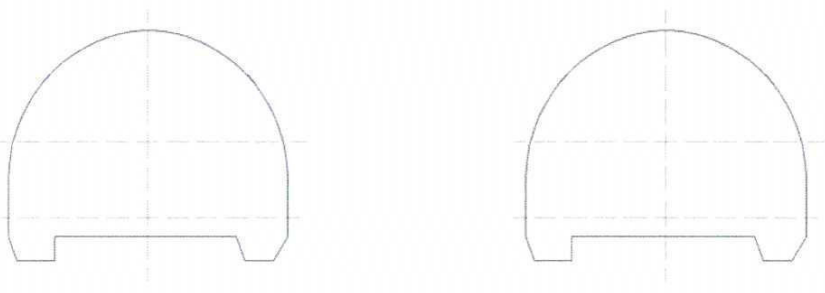
Stuff (Čelba)	Kapping av stuffbolter (stk) (Krácení čelb.kotev) process 33.2294	/	Demolering av sprøytebetong (m2) (Bourání SB) process 32.1191	46,56m ³	Toppskiven seksjoner (Počet částí čelby)	1 (-----)
						2 (32.11931)
						3 (32.11932)
						4 (32.11933)

Stuff (Čelba)	Armeringsnett (m2) (Armovací síť) process 33.39	/	B35 M45 (m3) process 33.4111	/	B35 M45 E700 (m3) process 33.4122	401m ³
------------------	---	---	---------------------------------	---	--------------------------------------	-------------------

Profil (Ostění)	Armeringsnett I (m2) (Armovací síť I) process 33.44111	22,96m ²	Gitterdrager (m) (Příhradový nosník) process 33.44112	18,81m	Overlappsarmering (m) (Spojovací výztuž) process 33.44113	2,4m
	Armeringsnett II (m2) (Armovací síť II) process 33.44111	22,25m ²	B35 M45 I (m3) process 33.4111	7,50m ³	B35 M45 II (m3) process 33.4111	2,5

Andre (Ostatní)	Registrering og kartlegging (h) (Mapování čelby) (h)	Bygghere Zadavatel	Sonderboring (m) (Průzkumné vrty) (m)	0-12m (31.111)	Dreneringshull (Odvodňovací vrty) (m)	0-5m (31.5911)
				12-24m(31.112)		5-10m (31.5912)
						10-20m (31.5913)
						20-30m (31.5914)

Bolter (Kotvy)	Prosess:	Type:	Antall:
	(Pol.)	(Typ)	(Počet)



Note:	
(Poznámka)	

Signatur		
(Podpis)	Entreprenør (Zhotovitel)	Byggherre (Objednatel)

METROSTAU Rv. 13 - Jobergtunnelen		Portal Holven Løsmassetunnel	Sikringsrunde - Benk nr.: (Záběrový list - opěří č.):	46
---	--	--	--	----

Dato : (Dne.)	20.5.2016	Profil: (Staničení:)	2394,20	Gitterdrager monteret: (Čas ustavení rámu:)	14:30
------------------	-----------	-------------------------	---------	--	-------

Salve (Záběr)	Gitterdrager type (Typ rámu)	BTX 44 (D-4)	Masser (Kubatura záběru) (m3)	84,16	Salve lengde (Délka záběru)	0-2m (32.11941)
		BTX 46 (D-6)		84,82		<input checked="" type="checkbox"/> 2-4m (32.11942)

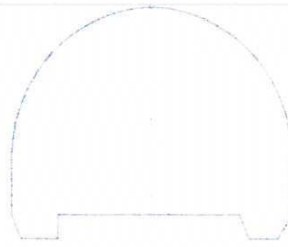
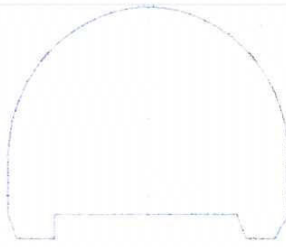
Stuff (Čelba)	Kapping av stuffbolter (stk) (Krácení čelb.kotev) process 33.2294	<input checked="" type="checkbox"/>	Demolering av sprøytebetong (m2) (Bourání SB) process 32.1191	<input checked="" type="checkbox"/>

Stuff (Čelba)	Armeringsnett (m2) (Armovací síť) process 33.39	<input checked="" type="checkbox"/>	B35 M45 (m3)	<input checked="" type="checkbox"/>	B35 M45 E700 (m3)	<input checked="" type="checkbox"/>
			process 33.4111		process 33.4122	

Pr (Ostění)	Armeringsnett I (m2) (Armovací síť I) process 33.44111	29,86	Gitterdrager (m) (Příhradový nosník) process 33.44112	2x6,23=12,46	Skjøtemekanisme (stk) (Spojování rámu) process 33.44119	4 stk
	Armeringsnett II (m2) (Armovací síť II) process 33.44111	29,9	B35 M45 I (m3) process 33.4111	11,5	B35 M45 II (m3) process 33.4111	7,1

Andre (Ostatní)	Registrering og kartlegging (h) (Mapování čelby) (h)	<input checked="" type="checkbox"/>	Bygghere Zadavatel	Sonderboring (m) (Průzkumné vrty) (m)	0-12m (31.111)	Dreneringshull (Odvodňovací vrty) (m)	0-5m (31.5911)
			Enterprenør Dodavatel		12-24m(31.112)		5-10m (31.5912)

Bolter (Kotvy)	Prosess:	Type:	Antall:
	(Pol.)	(Typ)	(Počet)



Note:	
(Poznámka)	

Signatur	VRBATA	
(Podpis)	Entreprenør (Zhotovitel)	Byggherre (Objednatel)

Příloha č. 4

Dokumentace čeleb v řešených profilech

(získáno z Metrostav a.s.)

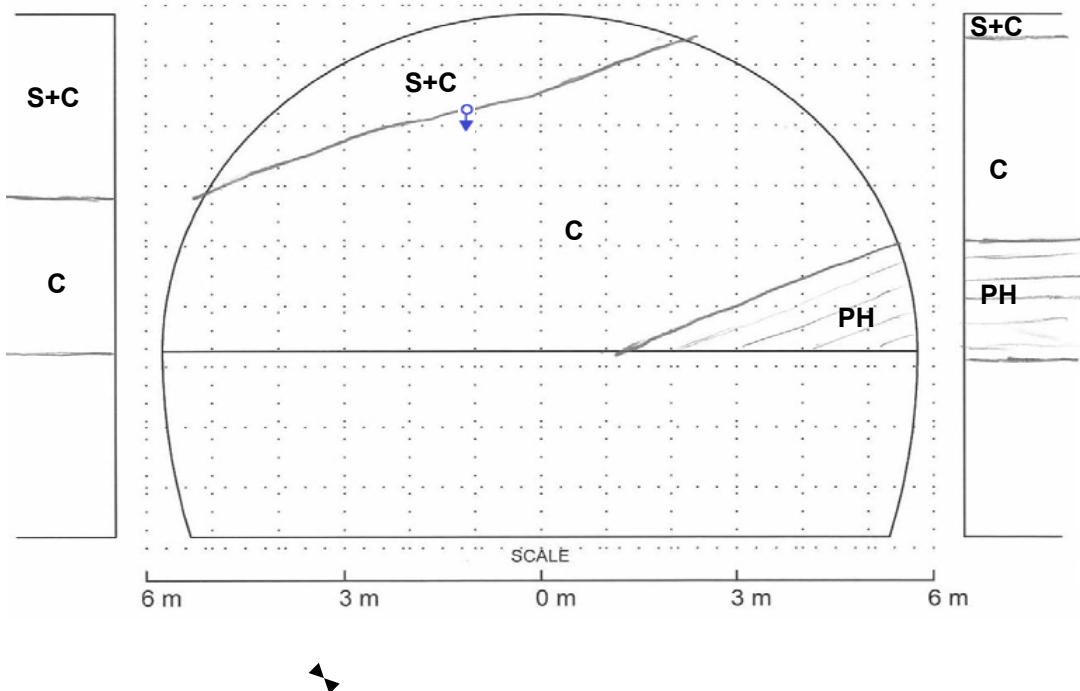
ŘEZ A (st. 2435,0 m)

- Kalota

ŘEZ B (st. 2395,0 m)

- Kalota

client Statens vegvesen		Rv13 Hp14 Vossapakko						contractor Metrostav	
geological documentation					construction structure				excavation
					Tunnel Joberget				top heading
excavation	doc. no	date	time	chainage (m)	chainage from portal (m)	length of excav.	overbreak	disconnection	
east portal	0 0 0 7	24.2.2016	17:00	2435,7	11,8	1,0 m	0 m ³	Digger + explosive	
geotechnical types									
type	name, description		weathering	strenght	block - type	size			
PH (8%)	dark gray coloured, foliated rock with quartz pieces - phyllit, volume 8% in top heading		slightly - fresh rock	> 100 Mpa perpendic. to foliation	tendency to split into sheets	medium-large (15cm - 200cm)			
C (76%)	soil of moreine - compact grey clay with many stones (large <50cm), material is stable for long time, layer is without the water, 76% in TH								
S+C (16%)	sandy soil with clay (silt) also with stones (<20 cm), material is stable only short time, brown colour, volume 16% in top heading								
discontinuities									
type	trend / dip °/°	geometry	persistence m	spacing cm	aperture mm	filling	orientation		
D1	290/25	undulated, smooth	0,9 - 2,1	4 - 20	closed	-	unfavourable		
D2	270/90	stepped, smooth	0,5 - 1,0	90	closed	-	unfavourable		
water, seeping (l/min)			0	<10	10-25	25-125	>125		
			dry	moist	loc. digging	medium inflow	high inflow		
RQD (115- 3,3 J _v)		J _v (in 1m ³)	sampels	no					
49% - 66%		15 - 20							
dangerous of instability of layer C+S			Technological notes NATM method						
overburden [m]		Classification Q							
4		2 - 7							
recomends:									
taken over by:						carried out by: Milan Kössler			

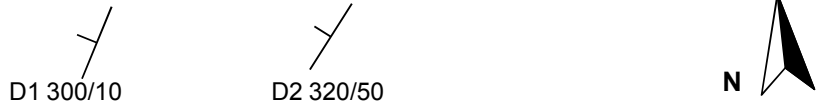
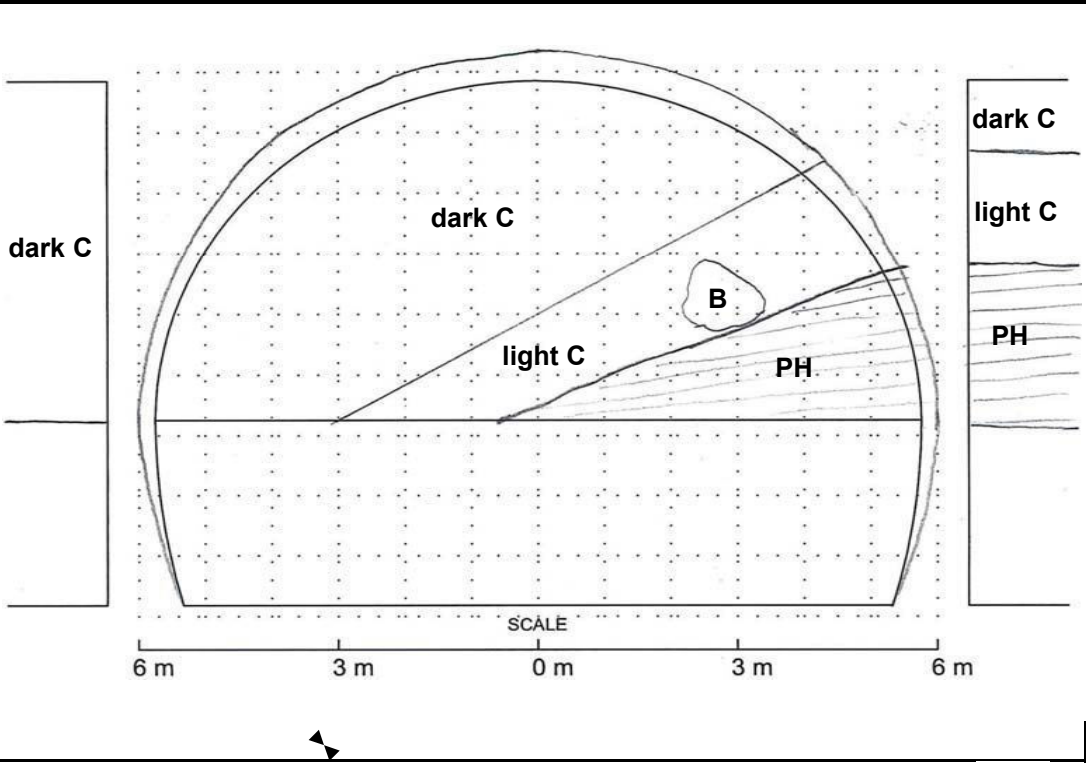


- | | | | |
|---------------------------------|-----------------------|---------------|----------------------|
| discontinuities-filling: | diskont.-type: | next: | |
| C clay | X crushed rock | T tectonics | concrete, lining |
| Q quarz | F limonite | Z tec. Zone | PH phyllit |
| S sand | W water | D dislocation | tec.failure |
| A aplite | | | overbreaks |
| | | | muck |
| | | | concentrated inflow |
| | | | non-concentr. inflow |

excavation	doc No	date	time	chainage (m)	chainage from portal (m)	length of excav.	overbreak	disconnection
east portal	0 0 0 7	24.2.2016	17:00	2435,7	11,8	1,0 m	0 m ³	Digger + explosive

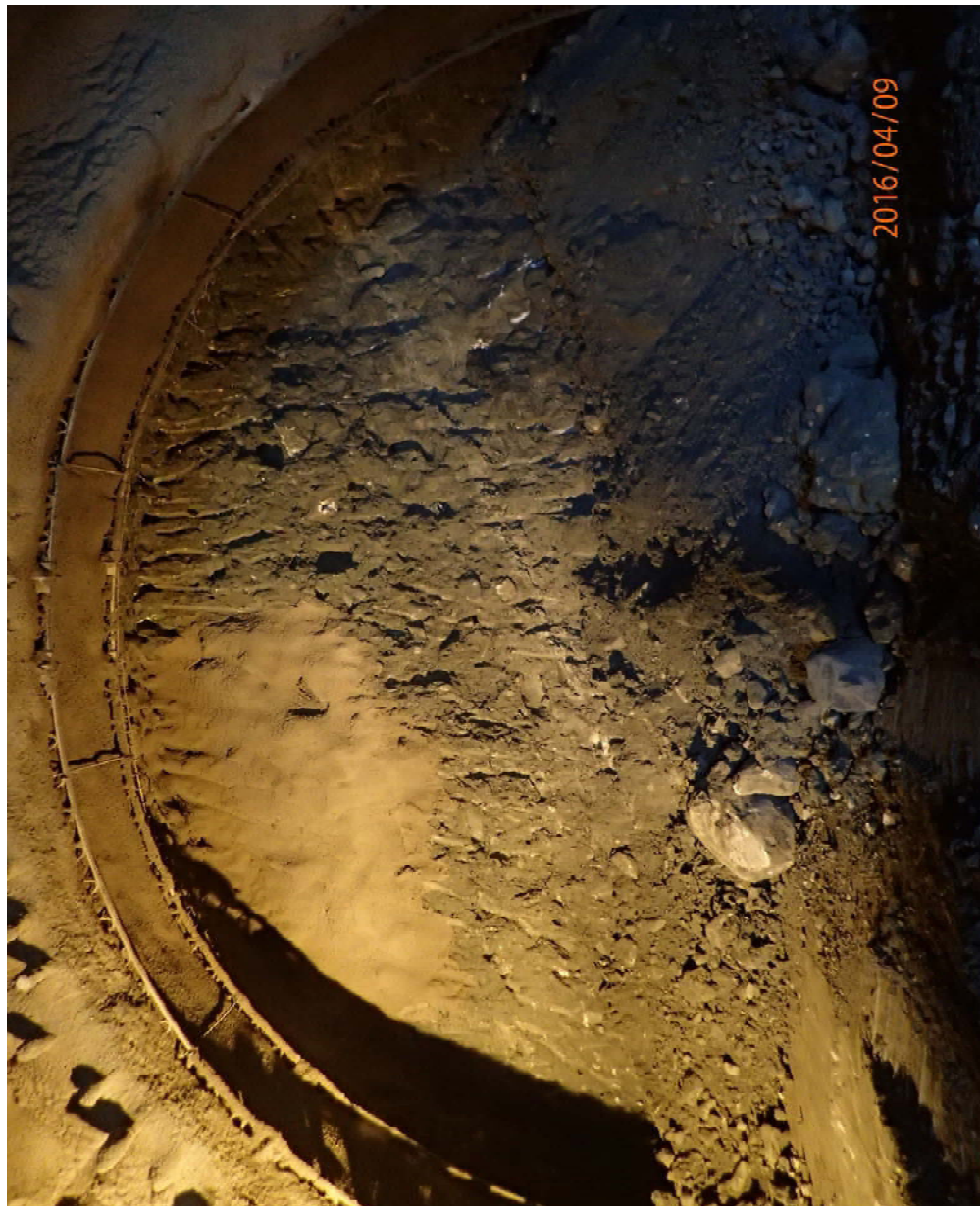


client Statens vegvesen		Rv13 Hp14 Vossapakko						contractor Metrostav	
geological documentation					construction structure				excavation
					Tunnel Joberget				top heading
excavation	doc. no	date	time	chainage (m)	chainage from portal (m)	length of excav.	overbreak	disconnection	
east portal	0 0 2 1	9.4.2016	12:00	2395,4	47,6	1,2 m	0 m ³	Digger + explosive	
geotechnical types									
type	name, description		weathering	strenght	block - type	size			
PH (19%)	gray foliated rock with quartz pieces - phyllit, volume 19% of top heading		slightly - fresh rock	> 100 Mpa perpendic. to foliation	tendency to split into sheets	medium-large (10cm - 150cm)			
C (81%)	compact grey (up dark, down light) clay with many stones (large <100cm), material is stable for long time, layer is without the water								
discontinuities									
type	trend / dip °/°	geometry	persistence m	spacing cm	aperture mm	filling	orientation		
D1	300/10	stepped, smooth	0,1 - 0,5	1 - 20	closed	-	favourable		
D2	320/50	undulated, smooth	0,2 - 0,5	70 - 100	closed	-	favourable		
water, seeping (l/min)		0	<10	10-25	25-125	>125			
		dry	moist	loc. digging	medium inflow	high inflow			
RQD (115- 3,3 J _v)		J _v (in 1m ³)	sampels	no					
52% - 62%		16 - 19							
Geotechnical notes: Next rounds should have similar characteristics. The surface of the rock should go slightly up.			Technological notes NATM method						
overburden about axis [m]		Classification Q							
9		3 - 6							
recomends: Open the face of top heading in the two pockets.									
taken over by:						carried out by: Milan Kössler			



discontinuities-filling:		diskont.-type:		next:			
C clay	X crushed rock	T tectonics	tec. failure	concrete, lining			
Q quarz	F limonite	Z tec. Zone	overbreaks	PH phyllit			
S sand	W water	D dislocation	muck	concentrated inflow			
B boulder	A aplite			non-concentr. inflow			

excavation	doc No	date	time	chainage (m)	chainage from portal (m)	length of excav.	overbreak	disconnection
east portal	0 0 2 1	9.4.2016	12:00	2395,4	47,6	1,2 m	0 m ³	Digger + explosive



Příloha č. 5

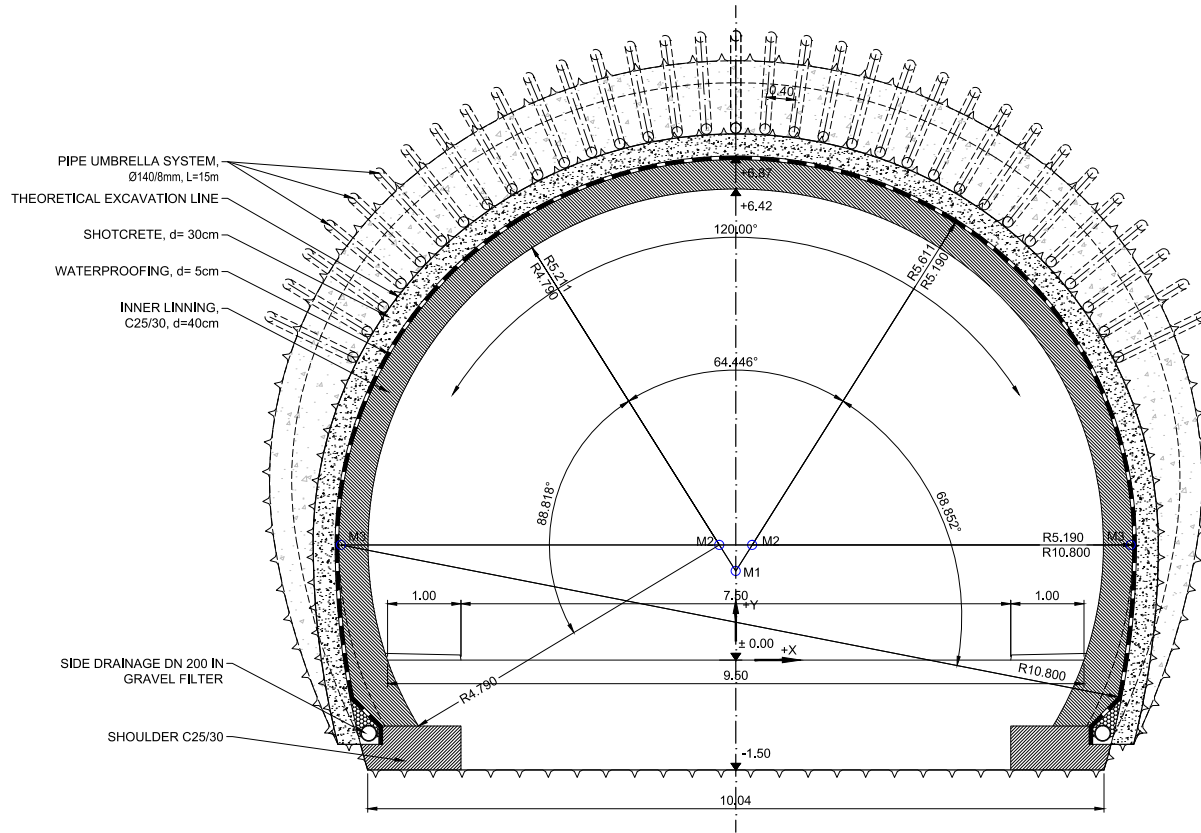
Výkresy řezů a způsobu ražby tunelu v zemině

(získáno z [32])

Příčný řez (geometrie)

Půdorys, podélný a příčný řez (způsob ražby)

REGULAR CROSS SECTION
M 1:50



GEOMETRIC DEFINITION

POINT	X	Y
M1	0,000	1,214
M2	±0,225	1,570
M3	±5,386	1,570

M 1 : 50

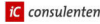


RELATED DOCUMENTS				

CLIENT:				
SWECO NORGE AS				

REV.	DATE	DESCRIPTION	BY	CHECKED	APPROVED
1	04.06.2013	REVISED AFTER MEETING 28.05.2013	Fs	Spe	Spe

PROJECT:				
RV 13 ØVRE GRANVIN - HOLVEN JOBBERSET				

DESIGNER:				
 ic consulenten Zivilttechniker Ges.m.b.H 2011 Hausweg 1, 5101 Bergheim/Salzburg Telefon: +43 (662) 450 773-0 Fax: +43 (662) 450 773-5 e-mail: officesalzburg@ic-group.org				

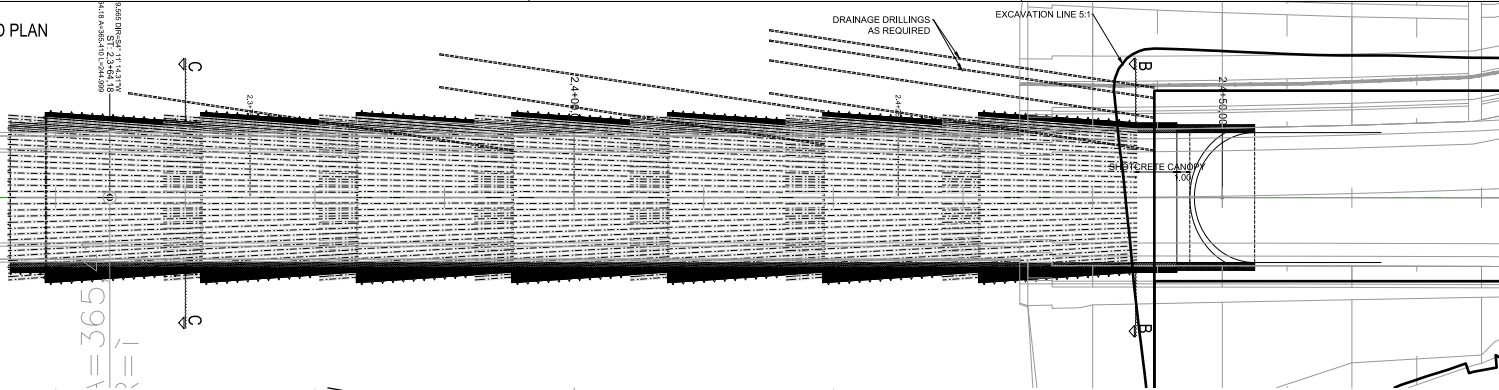
DRAWING TITLE:				
REGULAR CROSS SECTION SOIL TUNNELING SECTION				

DRAWING NUMBER:		SCALE:	
1		1:50	

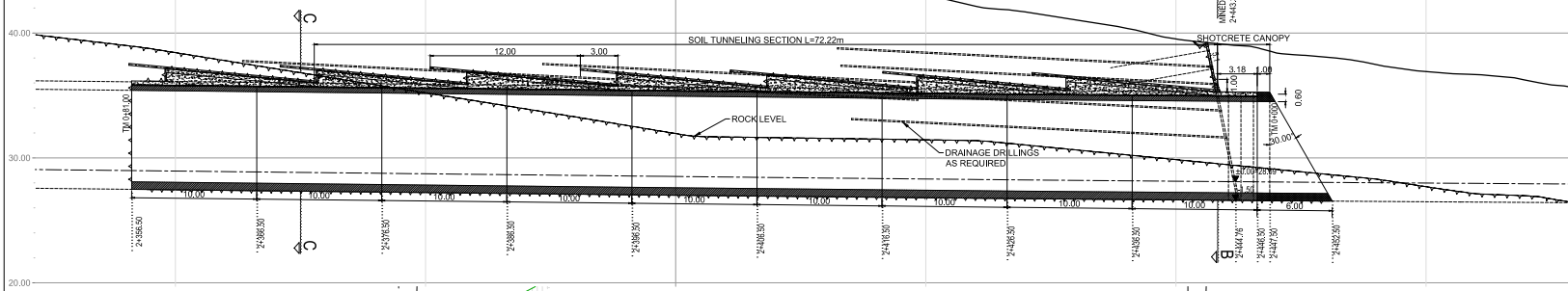
DRAWN BY:		CHECKED BY:		APPROVED BY:	
Fs		Spe		Spe	

GROUND PLAN
M 1:200

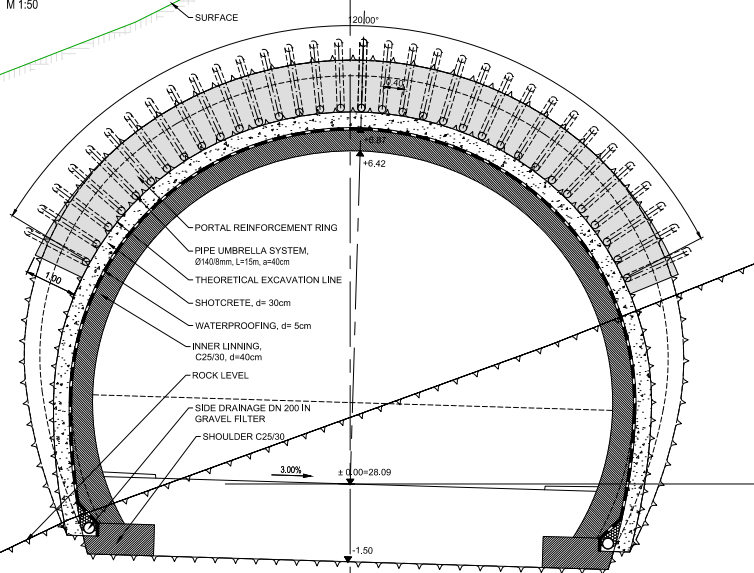
2+3+50,000



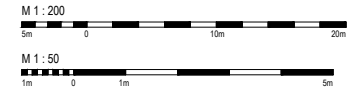
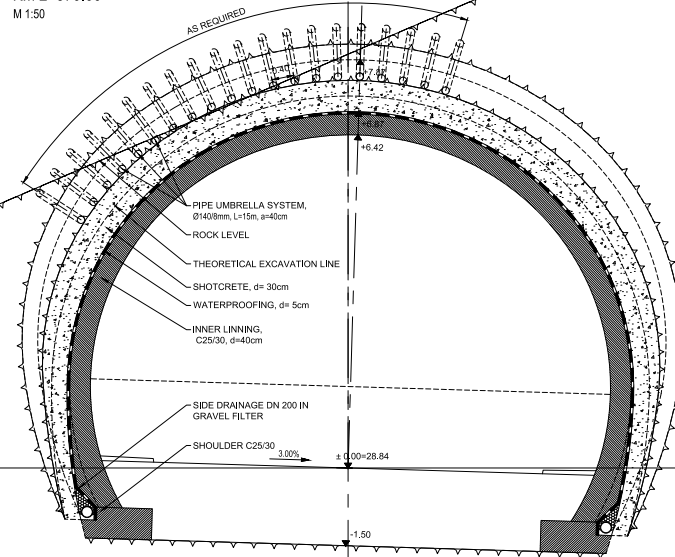
LONGITUDINAL SECTION
M 1:200



SECTION B-B
KM 2+443.32
M 1:50



SECTION C-C
KM 2+370.00
M 1:50



RELATED DOCUMENTS		

REV	DATE	DESCRIPTION	BY	CHKD	APPRD
1	03.07.2013		Fs	Spe	Spe

CLIENT:
SWECO NORGE AS

PROJECT:
**RV 13 ØVRE GRANVIN - HØLVEN
JOBBERØY**

DESIGNER:
consulenter
IC konsultanten ziviltekniker Ges.m.b.H
2010 Salzburg, A-5100 Berghheim/Salzburg
Tel: (+43) 662 456 773-0 Fax: +43
office@salzburgic-group.org

DRAWING TITLE:
**LONGITUDINAL SECTION
SOIL TUNNELING SECTION
OPTION**

DRAWING NUMBER:	SCALE:	DRAWN BY:	CHKD BY:	APPRD BY:
6	1:50 1:200	Fs	Spe	Spe

DRAFT CONCEPT