

VŠB – Technická Univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra geotechniky a podzemního stavitelství



Tunel Joberg – ražba tunelu v ledovcové moréně
Tunnel Joberg – Tunnel Excavation in the Glacial
Moraine

Student:

Bc. Marek Gracias

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D.

Ostrava 2016

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Marek Gracias**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika
Téma: **Tunel Joberg – ražba tunelu v ledovcové moréně**
Tunnel Joberg - Tunnel Excavation in the Glacial Moraine
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

- 1, Úvod
- 2, Tunel Joberg - představení projektu
- 3, Variantní návrh technologie ražby pomocí NRTM
- 4, Zhodnocení výsledků, optimalizace návrhu, posouzení rizik
- 5, Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:


- Klepsatel, F. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. 1. vyd. Bratislava: Jaga group, 2003, 215 s. ISBN 80-889-0543-5.
Aldorf, J.: *Mechanika podzemních konstrukcí*. VŠB-TU Ostrava: 1999. ISBN 80-7078-695-7.
Kolymbas, D., *Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling*. Berlin: Springer, c2005, xv, 437 s. ISBN 35-402-5196-0.
Singh, B., Goel, R. *Tunnelling in Weak Rocks*. Elsevier 2006. ISBN: 978-0-08-044987-6.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.


Vedoucí diplomové práce: **Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D.**

Datum zadání: 29.02.2016

Datum odevzdání: 30.11.2016


doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.
vedoucí katedry




prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB – TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB – TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB – TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užití své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB – TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB – TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- Beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č.111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

Anotace

Diplomová práce se zabývá ražbou tunelu Joberg probíhající částečně v ledovcové moréně. Na tomto tunelu byla vůbec poprvé použita metoda NRTM v Norsku. Cílem práce je posouzení průběhu ražby ve vybraných příčných řezech s proměnlivou výškou nadloží. Dále zhodnocení vlivu stavby na globální stabilitu morénového svahu. V úvodu práce je specifikována moréna, její vznik, druhy a materiálové složení. Také zahrnuje některé uskutečněné projekty tunelů v severských zemích. Představuje obecné informace o tunelu Joberg a směrové a spádové poměry tunelu. Popisuje geologické poměry zájmového území a zahrnuje technické informace o ražbě. Praktická část obsahuje variantní návrh ražby, zhodnocení výsledků, optimalizaci návrhu a zhodnocení rizik.

Klíčová slova: ledovcová moréna, NRTM, mikropilotový deštník, primární ostění, konvergence

Abstract

The thesis deals with the tunnel excavation Joberg partly ongoing in the glacial moraine. NATM method was used at this tunnel for the first time in Norway. The aim of the thesis is to assess the progress of the tunnel excavation in the selected cross section with variable overburden height. Further evaluation includes construction impact on global stability of the morainal slope. In the beginning of the thesis is specified moraine, its origins, types and material composition. Also it includes some made tunnel projects in the Nordic countries. It presents general information about the tunnel Joberg and directional and gradient tunnel conditions. Describes the geology of the area and also includes technical information about the tunnel excavation. The practical part includes alternative excavation design, evaluation of results, design optimization and risk assessment.

Keywords: Glacial Moraine, NATM, Micropile Umbrella, Primary Lining, Convergence

Obsah

Seznam použitého značení	8
1 Úvod.....	9
1.1 Ledovcová moréna.....	9
1.2 Ražba tunelů v severských zemích	11
2 Tunel Joberg – představení projektu	14
2.1 Obecné informace	14
2.2 Směrové a spádové poměry tunelu	17
2.3 Geologické poměry zájmového území	18
2.3.1 Geologie podloží	18
2.3.2 Geologie kvartéru	19
2.3.3 Klasifikace hornin.....	21
2.4 Topografie terénu.....	26
2.5 Hydrogeologické poměry zájmového území	27
2.6 Ražba v ledovcové moréně	28
2.6.1 Metoda mikropilotového deštníku.....	28
2.6.2 Dělení výrubu čelby.....	30
2.6.3 Primární a sekundární ostění	30
2.6.4 Zajištění čelby	31
2.6.5 Drenážní systém	31
2.6.6 Monitoring	32
2.6.7 Postup ražby	33
3 Variantní návrh technologie ražby pomocí NRTM.....	34
3.1 Tvorba podkladů pro model.....	34
3.2 Parametry horninového prostředí a výztuže	37
3.2.1 Hoek - Brown	37

3.2.2	Mohr – Coulomb	38
3.3	Porovnání příčných řezů modelu s dokumentací čelby	40
3.4	Modelování v programu Plaxis 2D	45
3.4.1	Fáze modelu pro skutečný stav díla s mikropilotovým deštníkem.....	45
3.4.2	Fáze modelu pro variantu bez mikropilotového deštníku	48
3.4.3	Fáze modelu pro posouzení vlivu ražby na globální stabilitu morénového svahu	52
3.5	Modelování v programu Midas GTS NX	53
3.5.1	Fáze modelu pro skutečný stav díla s mikropilotovým deštníkem.....	53
4	Zhodnocení výsledků, optimalizace návrhu, posouzení rizik	54
4.1	Výsledky skutečného stavu z programu Plaxis 2D.....	54
4.2	Výsledky varianty bez mikropilotového deštníku z programu Plaxis 2D	72
4.3	Výsledky skutečného stavu z programu Midas GTS NX.....	79
4.4	Výsledky vlivu ražby tunelu na globální stabilitu morénového svahu z programu Plaxis 2D.....	84
4.5	Optimalizace návrhu	85
4.6	Posouzení rizik.....	86
5	Závěr.....	88
	Seznam internetových zdrojů	91
	Seznam jiných zdrojů	91
	Seznam obrázků.....	93
	Seznam tabulek.....	96

Seznam použitého značení

γ	objemová tíha zeminy v přirozeném uložení [kN/m ³],
E	Youngův modul pružnosti [MPa]
ν	poissonovo číslo [-],
σ_{ci}	pevnost v tlaku [MPa]
m_i	pevnostní parametr neporušené horniny [-]
GSI	Geological Structure Index [-]
D	koeficient porušení horninového masivu [-]
m_b, s, a	Hoek-Brownovi konstanty [-]
φ	úhel vnitřního tření horniny [°]
c	soudržnost horniny [kPa]
N	normálová síla [kN/m]
V	posouvající síla [kN/m]
M	ohybový moment [kNm/m]
u	posun [mm]

1 Úvod

1.1 Ledovcová moréna

Ledovcovou morénu, nebo jen morénu lze charakterizovat, jako špatně tříděný nebo netříděný úlomkovitý materiál. Tento materiál se pohybuje činností ledovce, nebo který byl ledovcem akumulován. Tento termín má význam jednak geomorfologický, zahrnující ledovcové akumulační tvary, jednak geologický, jehož obsahem jsou ledovcové sedimenty (till). Slovo moréna je francouzského původu (la moraine) a obyvatelé západních Alp takto označovali vyvýšeninu nebo suťový pahorek na dně horského údolí.

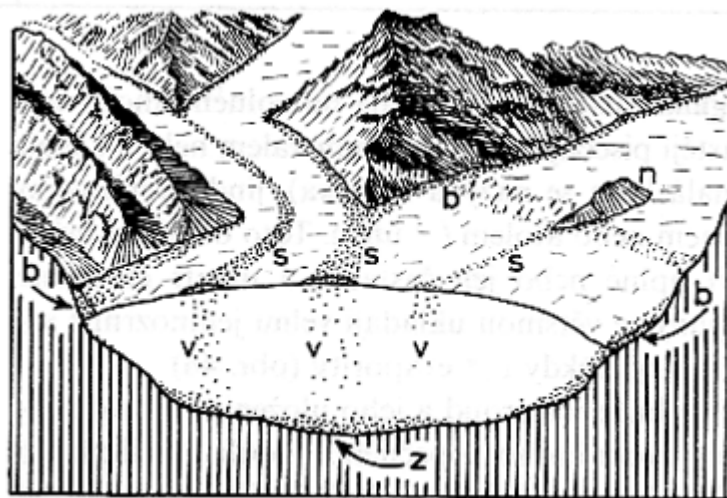
Podmínkou pro vznik morény je pohyb ledovce. Ledovec může buď, postupovat nebo ustupovat (tzv. oscilace čela). Vzhledem k poloze morény k ledovci lze rozlišit několik typů morén:

- **Svrchní moréna** - je suťový materiál kryjící povrch ledovce
- **Vnitřní moréna** - je suťový materiál, který pronikne trhlinami do nitra ledovce
- **Boční morény** – jsou úzké valy ze suťového materiálu, pocházejícího ze skalních stěn. Jejich tvar určuje postupné odtávání ledovcové hmoty.
- **Střední moréna** - vzniká při splynutí bočních morén dvou spojených údolních ledovců nebo ze sutí pocházejících z ostrůvkovité nezaledněné skalnaté vyvýšeniny (nunataku) uprostřed ledovce.
- **Čelní moréna** – vzniká na čelu ledovce, kde se hromadí materiál spodní a boční morény, popř. z ledovcového podloží. Čelní morény vytvářejí hřbety srpovitého půdorysu, vysoké od několika metrů do několika set metrů a dlouhé od několika desítek metrů do několika kilometrů. Mají příkřejší svah obrácený k ledovcovému čelu. Při výraznějších pohybech ledovce se vytváří čelní náporová moréna, kdy ledovec nahnul, popřípadě zvrásnil sedimentární materiál často různé geneze; přitom došlo k přemístění hmot na velké vzdálenosti (bludné balvany). Čelní morény v nejzazším místě postupu ledovce se nazývají **koncové morény**.
- **Spodní moréna** - představuje sedimentační pokryv v podloží ledovce, tvořený materiálem různé zrnitosti a původu (ze svrchní a střední morény, ze skalního podloží apod.). Při působení značného tlaku ledovce vzniká při drcení suti značný podíl jemnozrnného materiálu s rozptýlenými balvany a valouny, popř. s velkými horninovými bloky odtrženými z podloží. Dále obsahuje souvkové hlíny, které se

zejména u spodních morén pevninského ledovce vyznačují místy plástevnou strukturou a šupinovitou odlučností. Spodní moréna bývá označována jako základní. Má detailně členěný zvlněný povrch se zaoblenými pahory a sníženinami s bažinami, rašeliništi a jezery. Spodní moréna je často zakryta mladšími glacifluviálními nebo glacialakustrinními sedimenty. [1]



Obr. 1: Spodní moréna [1]



Obr. 2: Morény údolního ledovce [2]

b – boční moréna, s – střední moréna, v – vnitřní moréna, z – základní (spodní) moréna, n - nunatak

1.2 Ražba tunelů v severských zemích

Tunely Siglufjörður a Ólafsfjörður, Island

Projekt s názvem Hédinsfjörður zahrnoval realizaci nového silničního spojení mezi dvěma rybářskými osadami Siglufjörður a Ólafsfjörður na severu Islandu. Význam nabyla nová komunikace zvláště v zimních měsících, kdy přívaly sněhu vždy odřízly město Siglufjörður na delší dobu od okolního světa. Projekt obnášel ražbu dvou silničních tunelů v délkách 3,9 km a 7,1 km. Cesta z obou osad do krajského města Akureyri se díky nové komunikaci zkrátila z dřívějších 200 kilometrů na cca 80 kilometrů.

Tunely byly raženy v horském masívu Tröllaskagi. Nadloží se pohybovalo od 5 m v blízkosti portálů až do více než 800 m pod vrcholem hory Thverfjall. Z geologického hlediska se lokalita nachází v terciérní vulkanické formaci. Vzhledem ke značné výšce nadloží, komunikaci puklin, žil a zlomů s povrchem, byl zaznamenán obrovský přítok podzemní vody. Z těchto důvodů bylo prováděno ověřování hydrogeologických poměrů pomocí průzkumných předvrtů o průměru 51 mm, kdy tlak vody dosahoval až 32 barů a množství vody vytékající vrty až 3.000 l/min.. Vzhledem k problematice injektáže byly nedílnou součástí při ražbě tunelů. Z důvodu nízkých teplot podzemní vody v tunelu Ólafsfjörður nebylo možné použít klasickou cementovou injektáž. Byla nahrazena chemickou injektáží na bázi polyuretanů. I přes intenzivní aplikaci injektáží celkový přítok do tunelu postupně vzrůstal. Po přechodu velkou zvodnělou zónou dosáhl celkový přítok 600 l/s a vytvořil v tunelu „řeku“. Po více než roce přítoky klesly zhruba na polovinu.

Pro ražbu tunelu byl zvolen postup výstavby metodou Drill&Blast s cílem minimalizovat možná rizika úpadní ražby s co možná nejrychlejším dokončením projektu. Oba silniční tunely tak byly prováděny zároveň, tím se celý projekt rozdělil na dvě samostatné tunelové stavby. Hlavním bezpečnostním prvkem pro zajištění líce výrubu bylo kotvení svorníky a stříkaný beton aplikovaný mokrou cestou.

Práce byly zahájeny v září 2006 a provoz byl zahájen v říjnu 2010.

Tunel Nordfjörður, Island

Hlavním účelem projektu Nordfjörður je zajištění bezproblémového spojení, nenáročného na údržbu, mezi dvěma sousedními městy Eskifjörður a Neskaupstaður na východním pobřeží Islandu. Stávající komunikace o délce 24 km zajišťující spojení mezi dvěma městy je zároveň jedinou cestou vedoucí do vzdálenějšího města Neskaupstaður. Její délka nehrála v rozhodovacím procesu velkou roli, ale bezpečnost a zimní údržba. Celková délka tunelu by měla činit okolo 7,9 km. Z toho ražená část cca 7,5 km a hloubené úseky cca 400 m.

Geologie zahrnuje z 80 % bazalty ve formě lávových proudů, které tvoří jemně až středně zrnité kompaktní i proplyněné čediče, většinou silně tektonicky porušené. Tyto proudy byly přerušovány více či méně krátkými periodami, během nichž sedimentoval převážně vulkanoklastický materiál a zeminy, které tvoří často velmi nesoudržné tufové vrstvy o mocnostech od několika stovek milimetrů až do několika metrů.

Vzhledem k tomu, že ražby probíhají střídavě v pevných bazaltových horninách a nesoudržných sedimentech, je uplatněna nejenom metoda Drill&Blast, ale také Nová rakouská tunelovací metoda. Primární zajištění výrubu tunelu je realizováno různými typy svorníkové výztuže a stříkaného betonu. Dodatečné svorníkování a další vrstva stříkaného betonu pak slouží jako definitivní vyztužení tunelu. Většina svorníkové výztuže primárního vyztužení se po dokončení ražeb zahrne do definitivní výztuže. Ve zvlášť nepříznivých geologických podmínkách, jako jsou tufové vrstvy o mocnostech přesahujících 2-2,5 m, se jako součást primárního ostění mohou používat příhradové ocelové rámy ve spojení s kari sítěmi, radiální svorníkovou výztuží a stříkaným betonem.

Přípravné stavební práce předcházející ražbám započaly v srpnu 2013 a smluvní termín dokončení je stanoven na září 2017.

Tunely mezi Helsinkami a Espoo, Finsko

Projekt Länsimetro (západní metro) zahrnuje nové dopravní mezi městy Helsinky a Espoo, které přímo navazuje na jedinou provozovanou trasu. Nová trasa byla vyprojektována v délce 13,9 km z Ruoholahti v Helsinkách do stanice Matinkilä v Espoo. Před projektem Länsimetro předcházelo vyražení trojice úpadních přístupových tunelů sloužících pro

rozražení vlastních traťových tunelů metra. Dokončený projekt přístupových tunelů se skládá z trojice úpadních přístupových tunelů Lauttasaari (405 m), Myllykallio (283 m) a Koivusaari (567 m). (2010 – 2011)

Z geologického hlediska se jednalo o ražby v tvrdých skalních horninách, převážně žulách a pod hladinou podzemní vody. Kvalita horninového masívu byla z globálního hlediska velice dobrá, pro tunelářské práce příznivá.

Traťový úsek LU6E - Karhusaari dlouhý 1,3 km připojuje metro od hranice města Helsinky a pokračuje směrem na západ do Espoo. Součástí ražeb je dvojice jednokolejných traťových tunelů s osovou vzdáleností kolem 25 m. (2011 – 2013)

Ražba obou tunelů je typickou ukázkou tunelovací metody Drill&Blast, která je mimořádně vhodná do skandinávských geologických podmínek. Jednoplášťové definitivní ostění tunelů se skládá ze svorníkové výztuže a stříkaného betonu.

V dnešní době se již pracuje na ražbě dalších traťových tunelů a o délce 2,7 km a vybudování stanice Espoonlahti v rámci projektu Länsimetro. Dle smlouvy by uvedené práce měly být hotovy za 18 měsíců.

Tunel Bjornabakkane, Norsko

Tunel Bjornabakkane mezi Hafslem a Veitastrondem je první zakázkou, kterou se Metrostavu podařilo v Norsku získat. Délka tunelu činí 1565 m. Silniční stavba bude sloužit pouze asi 120 lidem z vesnice Veitastrond. Tunel zajistí průjezdnou silnici po celý rok. Doposud až 100 dní v roce blokují laviny a padající kameny původní komunikaci. Součástí projektu je také protilavinové zabezpečení silnice v oblasti největšího norského fjordu Sognefjorden.

Vzhledem ke stabilnímu granitovému a granodioritovému nadloží byla zvolena technologie ražby Drill&Blast. Ovšem geologické podmínky v Norsku jsou odlišné od islandských či finských. Během ražby byly zaznamenány často se měnící systémy diskontinuit a podrcených poruchových zón vyplněných vrstvami jílu. Definitivní ostění tunelu se skládá ze svorníkové výztuže a stříkaného betonu.

Ražba tunelu byla zahájena v srpnu roku 2014 a dokončen měl být v září roku 2016. [3]

2 Tunel Joberg – představení projektu

2.1 Obecné informace

V říjnu roku 2015 zahájila společnost Metrostav a.s. svůj druhý tunelový projekt v Norsku výstavbou tunelu Joberg. Ražba tunelu je součástí projektu Vossapakko, který zahrnuje celkovou optimalizaci dopravní tepny z Bergenu do Osla. Metrostav a.s. buduje tento projekt ve sdružení s místním partnerem, společností Bertelsen & Garpestad. Investorem celého projektu je společnost Statens Vegvesen, což je obdoba našeho Ředitelství silnic a dálnic. Řešený úsek v okrese Granvin optimalizuje silniční komunikaci Rv. 13 v části pod vrcholem Joberget. Tento tunel povede podél jezera Granvinsvatnet z obce Øvre Vassenden na západní straně směrem k Holvenu na východě. Stávající komunikace Rv. 13 je vedena na břehu jezera Granvinsvatnet pod skalní stěnou, která je značně navětralá a dochází zde k častým skalním řícením. Ražba tunelu je také součástí protilavinového opatření na řešené komunikaci Rv. 13. Dalším důvodem optimalizace trasy je odlehčení hustoty dopravy v obci Øvre Vassenden. Díky tomuto řešení se také zvedne hodnota pozemků v okolí stávající komunikace.

Prorážka tunelu byla provedena v sobotu 30. 7. 2016. K prorážce došlo zhruba 1700 m od západního portálu a asi 400 metrů od východního. V dnešní době již probíhají lokální práce na vystrojení tunelu a místo pomalu přebírá společnost Bertelsen & Garpestad, která se zabývá veškerým technologickým zařízením tunelu a kompletací vozovky. K otevření tunelu by mělo dojít již v červnu 2017.



Obr. 3: Letecký snímek se zakreslenou trasou tunelu (červeně) a zónou skalního řícení (modře) [10]

Tunel Joberg se skládá cca z 1950 m dlouhé části ražené metodou Drill&Blast, která je pro Norsko a ostatní severské země velice typická. Tato technologie byla aplikována od západního portálu, který je situován do skalní stěny. V části ražené touto metodou bylo odstřeleno a vytěženo cca 150 000 m³ horniny a nastříkáno téměř 11 000 m³ betonu.



Obr. 4: Pohled na západní portál poblíž obce Øvre Vassenden

Na východním portále byla ovšem využita Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM). Tato technologie byla v Norsku využita vůbec poprvé. Ze strany od obce Holven bylo totiž nutné překonat asi 90 m ražby v písčitéch zeminách s malou soudržností, morénovými sedimenty s nejmenším nadložím jen asi 2 – 4 m. Tuto část si investor nechal vyprojektovat od rakouské společnosti IC consulting, která prováděla při realizaci také specializovaný

stavební dozor. Úsek procházející morénou se dal řešit zářezem bez tunelu, avšak Norové chtěli získat zkušenosti s NRTM. V budoucnu totiž tuto metodu plánují využít v dalších projektech. V moréně bylo využito klasických výztužných prvků, jako lokálních výztuží Pantex, kari sítí, svorníků a stříkaného betonu, tak i například injektovaných mikropilotových dešťníků, čelbových kotev a drenážních vývrtů do předpolí čelby.



Obr. 5: Pohled na východní portál poblíž obce Holven

Teoretický profil výrubu je T 9,5 s plochou $70,43 \text{ m}^2$. V tunelu se nacházejí 4 nouzové zálivy v profilu výrubu T 13,5 s plochou $93,97 \text{ m}^2$. Dva z těchto zálivů obsahují technické komory, které jsou kolmé na osu tunelu v délkách 23,5 m. Poslední součástí projektu je realizace cca 1100 m vnějších cest na povrchu.

2.2 Směrové a spádové poměry tunelu

Vzhledem k poměrně krátké době realizace vyplývající z požadavků investora ředitelství silnic a dálnic byly ražby vedeny z obou portálů. Ražba ze západu metodou Drill&Blast byla zahájena na konci října roku 2015. Z této strany se razilo dovrchně se sklonem cca 1,1% do třetiny celkové délky tunelu, kde se nachází výškový lom trasy v úrovni 42,570 m n. m. Od tohoto mezníku trasa k východnímu portálu následně klesá pod stejným sklonem. Ražba technologií NRTM z východního portálu v oblasti morény byla zahájena 9. února roku 2016, je tedy zřejmé, že ražba byla prováděna dovrchně. Příčný náklon tunelu se pohybuje v rozmezí 3 – 8 %.

Směrově je tunel veden od západu k východu nejprve v přímé linii a následně ve směrových obloucích nejprve o poloměru $R = 2000$ m a poté $R = 8000$ m. [3,4,9,10]



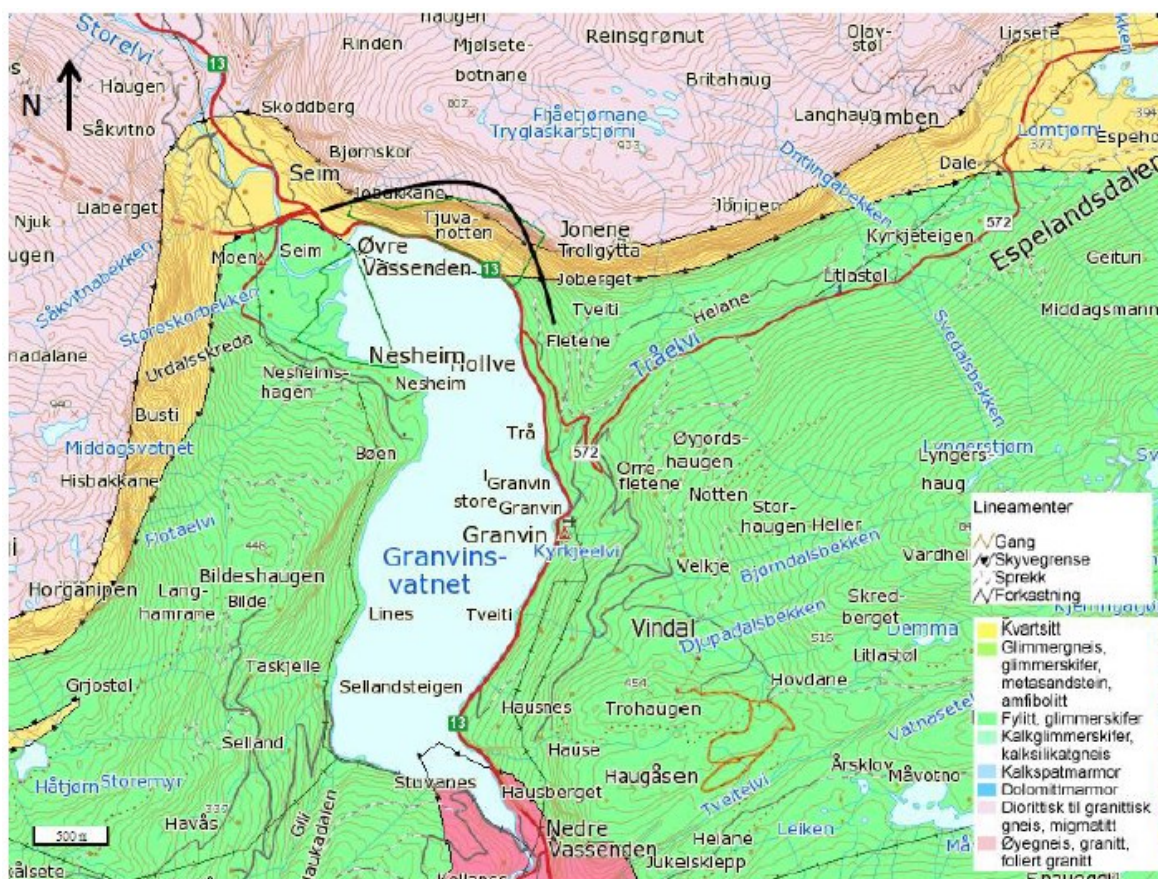
Obr. 6: Směrové řešení vedení tunelu Joberg a napojení na stávající komunikaci Rv. 13 [12]

2.3 Geologické poměry zájmového území

2.3.1 Geologie podloží

V oblasti trasy tunelu Joberg se nacházejí dva různé skalní příkrovy, příkrov Stavsnut a Slettafjell. Ty byly vytvořeny během velké tektonické události v období proterozoika. Příkrovy byly od základního podloží odděleny přesmyky. Část podloží bylo během cambrosilurského období metamorfované.

Geologická mapa poskytnutá Norskou geologickou správou zobrazuje geologické poměry skalního podloží zájmového území. Lokalita v okolí tunelu se skládá převážně z ruly, křemence, fylitu a foliační žuly. Tyto horniny vznikly během metamorfózy v období proterozoika.

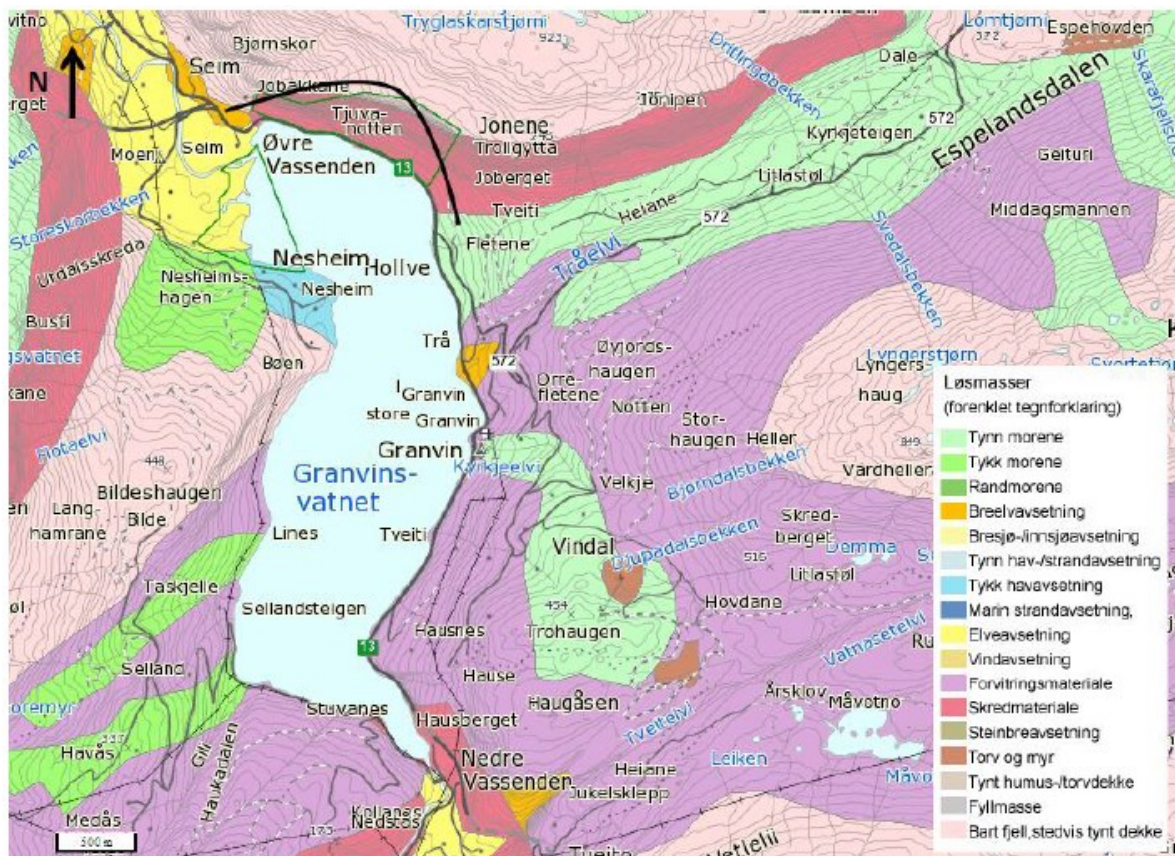


Obr. 7: Výřez z mapy zobrazující geologické rozložení okolo jezera Granvinsvatnet. Tunel Joberg je schematicky ilustrován černou barvou. Kvarcit (žlutá), granit (růžová), fylit (zelená). [9]

2.3.2 Geologie kvartéru

Ústup ledových příkrovů, které pokrývaly celé západní Norsko během poslední doby ledové, nastal asi před 10 000 lety. V tomto období ledovce částečně erodovaly nadložní zeminy ze skalního podloží a v důsledku velkých tlaků vznikalo drcení skalního podloží na menší fragmenty. Zemina, kameny a balvany byly transportovány uvnitř ledovce nebo pod ním. Poté byly nejčastěji uloženy při okraji nebo pod ledovcem, jako boční či spodní moréna. Vzhledem k různému složení skalního podloží, erozi, měnící se rychlostí a vzdálenostmi transportu sutě je možné zaznamenat vysokou variabilitu geotechnických vlastností materiálu uloženého v moréně. Obecně platí, že ledovcové sedimenty jsou vysoce netříděné a obsahují celou škálu velikostí zrn od bahna po balvany.

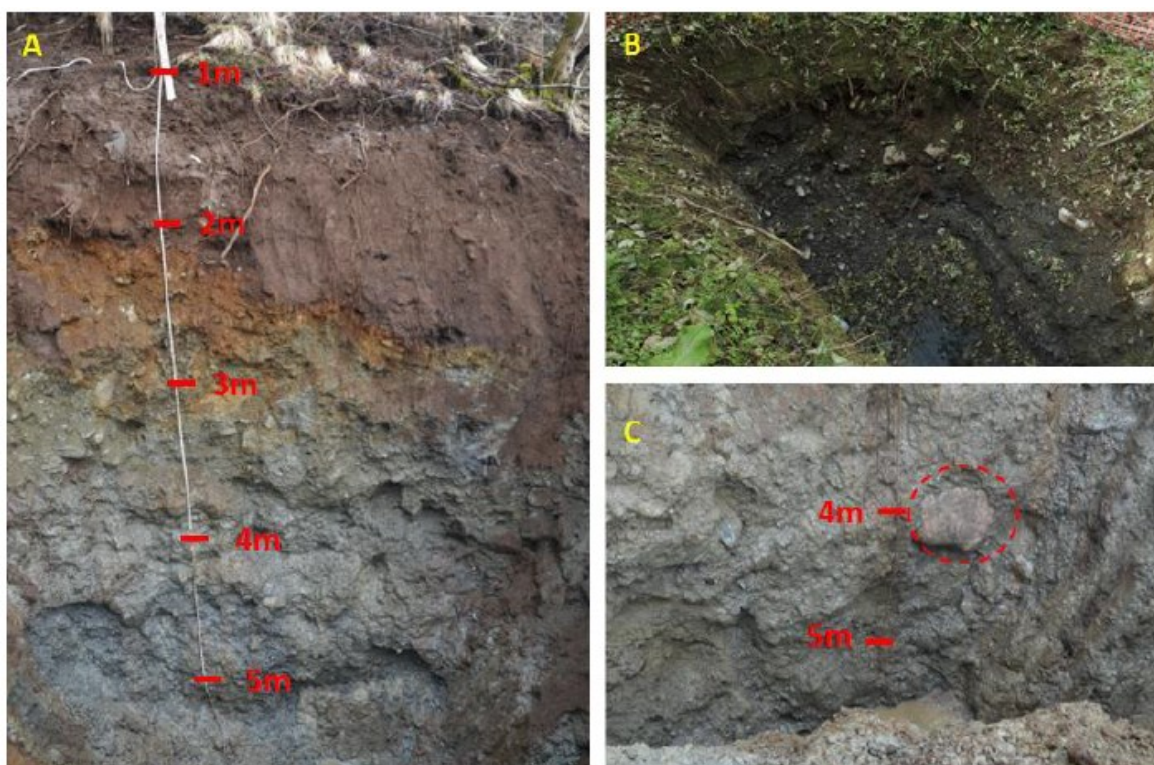
Východní portál tunelu Joberg je situován severně od obce Holven. Obec Holven se nachází v prudkém svahu morénového sedimentu jižně od téměř svislé skalní zdi hory Joberg. Portál leží téměř v patě tohoto morénového údolí zvané Espeland. Směr pohybu ledovce v údolí Espeland byl na západ.



Obř. 8: Výřez z mapy zobrazující geologické rozložení okolo jezera Granvinsvatnet. Tunel Joberg je schematicky ilustrován černou barvou. Moréna (světle zelená), sesuvná oblast (červená), holé pohoří (růžová). [9]

Vzhledem k náročnosti ražby v morénových sedimentech byl v roce 2009 proveden pod vedením společnosti NPRA (Norwegian Public Roads Administration – Statens vegvesen) inženýrskogeologický průzkum. V rámci průzkumu bylo provedeno několik průzkumných vrtů a čtyři průzkumné sondy v trase budoucího tunelu. Sondy byly kopány do přibližné hloubky 5 – 6 m. Na fotografiích A a B je zjevná různorodost morénového sedimentu. Na fotografii C si je také možné všimnout balvanů o průměru 0,5 – 0,6 m. Zastoupení větší frakce zrn a balvanů se zvyšuje s rostoucí hloubkou. V rámci vrtání a seizmických měření provedených v roce 2013 byly zjištěny různé hloubky od 8 do 22 m morénových sedimentů.

Výše popsané směsné sedimenty morény se v počátku ražby vyskytovaly v téměř celém profilu čelby. S postupem ražby tyto sedimenty pomalu ustupovaly do nadloží tunelu. Skalní podloží tvořené rulami a fylity se nejdříve objevovaly v opěří tunelu a později i v kalotě. Cca v 85 m vzdálenosti od portálu se již v téměř v celém profilu tunelu vyskytovala skalní hornina. Ve vzdálenosti cca 90 m od portálu se přešlo z principů NRTM na technologii Drill&Blast. [9]



Obr. 9: Fotografie A a B zobrazuje průzkumné sondy okamžitě po vyhloubení a následně několik měsíců pro ilustraci stability stěn jámy. Fotografie C ukazuje v morénovém materiálu velký balvan. [9]

2.3.3 Klasifikace hornin

1. Klasifikace hornin pomocí indexu RQD

Klasifikace hornin pomocí indexu RQD (Rock Quality Designation Index) byla vytvořena Deereem v roce 1967 pro odhadnutí kvality horninového masivu z vrtného jádra. I když původním záměrem bylo kvalitativní určení, zda je nebo není hornina vhodná pro ražbu tunelu, dal index RQD základ dalším systémům klasifikací hornin a dnes je standardním parametrem pro hodnocení vrtných jader.

Index RQD je definována jako procentuální zastoupení neporušených jádrových částí delších než 100 mm vzhledem k celkové délce vrtného jádra. Výpočet indexu RQD:

$$RQD = \frac{\sum \text{délka kusů jádra} > 100 \text{ mm}}{\text{celková délka jádra}} \times 100 \%$$

Na základě vypočítaného indexu RQD je hornina klasifikována podle tabulky.

Tab. 1: Klasifikace hornin podle indexu RQD

Hodnoty indexu RQD	Klasifikace kvality horninového masivu
0 - 25	velmi nízká
25 - 75	nízká
50 - 75	střední
75 - 90	dobrá
90 - 100	výborná

V případě, kdy nejsou k dispozici vrtná jádra, ale diskontinuity jsou viditelné na odhalené povrchové ploše nebo v průzkumné štole, může být podle Palmströma (1982) index RQD určen z počtu diskontinuit na jednotku objemu.

Výpočet indexu RQD pro horniny neobsahující jíly:

$$RQD = 115 - 3,3J_v$$

J_v je počet puklin v horninovém masivu na jednotku objemu.

2. Klasifikace podle Norského geotechnického institutu NGI – Q INDEX

V roce 1974 Barton et al. odvodili klasifikační systém, který hodnotí horninový masiv na základě indexu Q. Hodnota indexu Q je definovaná jako:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SFR}$$

Kde RQD je index kvality horninového masivu, J_n počet puklinových systémů, J_r drsnost puklin, J_a alterace puklin, J_w zvodnění puklin a SRF napjatost horninového masivu. První zlomek reprezentuje strukturu horninového masivu a je hrubým odhadem velikosti bloků horniny. Druhý zlomek reprezentuje povrch stěn puklin. Třetí zlomek popisuje tlak v hornině.

3. Klasifikace podle Bieniawského

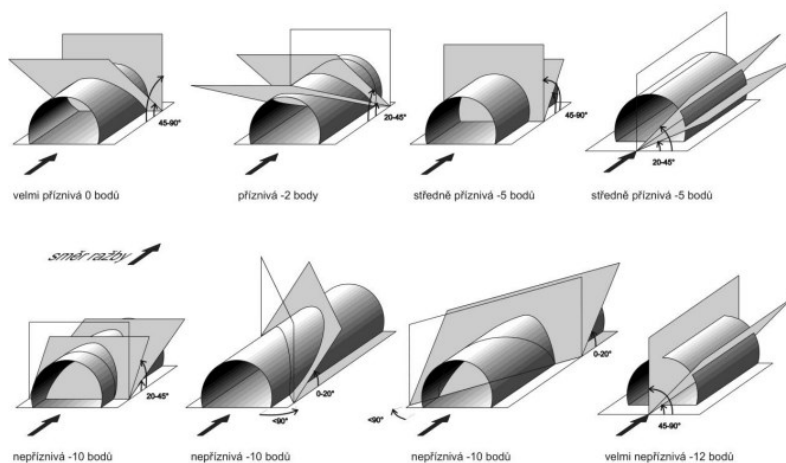
V roce 1976 publikoval Bieniawski geomechanickou klasifikace **RMR** (Rock Mass Rating). Klasifikace využívá šesti parametrů:

1. Pevnost v tlaku při bodovém zatížení nebo pevnost v prostém tlaku
2. Index kvality horninového masivu
3. Vzdálenost diskontinuit
4. Charakter diskontinuit
5. Vlastnosti podzemní vody

Každý z uvedených parametrů je ohodnocen a výsledná suma hodnot parametrů udává index RMR. Při určování hodnot parametrů se horninový masiv rozdělí do strukturních oblastí a každá z nich se hodnotí zvlášť. Hranicí takové strukturní oblasti se z pravidla shodují s hlavními strukturními prvky, mohou to být probíhající zlom, změna vzdálenosti diskontinuit nebo změna typu horniny. Hodnocení prvních pěti parametrů a celkové hodnocení indexu RMR je uvedeno v tabulce. . Orientace diskontinuit se hodnotí v závislosti na směru ražby, postup hodnocení je znázorněn na obrázku.

Tab. 2: Hodnocení parametrů klasifikace RMR (upraveno podle Bieniawského, 1989) [11]

A. PARAMETRY A JEJICH HODNOCENÍ							
Parametr		Rozsah hodnot					
1	Pevnost neporušené horniny	Pevnost v tahu při bodovém zatížení	> 10 MPa	4 – 10 MPa	2 – 4 MPa	1 – 2 MPa	Pro nízké hodnoty se upřednostňuje pevnost v prostém tlaku
		Pevnost v prostém tlaku	> 250 MPa	100 – 250 MPa	50 – 100 MPa	25 – 50 MPa	
	Hodnocení	15	12	7	4	2 1 0	
2	Index kvality horninového masivu RQD		90 – 100 %	75 – 90 %	50 – 75 %	25 – 50 %	< 25 %
		Hodnocení	20	17	13	8	3
3	Vzdálenost diskontinuit		> 2 m	0,6 – 2 m	0,6 – 0,2 m	0,2 – 0,06 m	< 0,06 m
		Hodnocení	20	15	10	8	5
4	Charakter diskontinuit (viz C)		Velmi drsný povrch Nesouvislý Neodlučný Nezvětralá stěna	Nepatrně drsný povrch Odlučnost < 1 mm Nepatrně zvětřalá stěna	Nepatrně drsný povrch Odlučnost < 1 mm Velmi zvětřalá stěna	Ohlazený povrch nebo jílovitý lem < 5 mm Odlučnost 1 – 5 mm Souvislý	Jílovitý lem > 5 mm Odlučnost > 5 mm Souvislý
		Hodnocení	30	25	20	10	0
5	Vlastnosti podzemní vody	Přítok na 10 m délky tunelu	Žádný	< 10 l/m	10 – 25 l/m	25 – 125 l/m	> 125 l/m
		(Tlak vody v puklině)/(Hlavní napětí)	0	< 0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5
		Obecné podmínky	Suché	Navlhle	Mokré	Odkapavající	Přítékající
Hodnocení		15	10	7	4	0	
B. HODNOCENÍ ORIENTACE DISKONTINUIT (viz obr. 1)							
Směr a sklon vrstvy		Velmi příznivý	Příznivý	Středně příznivý	Nepříznivý	Velmi nepříznivý	
Hodnocení pro tunely a doly		0	-2	-5	-10	-12	
C. VODÍTKO PRO KLASIFIKACI POVRCHU DISKONTINUIT							
Průběžnost diskontinuit	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Hodnocení	6	4	2	1	0		
Rozevření diskontinuit	Žádné	< 0,1 mm	0,1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Hodnocení	6	5	4	1	0		
Drsnost povrchu	Velmi drsný	Drsný	Mírně drsný	Hladký	Ohlazený		
Hodnocení	6	5	3	1	0		
Výplň	Žádná	Pevná výplň < 5 mm	Pevná výplň > 5 mm	Jemná výplň < 5 mm	Jemná výplň > 5 mm		
Hodnocení	6	4	2	2	0		
Zvětrání povrchu	Nezvětralý	Mírně zvětřalý	Středně zvětřalý	Silně zvětřalý	Rozložený		
Hodnocení	6	5	3	1	0		
D. CELKOVÉ HODNOCENÍ KLASIFIKACE RMR							
Hodnocení	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	0 - 20		
Třída	I	II	III	IV	V		
Kvalita horniny	Velmi dobrá	Dobrá	Střední	Špatná (nízká)	Velmi špatná (velmi nízká)		



Obr. 10: Hodnocení orientace diskontinuit v závislosti na směru ražby (upraveno podle Bieniawského, 1989) [11]



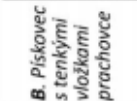
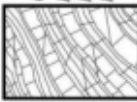

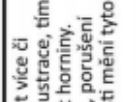
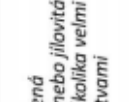

4. Index GSI

Index GSI (Geological Strength Index) není ve svém smyslu indexová klasifikace, ale je alternativní metodou určení pevnosti a tvárnosti horninového masivu odvozenou v roce 1995 Everetem Hoekem (autor, rok). Hodnota indexu GSI byla zpočátku určována na základě indexu RMR, dnes se určuje hodnota přímo ze schémat prezentovaných v tabulce 3, pro horninové masivy s blokovým rozpadem a v tabulce 4 pro heterogenní horninové masivy jako je například flyš. [11]

Tab. 3: Index GSI pro horninové masivy s blokovým rozpadem (upraveno podle Hoeka, 2007) [11]

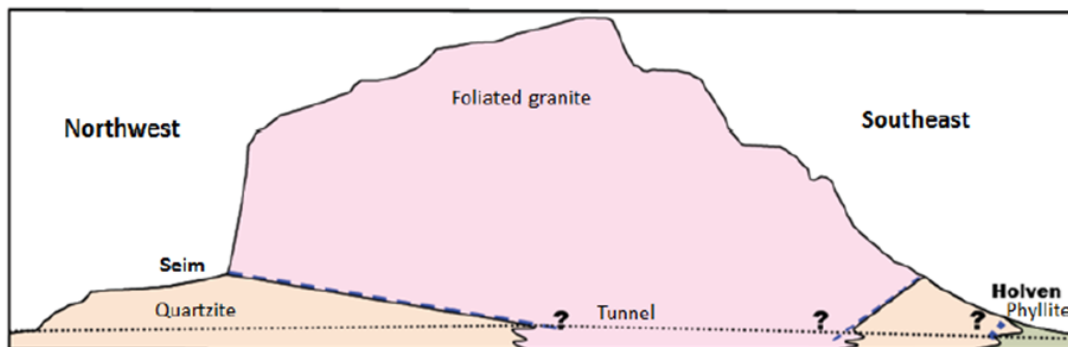
INDEX GSI PRO HORNINY S BLOKOVÝM ROZPADEM		STAV POVRCHU DIKONTINUIT				
STAVBA		VELMI DOBRÝ Velmi drsný, nezvětralý povrch	DOBŘÍ Drsný, lehce zvětralý povrch	STŘEDNÍ Hladký, středně zvětralý alterovaný povrch	ŠPATNÝ Velmi hladký a zvětralý povrch s kompaktními povlaky, výplní nebo ostrohranými úlomky	VELMI ŠPATNÝ Velmi hladký a zvětralý povrch s jílovými povlaky nebo výplní
		POKLES KVALITY POVRCHU DIKONTINUIT →				
	NEPORUŠENÁ NEBO MASIVNÍ - neporušené horninové vzorky, masivní in situ hornina s několika vzdálenými diskontinuitami	90			N/A	N/A
	BLOKOVITÁ - velmi dobře vzájemně zaklíněný neporušený masiv skládající se z krychlových bloků tvořených třemi soubory	80	70			
	VELMI BLOKOVITÁ - vzájemně zaklíněný částečně porušený masiv s ostrohranými bloky tvořenými 4 nebo více soubory diskontinuit		60	50		
	BLOKOVITÁ/PORUŠENÁ - zvrásněný masiv s ostrohranými bloky tvořený velkým množstvím vzájemně protínajících se souborů diskontinuit. Průběžná vrtevnatost nebo břidličnatost			40	30	
	ROZPADAJÍCÍ SE - špatně zaklíněné silně rozlámané bloky horninového masivu s oblými nebo ostrohranými úlomky				20	
	LAMINOVANÁ/SMYKEM PORUŠENÁ - nedostatečná blokovitost z důvodu malé vzdálenosti břidličnatosti nebo smykových ploch	N/A	N/A			10
		← POKLES VZÁJEMNÉHO ZAKLÍNĚNÍ HORNINOVÝCH BLOKŮ				

Tab. 4: Index GSI pro heterogenní horninové masivy jako je například flyš (upraveno podle Hoeka, 2007) [11]

INDEX GSI PRO HETEROGENNÍ HORNINOVÉ MASIVY NA PŘÍKLADU FLYŠE		STAV POVRCHU DISKONTINUIT (Především vrstevních ploch)		VELMI DOBRÝ - Velmi drsný, nezvětralý povrch		DOBŘÍ - Drsný, lehce zvětralý povrch		STŘEDNÍ - Hladký, středně zvětralý alterovaný povrch		SPĀTNÝ - Velmi hladký povrch s kompaktními povlaky, vyplní nebo ostrohnanými úlomky		VELMI ŠPĀTNÝ - Velmi hladký a zvětralý povrch s jilovými povlaky nebo vyplní	
KOMPOZICE A TEXTURA  <p>A. Tlustě vrstevnatý, velmi blokovitý pískovec</p>  <p>B. Pískovec s tenkými vložkami prachovce</p>  <p>C. Podobný poměr pískovce a prachovce</p>  <p>D. Prachovec nebo prachovitá břidlice s vložkami pískovce</p>  <p>E. Prachovec nebo jilovitá břidlice s vložkami pískovce</p>		<p>C, D, E a G - mohou být více či méně zvrásněné než ilustrace, tím se ale nemění pevnost horniny. Tektonická deformace, porušení zlomy a ztráta spojitosti mění tyto kategorie na F a H.</p>  <p>F. Tektonicky porušené, intenzivně zvrásněné a smykem porušené jilovité břidlice nebo prachovce s deformovanými vložkami pískovce utváří téměř chaotickou texturu.</p>  <p>G. Neporušená prachovitá nebo jilovitá břidlice s několika velmi tenkými vrstvami pískovce</p>  <p>H. Tektonicky porušené prachovité nebo jilovité břidlice tvořící chaotickou texturu s vložkami jilu. Tenké vrstvy pískovce jsou přetvořeny na malé horninové úlomky.</p>		<p>70</p> <p>60</p> <p>50</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>20</p>		<p>A</p> <p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>F</p> <p>G</p> <p>H¹⁰</p>							
				<p>↑ : Znáznorňuje deformaci po tektonickém porušení</p>									

2.4 Topografie terénu

Topografie nad tunelem Joberg je ilustrována na obrázku č. 10. Joberg je velmi strmá hora, ale v horní části relativně plochá. Nadloží tunelu se pohybuje kolem 600 m ve svém nejvyšším místě a kolem 5 m v místě nejnižším.



Obr. 11: Zobrazení topografie terénu se zakreslenými přibližnými horninovými rozhraními v trase tunelu. [9]

Jak bylo výše zmíněno, jihovýchodní portál tunelu se nachází v blízkosti obce Holven, který je pokryt morénovými sedimenty. Svah tvořený tímto materiálem se táhne do výšky až 120 m nad úroveň tunelu a je ukončen cca 300 m vysokou skalní stěnou hory Joberg. Úklon svahu činí cca 30°. V severozápadní části je již portál situován do skalní stěny. [9]

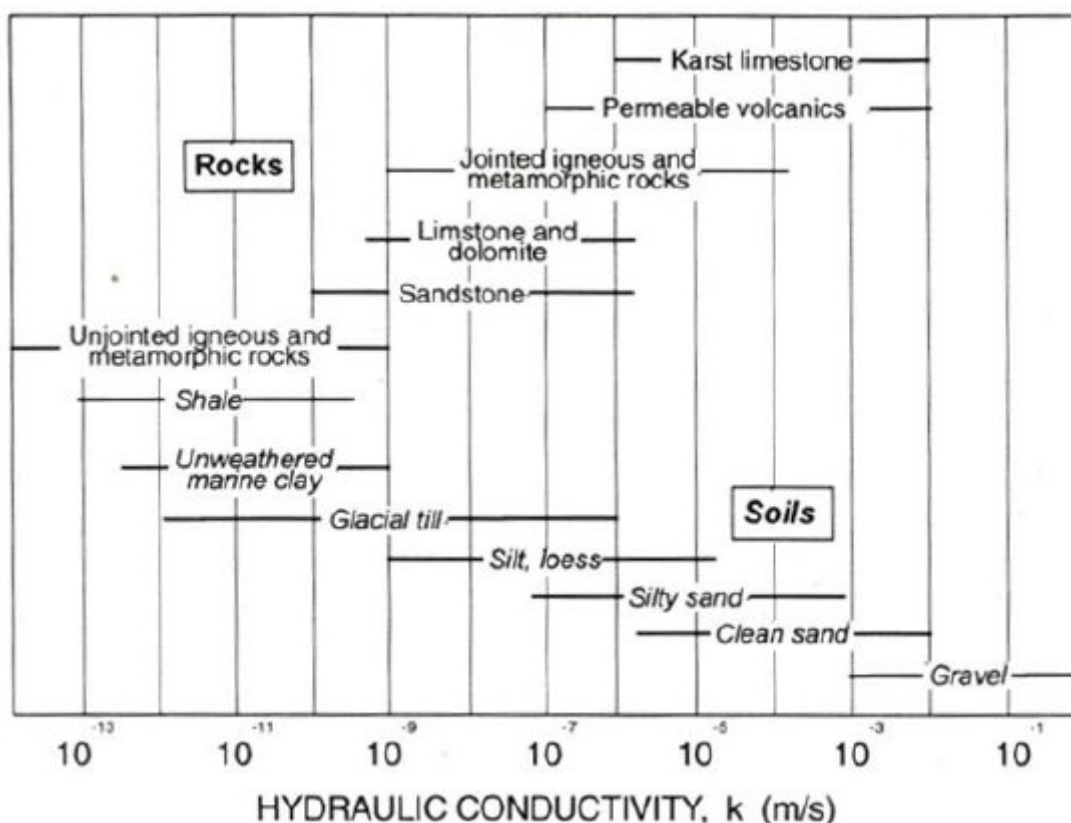


Obr. 12: Pohled na jihovýchodní portál tunelu v morénovém svahu

2.5 Hydrogeologické poměry zájmového území

Podzemní voda je v geologickém průzkumu zmíněna jen okrajově. Proudící voda byla zaznamenána v jedné z průzkumných sond během testování propustnosti v srpnu 2013. Byla stanovena hydraulická vodivost, která se pohybovala mezi 10^{-4} - 10^{-8} m/s. Tyto naměřené hodnoty jsou typické pro ledovcový nános bahna, spraše a prachovitý písek. Hladina podzemní vody byla odhadnuta na zhruba 10 m pod povrchem, ale její mocnost se může lišit v závislosti na ročním období.

Po délce raženého tunelu v oblasti morény byla vybudována síť pěti studní pro případné snižování podzemní vody. V případě potřeby bylo v projektu navrženo odvodňování předpolí čelby odvodňovacími vrty. Dle poskytnutých informací nebyly zaznamenány s postupem ražby příliš výrazné přítoky podzemní vody. Nicméně při odtěžování jihovýchodního portálu byly zastiženy soustředěné přítoky podzemní vody s intenzitou jednotlivých pramenů v závislosti na srážkách. [4,9]



Obr. 13: Tabulková hydraulická vodivost vybraných hornin [9]

2.6 Ražba v ledovcové moréně

Přibližně 90 m tunelu bylo raženo s využitím NRTM částečně v morénových sedimentech a částečně ve skalním podloží. Tento úsek je vyznačen staničením 2444 m při jihovýchodním portále až po 2354 m, kde se nachází přechod mezi morénou a skalními horninami. Na tomto přechodu se již celá čelba skládá se skalních hornin a mění se technologie ražby na metodu Drill&Blast. Z důvodu nepříznivých vlastností morénového materiálu byla navržena ražba pod ochranou mikropilotových deštníků.



Obr. 14: Pohled z vnitřní části tunelu směrem k portálu od přechodu mezi metodami NRTM a D&B

2.6.1 Metoda mikropilotového deštníku

Jedná se o primární způsob zajištění kaloty před započítím samotné ražby tunelu. Nad oblastí, která má být vyražena se nainstalují perforované trubky v požadované rozteči a délce. Těmito trubkami je následně vháněna do zeminy cementová injektáž, což má za následek zlepšení pevnostních parametrů horninového prostředí. Díky tomu vznikne nad

raženým dílem tzv. ochranný „deštník“, který umožní práci pod jeho ochranou, pomůže se vyhnout kolapsu kaloty tunelu nebo zbytečným a nežádaným nadvýlomům.

V případě tunelu Joberg bylo využito trubek dlouhých 15 m s přesahem 3m, které tvořily korunu tunelu pod úhlem 130°. Úklon instalace byl zvolen 5° k podélné ose tunelu z důvodu proveditelnosti přesahu a instalace následujícího deštníku. Více technických informací je uvedeno v tabulce.

Tab. 5: *Technické parametry mikropilotového deštníku*

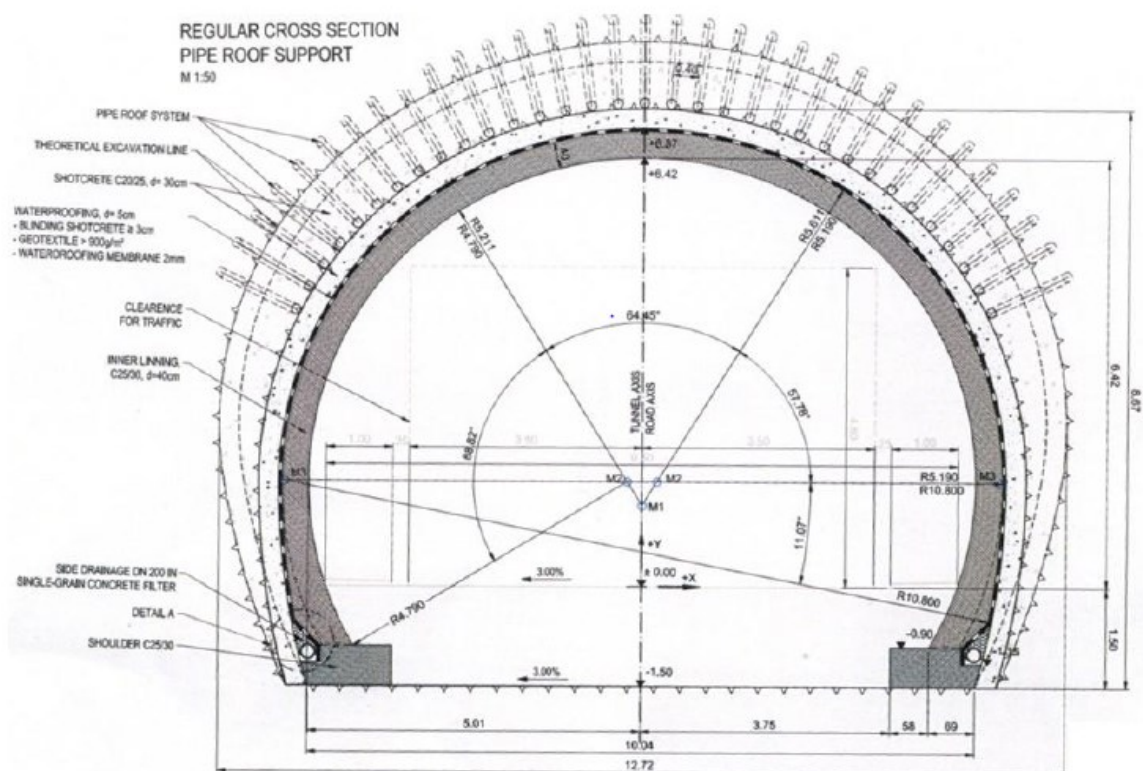
Ocelová trubka	
délka	15 m
vnější průměr	114 mm
tloušťka stěny	6,3 mm
přesah	3 m
úklon instalace	5°
rozteč	0,4 m
třída oceli	S 355
Beton	
třída betonu	C 25/30



Obr. 15: *Fotografie rozrážky morénového portálu s viditelným mikropilotovým deštníkem [13]*

2.6.2 Dělení výrubu čelby

Během ražby byla čelba horizontálně dělena na výrub kaloty a jádra. Úroveň rozdělení se nacházela cca 3 m od počvy tunelu a 5,3 m od vrchní úrovně kaloty. Ražba kaloty byla navržena po metrových záběrech. Jádro dle projektu potom každé 4 m. Čelba byla rozpojována pomocí rypadla. Při výrubu jádra bylo využito kombinace trhavin a rypadla v závislosti na kvalitě a mocnosti skalní vrstvy. Primární ostění bylo instalováno po jednotlivých metrových záběrech kaloty a následně celé 4 m jádra.



Obr. 16: Příčný profil tunelu T 9,5 se znázorněným mikropilotovým deštníkem tvořící korunu pod úhlem 130° [12]

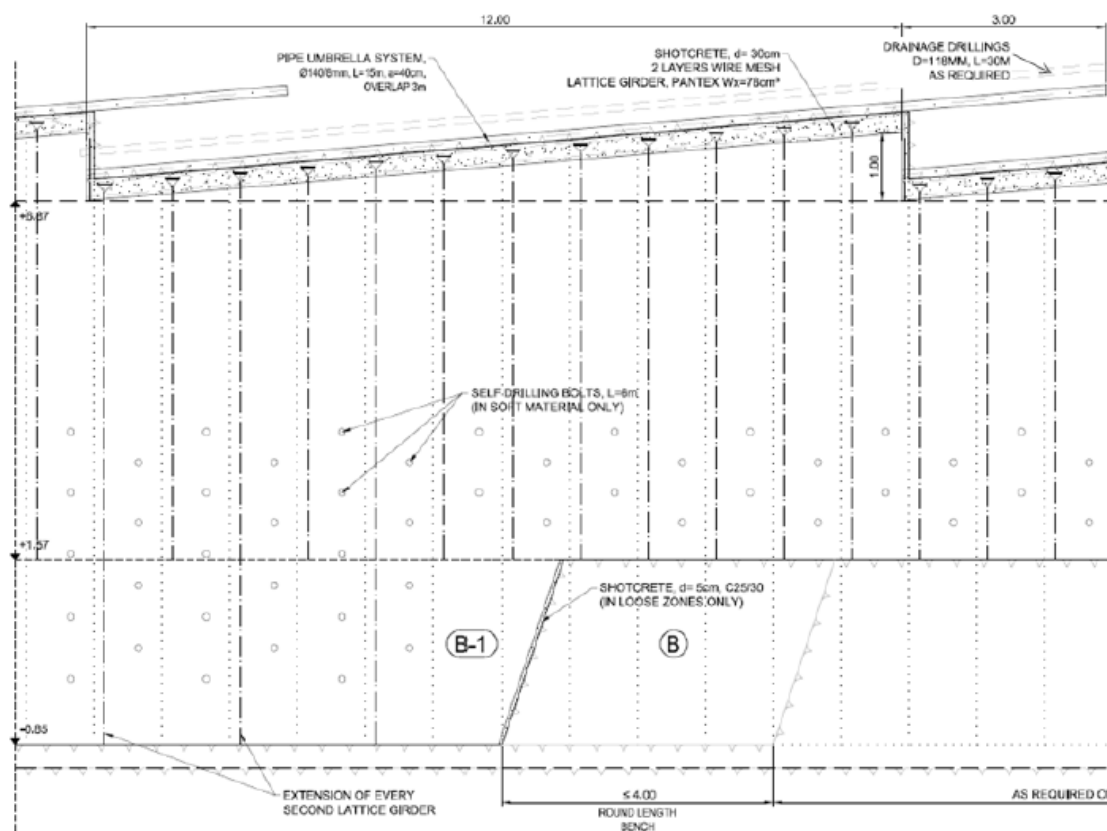
2.6.3 Primární a sekundární ostění

Primární ostění se skládalo z minimální tloušťky 30 cm stříkaného betonu C 25/30 se dvěma vrstvami kari sítě K257, jak pro zajištění kaloty i opěří po výrubu jádra. Dále byly instalovány v každém záběru zkrácené nosníky Pantex 115/20/30 po osové vzdálenosti 1 m. Po výrubu jádra byly tyto nosníky doplněny i ve spodní části každé 2 m. Opěří tunelu bylo také zajištěno plně injektovanými radiálními kotvami o délce 6 m, jako součást primární výztuže tunelu. Sekundární ostění se skládá z betonu C 25/30 ukládaného do bednění.

Mocnost ostění se pohybuje od 40 cm v úrovni kaloty do 60 cm v patě tunelu. Z důvodu odolnosti betonu vůči požáru bude směs obsahovat polypropylenová vlákna s podílem cca 2 kg/m³.

2.6.4 Zajištění čelby

V případě potřeby bylo prováděno zajištění čelby pomocí kari sítě s vrstvou stříkaného betonu v kombinaci s 10 m dlouhými plně injektovanými kotvami.



Obr. 17: Výřez z podélného profilu se znázorněným přesahem mikropilotového deštníku, liniové výztuže Pantex a rozmístěním injektovaných kotev [12]

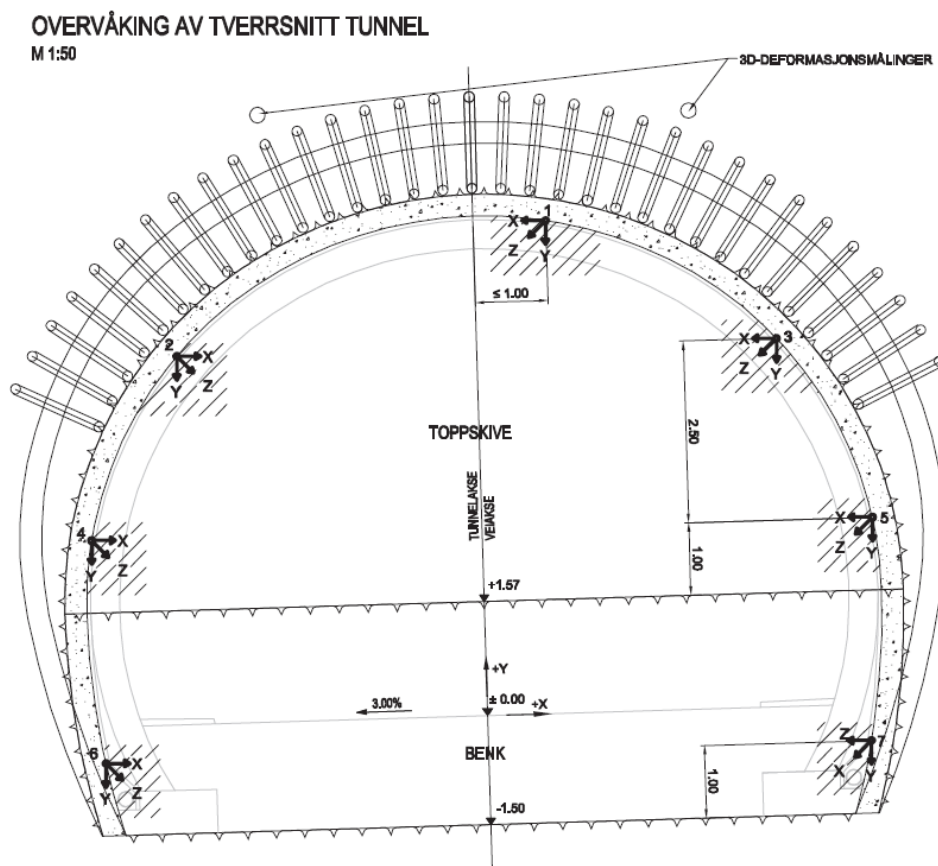
2.6.5 Drenážní systém

Propustné vrstvy morénového materiálu nebo pukliny ve skalním masivu se chovají jako kolektor a během ražby může docházet k prosakování podzemní vody do výrubu díla. K zajištění řádného odvodnění podzemní vody v morénové části tunelu Joberg byl trvalý drenážní systém navržen mezi stříkaným betonem primárního ostění a sekundárním ostěním. Tento systém se skládá z nepropustné membrány, která je vybavena mechanismem,

zabezpečující, dostatečnou vzdálenost od povrchu aby mohla plnit svoji drenážní funkci. Z vnitřní strany je tato membrána chráněna souvislou vrstvou tkané látky. Membránu je nutné nainstalovat tak, aby odváděla vodu až k počvě a kopírovala povrch stříkaného betonu primárního ostění. V případě silných lokálních průsaků a tekoucí vodě bylo možné využít montáže trvalých drenážních proužků. Odvod vody bude veden do drenážního systému poloperforovaných trubek vedených v patách tunelu paralelně s osou tunelu. Drenážní systém bude opatřen několika revizními šachtami pro případnou údržbu.

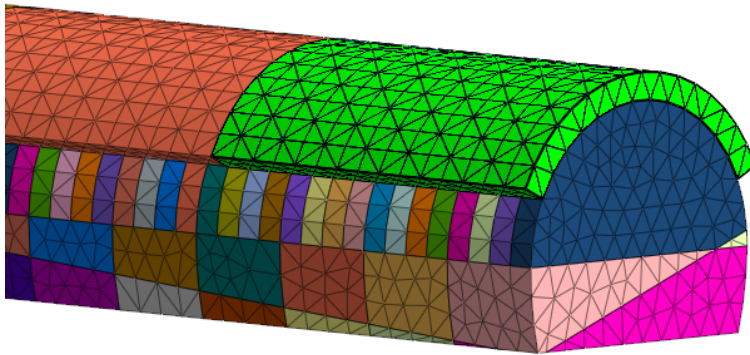
2.6.6 Monitoring

Během ražby bylo prováděno konvergenční měření jak v profilu tunelu, tak nivelační měření na povrchu. Konvergenční profily tunelu se skládaly ze sítě 7 bodů umístěných na primárním ostění tunelu. 5 měřících trnů bylo namontováno do kaloty a 2 do jádra. Měření bylo vykonáváno pomocí totální stanice. Jednotlivé konvergenční profily byly od sebe vzdáleny po 5 – 10 m a měření mělo probíhat denně. [9,10]



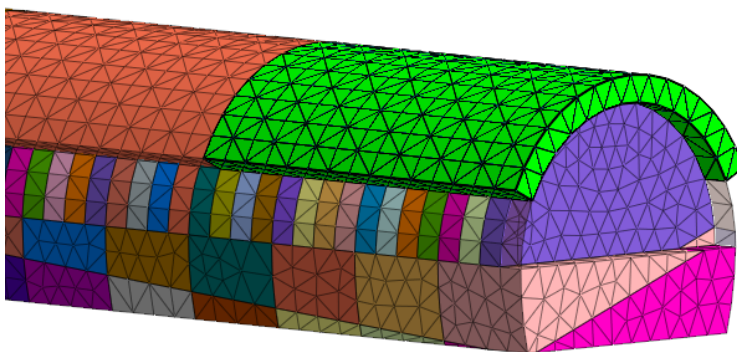
Obr. 18: Ukázka rozmístění konvergenčních bodů v profilu tunelu [12]

2.6.7 Postup ražby



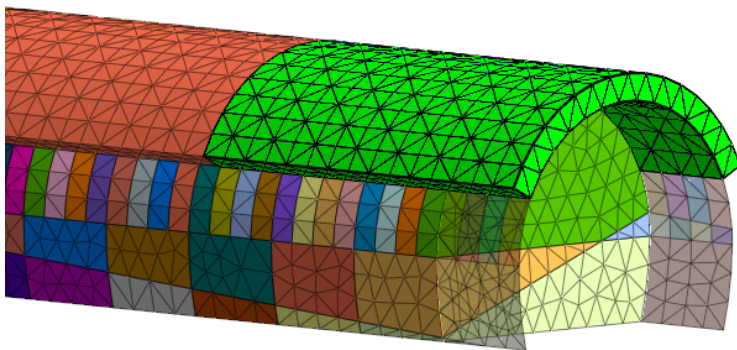
0. Fáze

Injektáž prvního 15 m dlouhého ochranného mikropilotového deštníku nad obvodem kaloty tunelu.



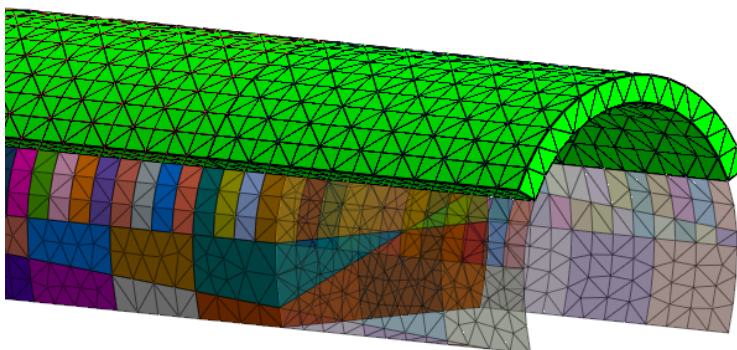
1. Fáze

Výrub prvního 1 m kaloty a okamžitá instalace primární výztuže v kalotě.



2 - 4. Fáze

Po vyražení a zajištění prvních 4 postupů v kalotě po délce záběru 1 m je vyrubáno a vyztuženo i jádro profilu v záběru 4 m.



5 - 12. Fáze

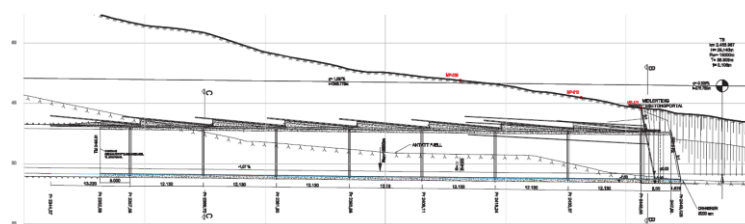
Po vyražení a zajištění prvních 12 m kaloty a jádra je provedena injektáž druhého deštníku s přesahem 3 m

3 Variantní návrh technologie ražby pomocí NRTM

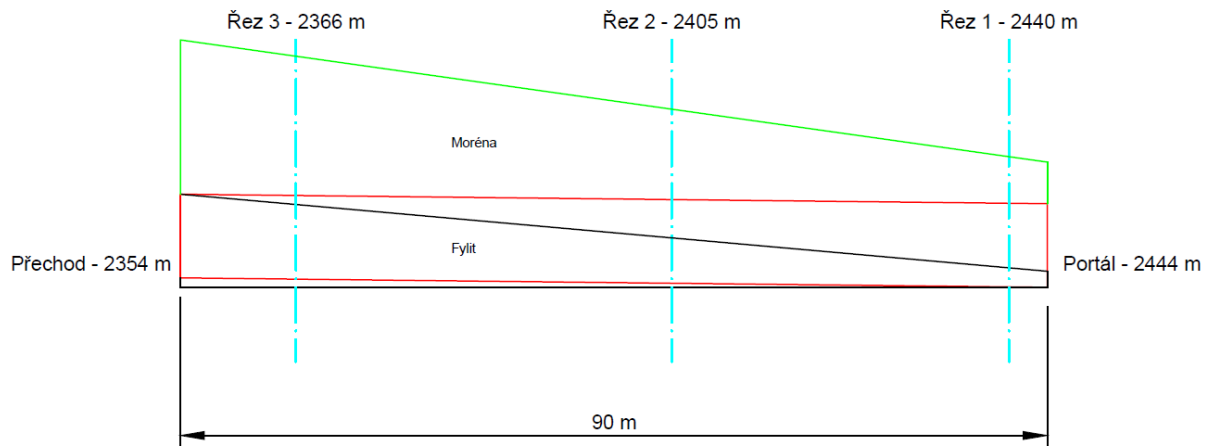
V praktické části se diplomová práce zabývá numerickým modelováním raženého díla v softwarech Plaxis 2D a Midas GTS NX. Předmětem zájmu bylo posoudit deformace primárního ostění ve dvou či třech příčných řezech, na řešeném cca 90 m úseku raženém technologií NRTM. Byly zvoleny dvě varianty technologie ražby řešeného tunelu. První variantou bylo zachycení skutečného řešení ražby díla s využitím ochrany mikropilotového deštníku s horizontálním dělením výrubu. Druhou variantou byla ražba bez deštníku s horizontálním i vertikálním dělením výrubu. Dalším úkolem bylo zhodnotit vliv výstavby tunelu na globální stabilitu morénového svahu. Staničení řezů bylo vhodně zvoleno dle poskytnutých podkladů, geologické dokumentace čeleb a monitoringu konvergencí. To sloužilo k porovnání výsledků matematického modelu s reálně naměřenými hodnotami monitoringu a vytvoření správné aproximace jednotlivých řezů dle skutečné mocnosti jednotlivých geologických rozhraní. První řez byl zvolen ve staničení 2440 m, kdy je zastoupení morénové vrstvy v profilu tunelu největší. Další řez přibližně uprostřed řešeného úseku ve staničení 2405 m, kde se čelba skládá zhruba z poloviny morény a poloviny fylitu. Poslední řez byl situován při staničení 2366 m zhruba 12 m od přechodové oblasti, kde je již celá čelba tvořena fylitem a opouští se od metody NRTM. Je tedy patrné, že ve staničení 2366m je již největší část profilu zastoupena skalní horninou a moréna se přesouvá do nadloží tunelu.

3.1 Tvorba podkladů pro model

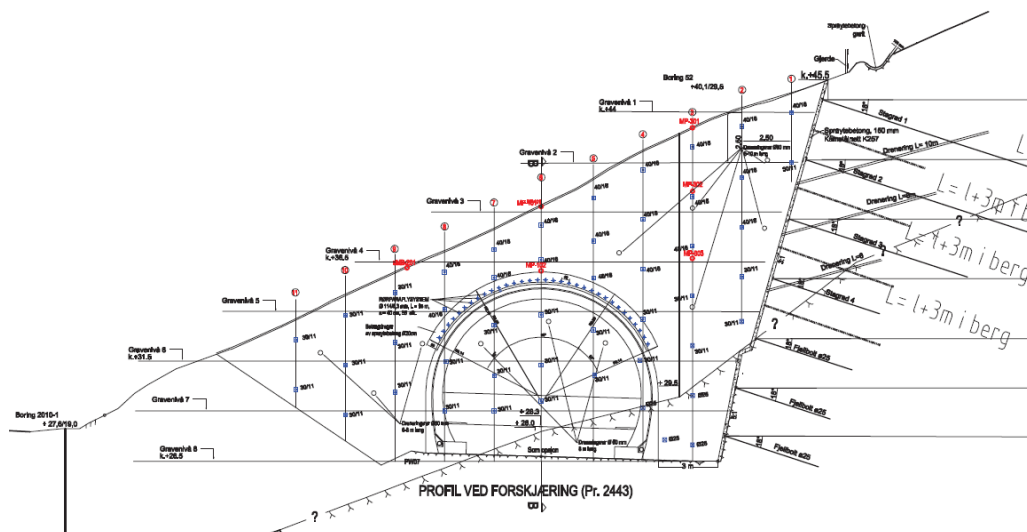
Z výkresové dokumentace a dokumentace čeleb byly zjištěny nezbytné informace pro konstrukci obloukového profilu T 9,5 v programu AutoCAD. Dále potom výškové kóty, přibližné úklony jednotlivých geologických vrstev apod. Dle kombinace těchto informací bylo poté možné vytvořit zjednodušený pohled na portál tunelu a podélný profil zájmového úseku ražby. Další fází již bylo zkonstruování požadovaných řezů v jednotlivých staničeních za pomocí odečítání výšek a vzdáleností v podélném profilu.



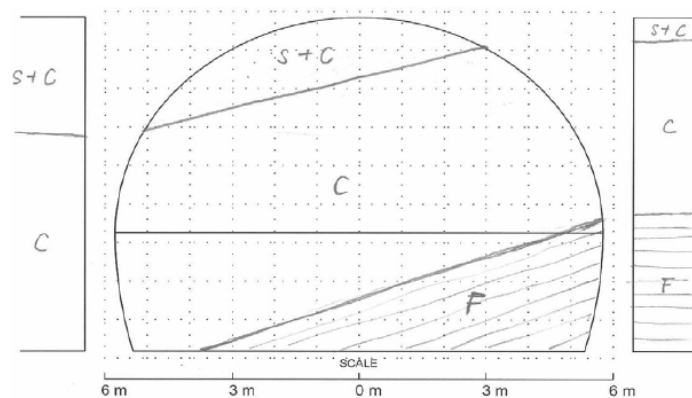
Obr. 19: Podélný profil řešeného úseku z výkresové dokumentace stavby [12]



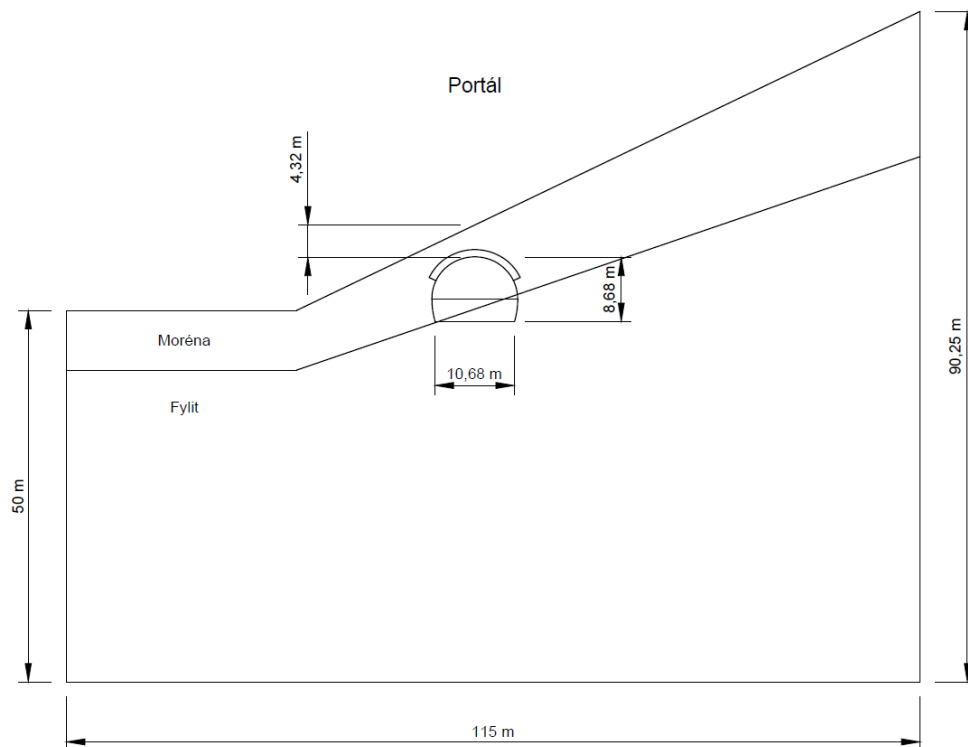
Obr. 20: Zjednodušený podélný profil řešeného úseku ražby



Obr. 21: Pohled na portál z výkresové dokumentace stavby [12]

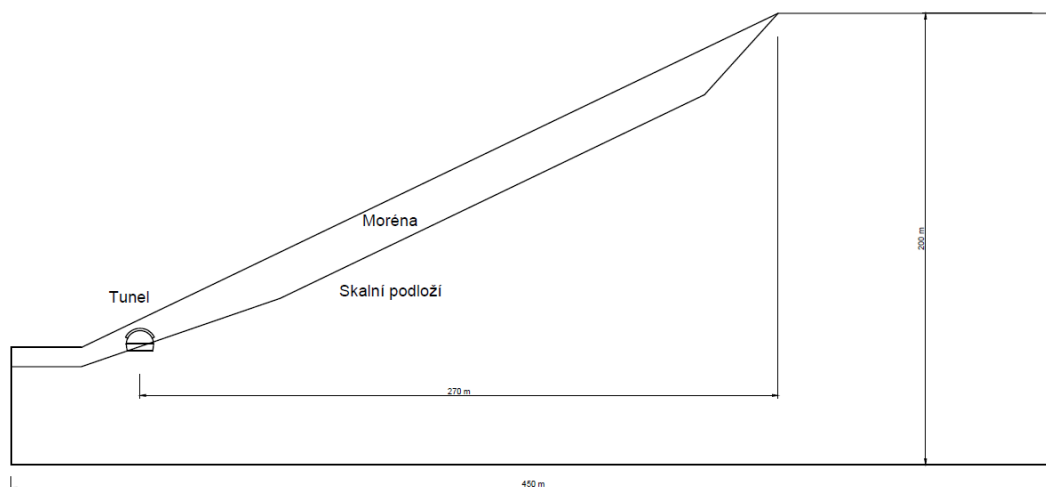


Obr. 22: Dokumentace čelby při portálu na staničení 2444 m [13]



Obr. 23: Zjednodušený příčný profil portálu s rozměry modelu na staničení 2444 m

Pro zhodnocení vlivu výstavby tunelu na globální stabilitu morénového svahu byla zvolena rozsáhlejší geometrie příčného profilu terénu. Největší vliv na stabilitu svahu má tunel hned v prvních metrech ražby, kdy zasahuje svým profilem nevíce do morénového svahu. Ze situačního výkresu byla odměřena přibližná půdorysná vzdálenost tunelu od strmé skalní stěny hory Joberg, která činila cca 300 m. Dle této informace byla vytvořena zjednodušená geometrie terénu.



Obr. 24: Zjednodušená geometrie terénu pro posouzení vlivu stavby na stabilitu svahu

3.2 Parametry horninového prostředí a výztuže

3.2.1 Hoek - Brown

Vhodný pro skalní horniny. Odvozen na základě vyhodnocení experimentálních měření. Modifikovaná Hoek-Brownova podmínka popisuje porušení horniny na základě provedené analýzy stovek podzemních děl a skalních svahů následujícím vztahem:

$$\sigma_{1,ef} = \sigma_{3,ef} + \sigma_c \left(\frac{m_b \cdot \sigma_{3,ef}}{\sigma_c} + s \right)^a$$

σ_{1ef} - větší hlavní napětí při porušení horniny

σ_{3ef} - menší hlavní napětí při porušení horniny

σ_c - pevnost horniny v prostém tlaku

m_b, s - nelineární parametry závisující na vlastnostech horniny

a - parametr rozpukání horniny

Základní parametry modifikované Hoek - Brownovy podmínky je ideální získat na základě měření in - situ a laboratorních měření, pro stručnou orientaci je uveden stručný rozsah parametrů. Pokud známe klasifikaci horninového prostředí pomocí GSI, pak je možné v programu zvolit dopočet parametrů Hoek -Brownovy podmínky.

Dopočet parametrů Hoek Browna

Pokud známe klasifikaci horninového prostředí skalního svahu pomocí GSI (Geological Structure Index), pak je možné v programu zvolit dopočet parametrů Hoek-Brownovy podmínky podle následujících vztahů:

$$m_b = m_i \cdot e^{(GSI-100 / 28 - 14 \cdot D)}$$

$$s = e^{(GSI-100 / 9 - 3 \cdot D)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{(-GSI / 15)} - e^{(-20 / 3)} \right)$$

GSI - Geological structure index

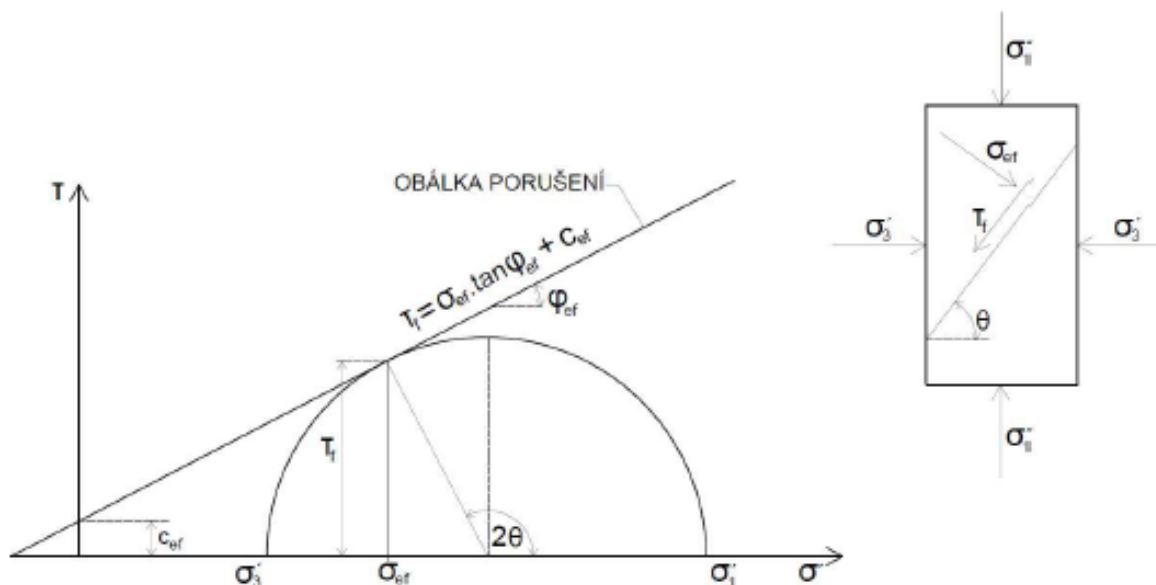
D - koeficient porušení horninového masivu

m_i - pevnostní parametr neporušené horniny pro vrcholové podmínky

3.2.2 Mohr – Coulomb

Tato teorie říká, že se zemina poruší kritickou kombinací normálového a smykového napětí a ne pouze normálovým či smykovým napětím. Materiál se do meze plasticity chová pružně, dále vznikají plastická přetvoření při konstantním napětí. Nezohledňuje změnu tuhosti v závislosti na přetvoření, což znamená, že má stejný modul pružnosti při zatěžování a odlehčování. Dále se vyznačuje identickou podmínkou pro plasticitu a porušení, což je vhodné pro zeminy s kontraktantním chováním.

Na obrázku 25 můžeme vidět grafické vyjádření Mohr - Coulombovy podmínky porušení a plasticity. Abychom mohli použít tento konstitutivní model, musíme znát nejméně 5 základních charakteristik, a to: objemovou tíhu γ , modul pružnosti zeminy E , Poissonovo číslo ν , soudržnost c_{ef} , úhel vnitřního tření ϕ_{ef} . [5]



Obr. 25: Mohr – Coulombova obálka porušení zeminy

Tab. 6: Vstupní parametry pro Hoek – Brownovo řešení

Fylit									
Tíha horniny	Modul pružnosti	Poissonovo číslo	Pevnost v tlaku	Pevnostní parametr neporušené horniny	Geological Structure Index	Koeficient porušení horninového masivu	Hoek-Brownovi konstanty		
γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν [-]	σ_{ci} [MPa]	m_i [-]	GSI [-]	D [-]	m_b [-]	s [-]	a [-]
27	4753	0,26	50	4	45	50	0,561	0,0022	0,508

Tab. 7: Vstupní parametry pro Mohr – Coulombovo řešení

Materiál	Tíha	Modul pružnosti	Poissonovo číslo	Úhel vnitřního tření	Soudržnost
	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν [-]	ϕ [°]	c [kPa]
Moréna	22	50	0,35	39	17
Mikropilotový deštník	23	8000	0,3	38	1000

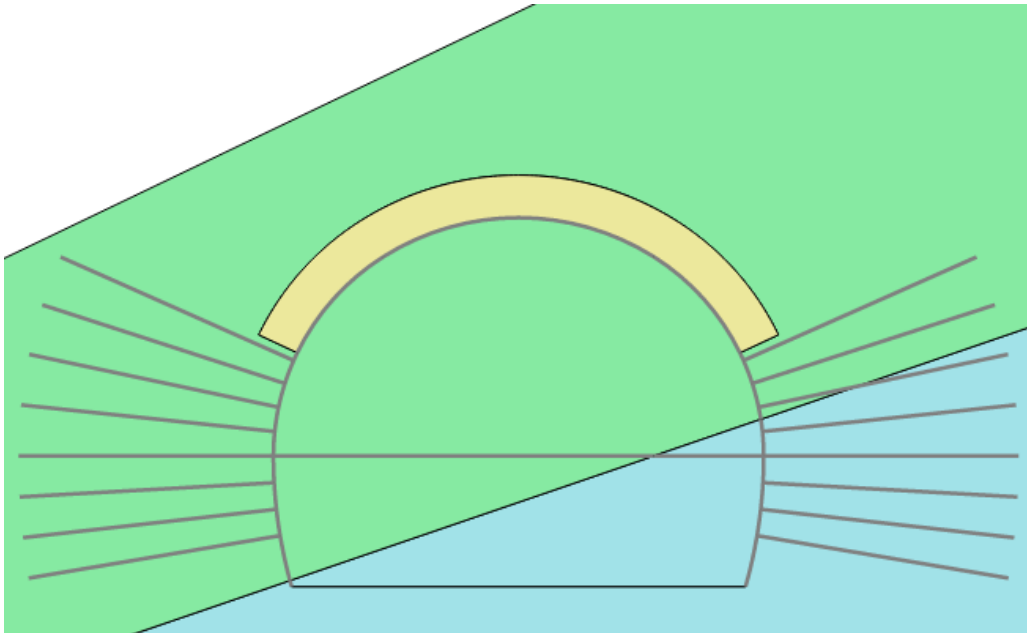
Pozn.: Informace o upravené vrstvě mikropilotového deštníku byly získány z dostupných podkladů, kde bylo jednotlivé zastoupení materiálů vyjádřeno v procentech. Bylo uvažováno 80% vlastností morénového materiálu, 1% ocelových trubek a 19 % vlastností betonu. V injektáži byla uvažována třída betonu C 25/30.

Tab. 8: Vstupní parametry výztuže tunelu

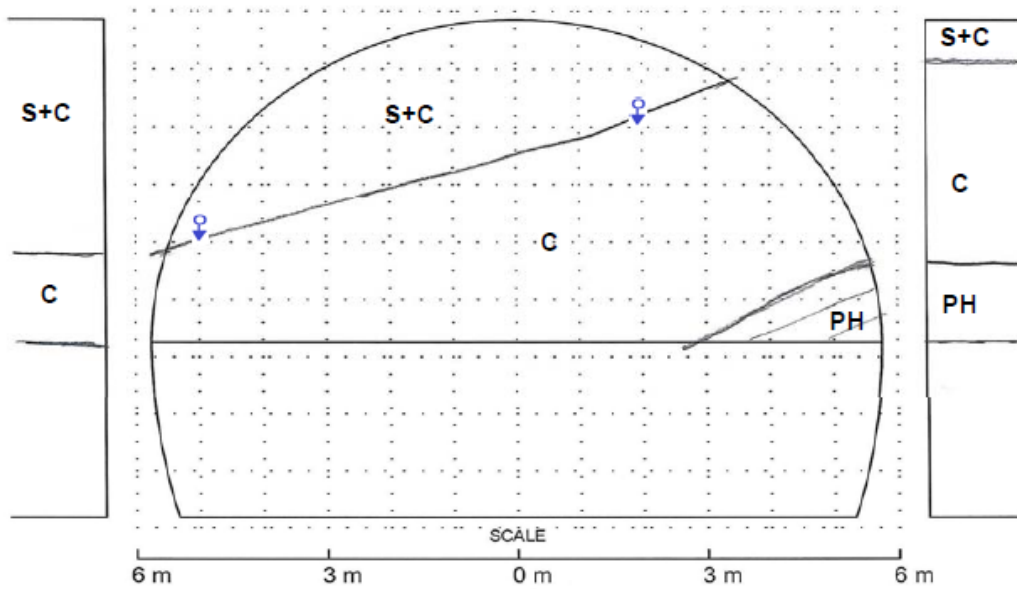
Výztuž				
Druh výztuže	Třída betonu/oceli	Tíha	Modul pružnosti	Poissonovo číslo
		γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν [-]
Primární ostění	C 25/30	23	31000	0,15
Radiální kotvy	B 500 NC	78	200000	-

3.3 Porovnání příčných řezů modelu s dokumentací čelby

Řez č. 1 – staničení 2440 m – výška nadloží morény 4,85 m



Obr. 26: Řez č. 1

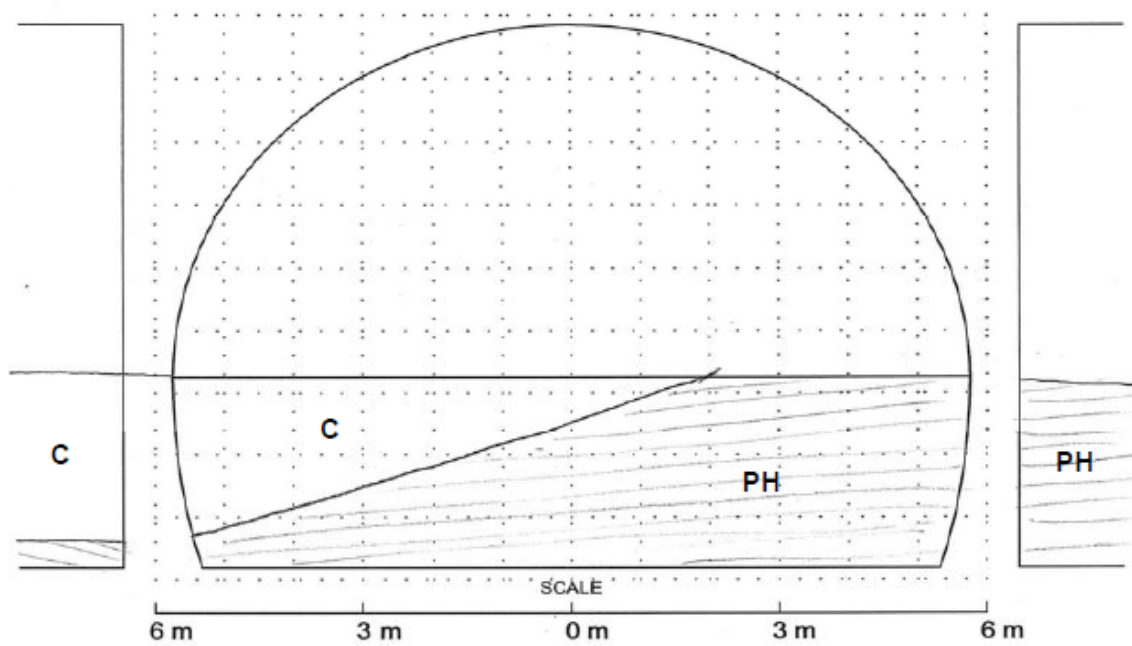


Obr. 27: Nákres geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 1 [13]

S+C – jílopísčitý materiál (27%), C – morénový sediment (68%), PH - fylit (5%)



Obr. 28: Fotografie geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 1 [13]



Obr. 29: Návrh geologické dokumentace čelby v jádru řezu č. 1 [13]

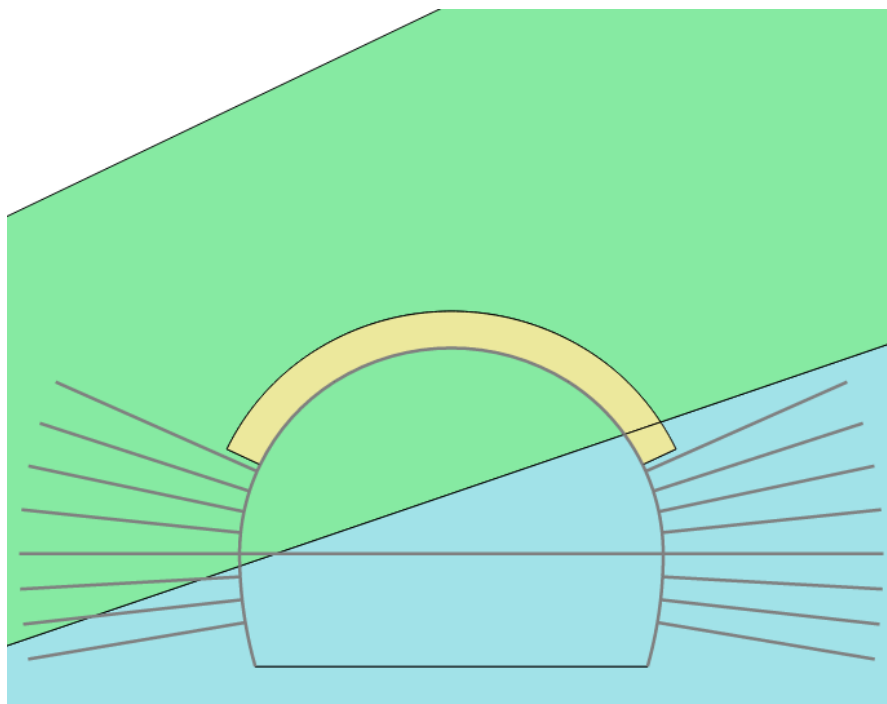
C – morénový sediment (28%), PH – fylit (72%)

excavation	doc No	date	time	chainage (m)	chainage from portal (m)	length of excav.	overbreak	disconnection
east portal	0 0 2 7	15.4.2016	14:30	2439	4,0	2,0 m	0 m ³	Digger + explosive

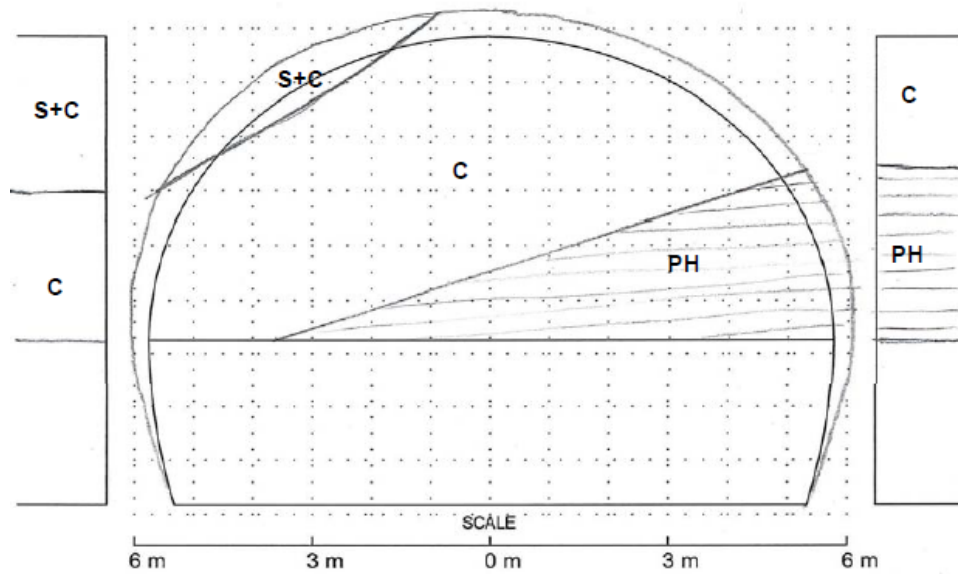


Obr. 30: Fotografie geologické dokumentace čelby v jádru řezu č. 1 [13]

Řez č. 2 – staničení 2405 m – výška nadloží morény 9,38 m



Obr. 31: Řez č. 2



Obr. 32: Náčrt geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 2 [13]

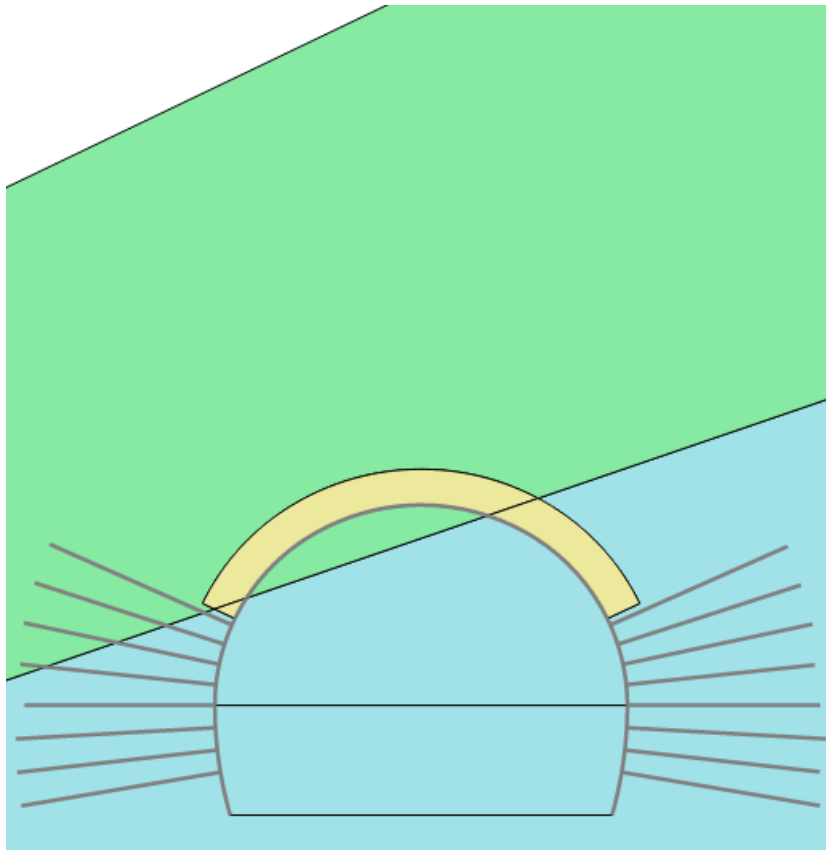
S+C – jílopísčitý materiál (7%), C – morénový sediment (65%), PH - fylit (28%)

excavation	doc No	date	time	chainage (m)	chainage from portal (m)	length of excav.	overbreak	disconnection
east portal	0 0 1 6	4.4.2016	14:00	2405,0	38,0	1,2 m	0 m	Digger + explosive

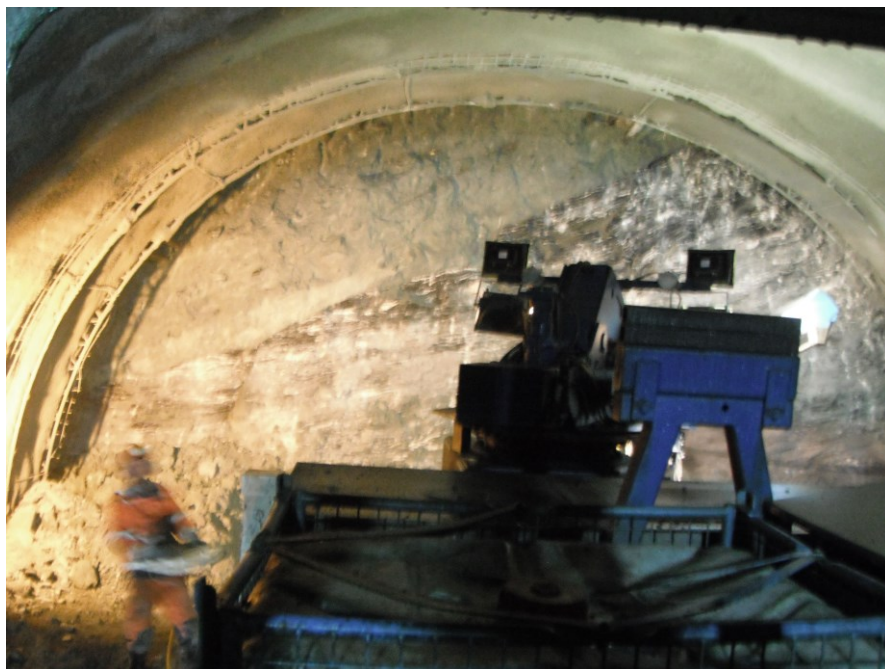


Obr. 33: Fotografie geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 2 [13]

Řez č. 3 – staničení 2366 m – výška nadloží morény 14,45 m



Obr. 34: Řez č. 3



Obr. 35: Fotografie geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 3 [13]

3.4 Modelování v programu Plaxis 2D

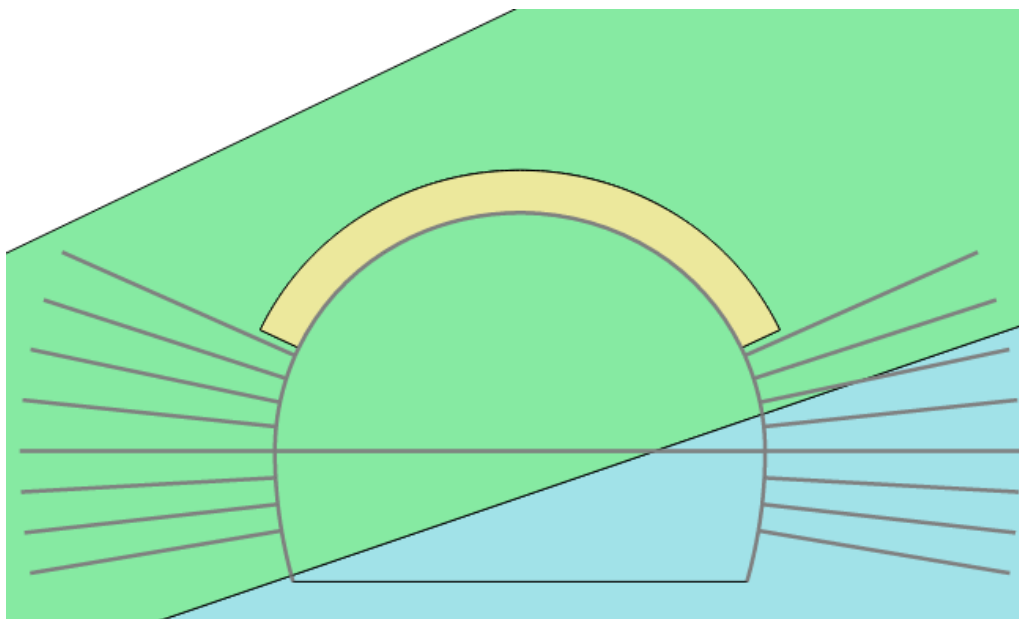
Software Plaxis je výpočetní systém určený pro řešení rovinných i prostorových geotechnických úloh založený na metodě konečných prvků. Plaxis 2D je modul zaměřený na 2D analýzu napětíodeformačního a stabilitního stavu geotechnických konstrukcí. [6]

3.4.1 Fáze modelu pro skutečný stav díla s mikropilotovým deštníkem

Pro správnou funkci modelu je nutné jej správně rozfázovat a respektovat tím postup ražby tunelu. Kromě nulté fáze, což je fáze iniciační, byl 2D model rozdělen do dalších pěti výpočtových fází. Iniciační fáze slouží k aktivaci původního napětíodeformačního stavu horninového prostředí, ve kterém je geotechnická konstrukce realizována. V této situaci byl zvolen typ výpočtu iniciační fáze jako „Gravity loading“, který je určen pro nehorizontální geologické vrstvy horninového prostředí. Nutno zmínit, že v navazující fázi na iniciační je nutné resetovat posuny na nulu a typ výpočtu byl zvolen pro plastickou analýzu.

1. Fáze – mikropilotový deštník

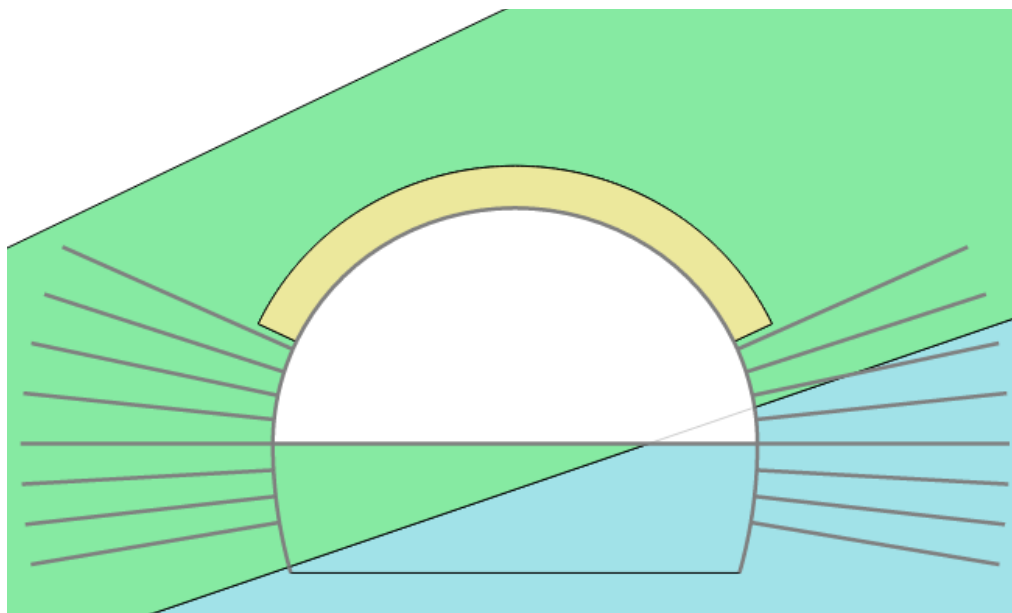
- Tato fáze vychází z fáze iniciační. V tento okamžik je do horninového masivu injektován mikropilotový deštník a jsou tedy změněny parametry hornin na vlastnosti mikropilotového deštníku v jeho geometrii, viz. Tabulka 8. V následující fázi jsou od této fáze resetovány posuny.



Obr. 36: 1. Fáze instalace mikropilotového deštníku do horninového masivu

2. Fáze – výrub kaloty

- V dané fázi funguje mikropilotový deštník, jako ochrana před kolapsem kaloty a nežádoucím nadvýlomům. V reálné situaci je během ražby deštník vetknutý vepředu do čelby a na straně druhé podepřen o primární ostění zajištěného výrubu. Ve své geometrii rovnoměrně roznáší napětí po výrubu kaloty. Ve 2D modelu toto vetknutí nelze simulovat. V rámci respektování zásad NRTM, jakožto metody řízených deformací, byl ve výpočtu povolen průběh pouze 50 % deformací výrubu. Zbytek deformací přebírá primární ostění. Během doby trvání výrubu 1 m kaloty navíc nelze předpokládat, že by proběhly všechny deformace horniny.

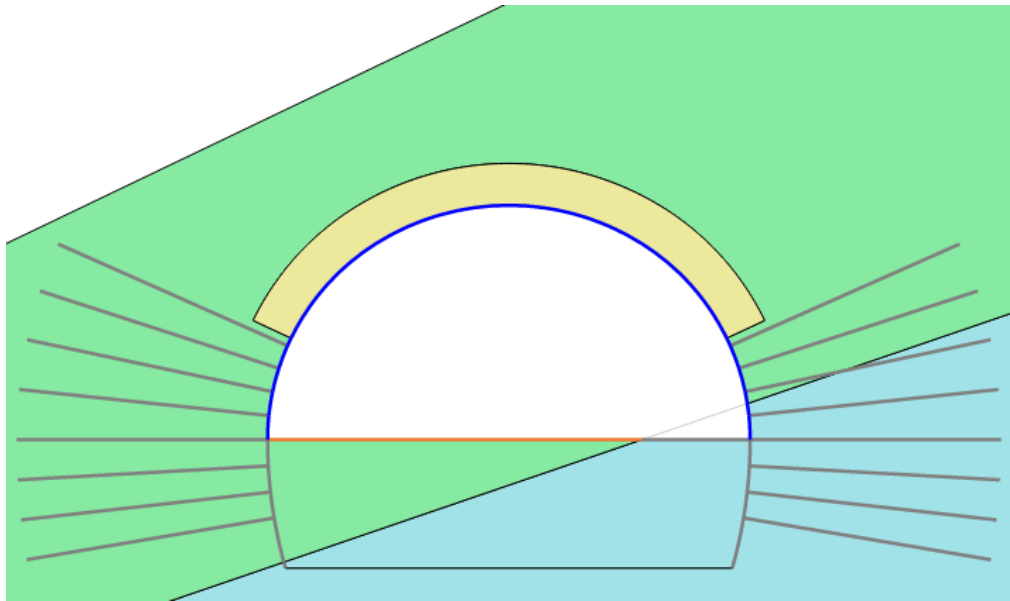


Obr. 37: 2. Fáze aktivace mikropilotového deštníku a výrub kaloty

3. Fáze – instalace primárního ostění kaloty

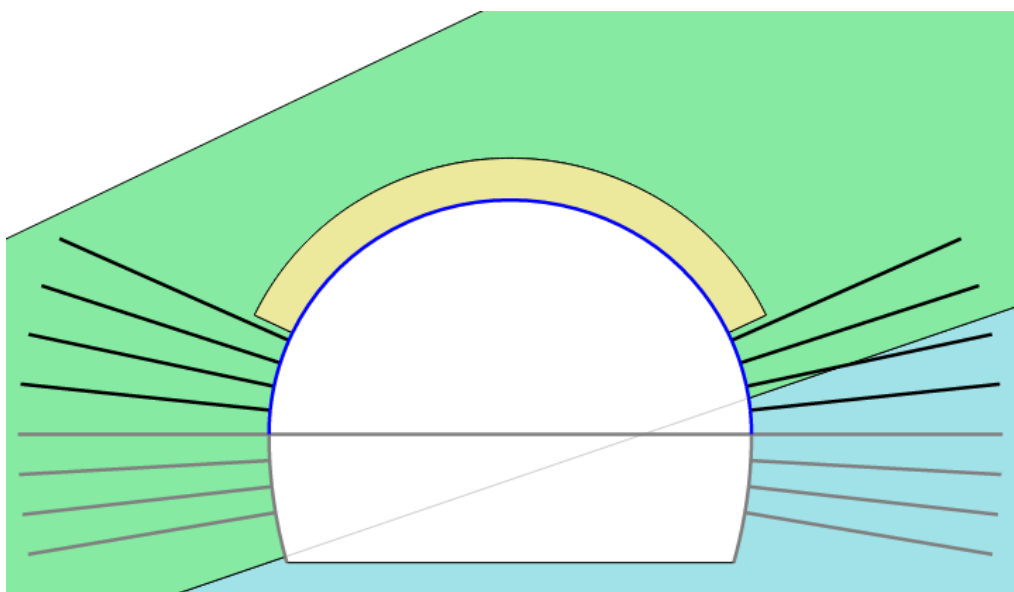
- V aktuální fázi se nainstaluje primární ostění kaloty. Ostění je tvořeno stříkaným betonem tloušťky 300 mm. V modelu je simulováno prvkem „plate“. Pro alespoň částečnou simulaci vetknutí deštníku do předpolí čelby, byla při levé straně opěří tunelu aplikována virtuální roznášecí vrstva v patě ostění. Pokud by tento přístup nebyl zvolen, model by zanedbal vetknutí deštníku a jeho funkci rovnoměrnějšího rozkladu napětí na primární ostění. Tím pádem by se levá strana ostění pod nárůstem velkých horninových tlaků

kriticky bořila do jádra. Model by nerespektoval aplikaci deštníku a choval se nereálně. Je nutné zmínit, že byl proveden velký počet variant simulace tohoto problému a tato z nich vyšla, jako neoptimálnější. V aktuální fázi se ve výpočtu nechají deformace proběhnout na 100%. Ostění je aktivováno.



Obr. 38: 3. Fáze aktivace primárního ostění kaloty

4. Fáze – výrub jádra a instalace radiálních kotev kaloty

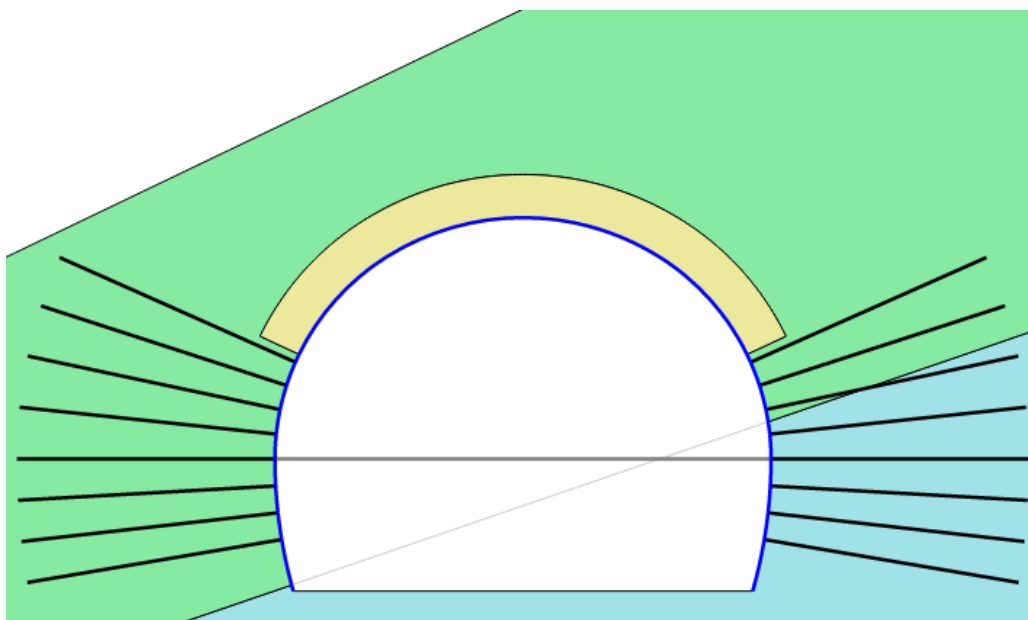


Obr. 39: 4. Fáze výrubu jádra tunelu a instalace radiálních kotev

- V této fázi je proveden výrub jádra a následná aplikace první řada čtyř injektovaných radiálních kotev. Kalota je vyrubána a zajištěna po každém metru. Jádro se razí každé 4 m. To v 2D modelu bohužel zohlednit nelze. V aktuální fázi je opět umožněn průběh pouze 50 % deformací výrubu jádra tunelu.

5. Fáze – instalace primárního ostění jádra a radiálních kotev jádra

- Nyní se aktivuje v modelu primární ostění jádra a druhá řada čtyř radiálních kotev na každé straně ostění. V aktuální fázi se ve výpočtu nechají deformace proběhnout na 100%. Zbylé ostění je nyní aktivováno a řídí deformace.



Obr. 40: 5. Fáze aktivace ostění jádra a instalace radiálních kotev

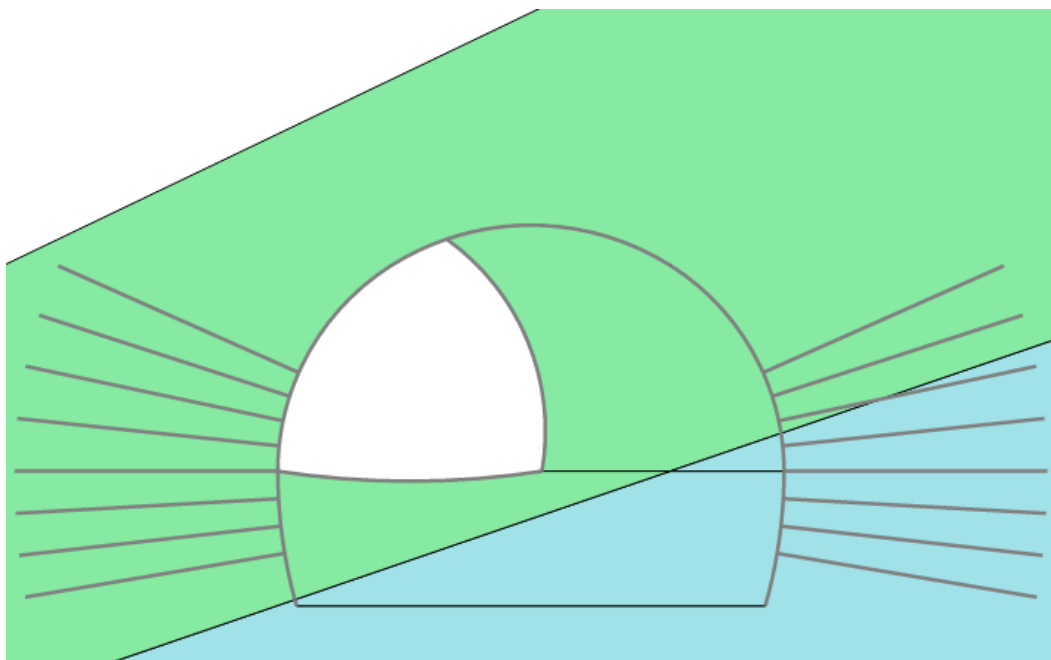
3.4.2 Fáze modelu pro variantu bez mikropilotového deštníku

V této variantě byl zvolen způsob bez mikropilotového deštníku s horizontálním dělením čelby na části výrubu kaloty a jádra, což zůstalo nepozměněno. Kaloty byla mimo jiné také oproti skutečnému stavu rozdělena ještě vertikálně s aplikací provizorní výztuže a roznášecí protiklenby na přechodu kaloty a jádra. Aplikace 6 m dlouhých plně injektovaných ocelových kotev zůstala nepozměněna a je součástí definitivní výztuže ostění tunelu. Délka záběru je opět navržena na 1 m kalotě a 4 m v jádru. Ovšem postup ražby je zásadně změněn.

Z důvodu vertikálního dělení kaloty byl navržena ražba nejdříve levé části, po metrových postupech, s následnou instalací primárního ostění, provizorní výztuže a protiklenby. A to až po dosažení 4 m. Dále následuje vyražení a zajištění primárním ostěním pravé části kaloty, opět po metrových záběrech, do požadovaných 4m. Z důvodu menších rozměrů prostor levé části kaloty je nutné pro tuto fázi ražby aplikovat kompaktnější razicí techniku. Kromě nulté fáze, což je fáze iniciační, byl 2D model rozdělen do dalších šesti výpočtových fází.

1. Fáze – výrub levé části kaloty

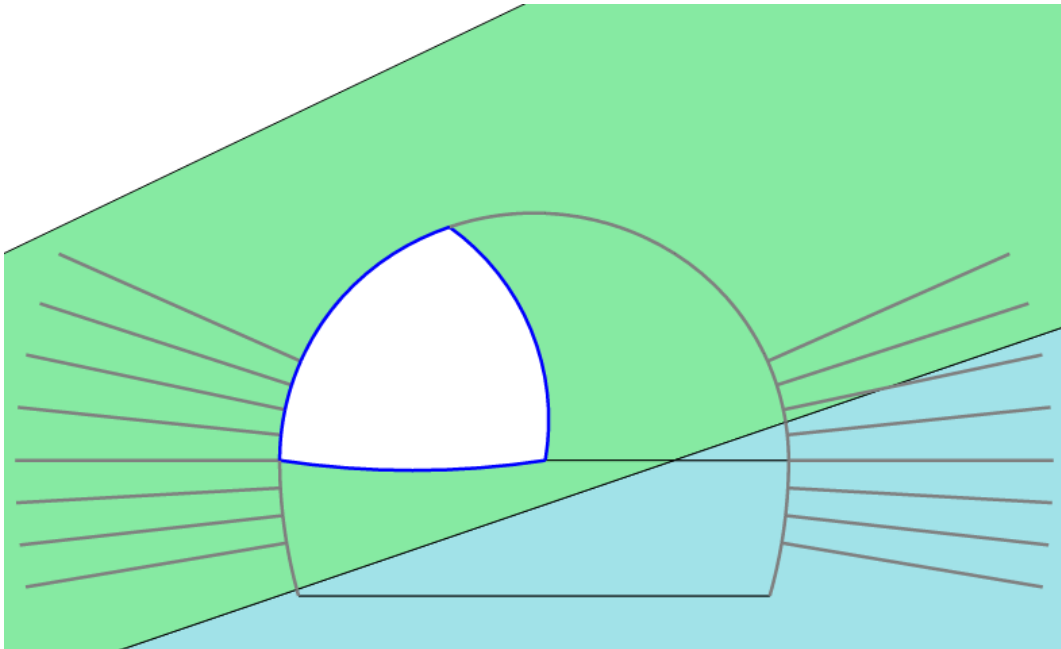
- Je první fází po iniciační fázi. Dochází k výrubu levé části kaloty. Opět je v modelu umožněn průběh pouze 50 % deformací horninového prostředí.



Obr. 41: 1. Fáze výrubu levé části kaloty

2. Fáze – instalace ostění levé části kaloty včetně provizorní výztuže a protiklenby

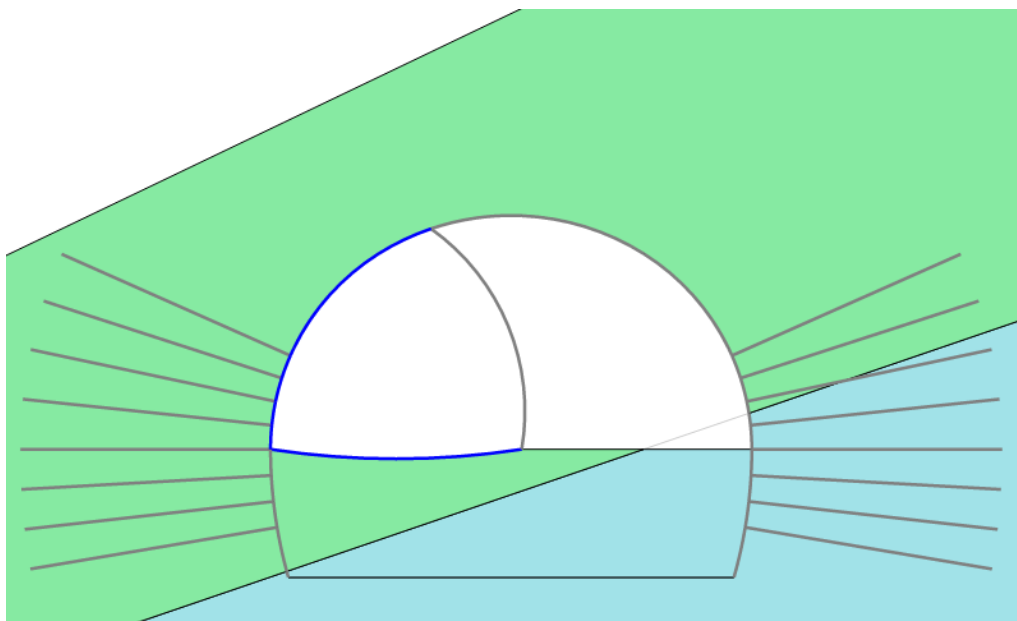
- V této fázi je nainstalováno primární ostění levé části kaloty, je plně aktivováno a řídí deformace výrubu. Důležitá je aplikace provizorní výztuže dočasného opěří a protiklenby. Ovšem v tomto případě není tolik důležité rozepření výrubu protiklenbou, ale rovnoměrné roznesení zatížení do dočasné počvy působící na primární a dočasnou výztuž kaloty. V aktuální fázi se ve výpočtu nechají deformace proběhnout na 100%.



Obr. 42: 2. Fáze instalace primárního ostění levé části kaloty

3. Fáze – výrub pravé části kaloty

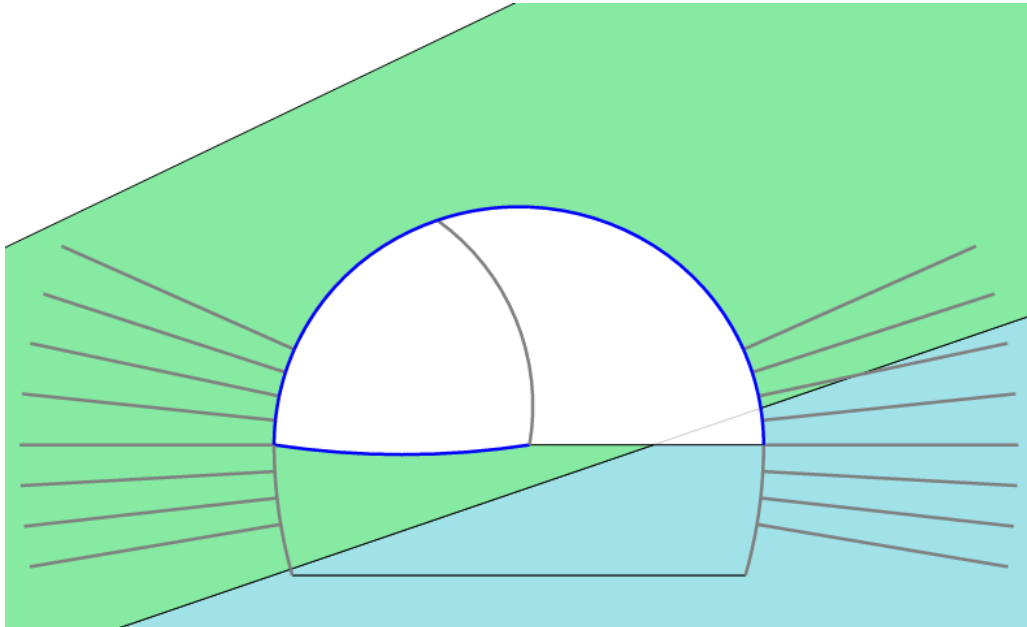
- V této fázi byly resetovány posuny od fáze předchozí, jinak by se již proběhlé deformace horniny v pravé části kaloty přenesly na ostění. Následně dochází k jejímu výrubu. Opět je v modelu umožněn průběh pouze 50 % deformací horninového prostředí.



Obr. 43: 3. Fáze výrubu pravé části kaloty

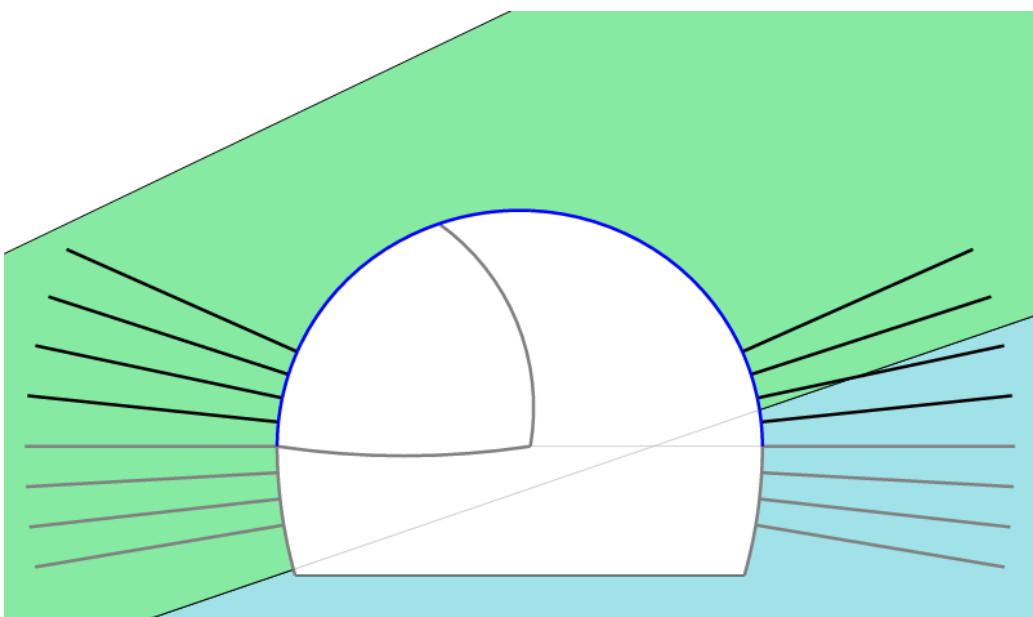
4. Fáze – instalace primárního ostění pravé části kaloty

- V této fázi je nainstalováno primární ostění pravé části kaloty, je plně aktivováno a řídí deformace výrubu. Opět se nechá proběhnout 100 % deformací horninového prostředí.



Obr. 44: 4. Fáze instalace primárního ostění pravé části kaloty

5. Fáze – výrub jádra

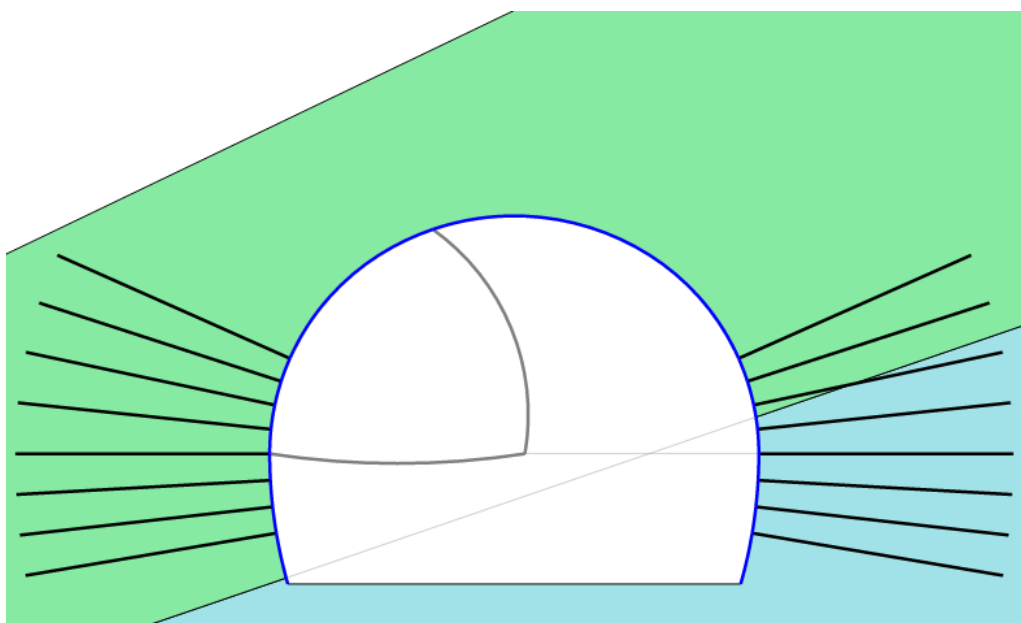


Obr. 45: 5. Fáze výrubu jádra a instalace radiálních kotev

- Aktuálně je zadán do výpočtu opět průběh 50 % deformací výrubu. Je aktivována první řada 4 radiálních kotev na obou v části kaloty.

6. Fáze – Instalace primárního ostění jádra a radiálních kotev

- Nyní se aktivuje v modelu primární ostění jádra a druhá řada čtyř radiálních kotev na každé straně ostění. V aktuální fázi se ve výpočtu nechají deformace proběhnout na 100%. Zbylé ostění je nyní aktivováno a řídí deformace.



Obr. 46: 6. Fáze aktivace ostění jádra a instalace radiálních kotev

3.4.3 Fáze modelu pro posouzení vlivu ražby na globální stabilitu morénového svahu

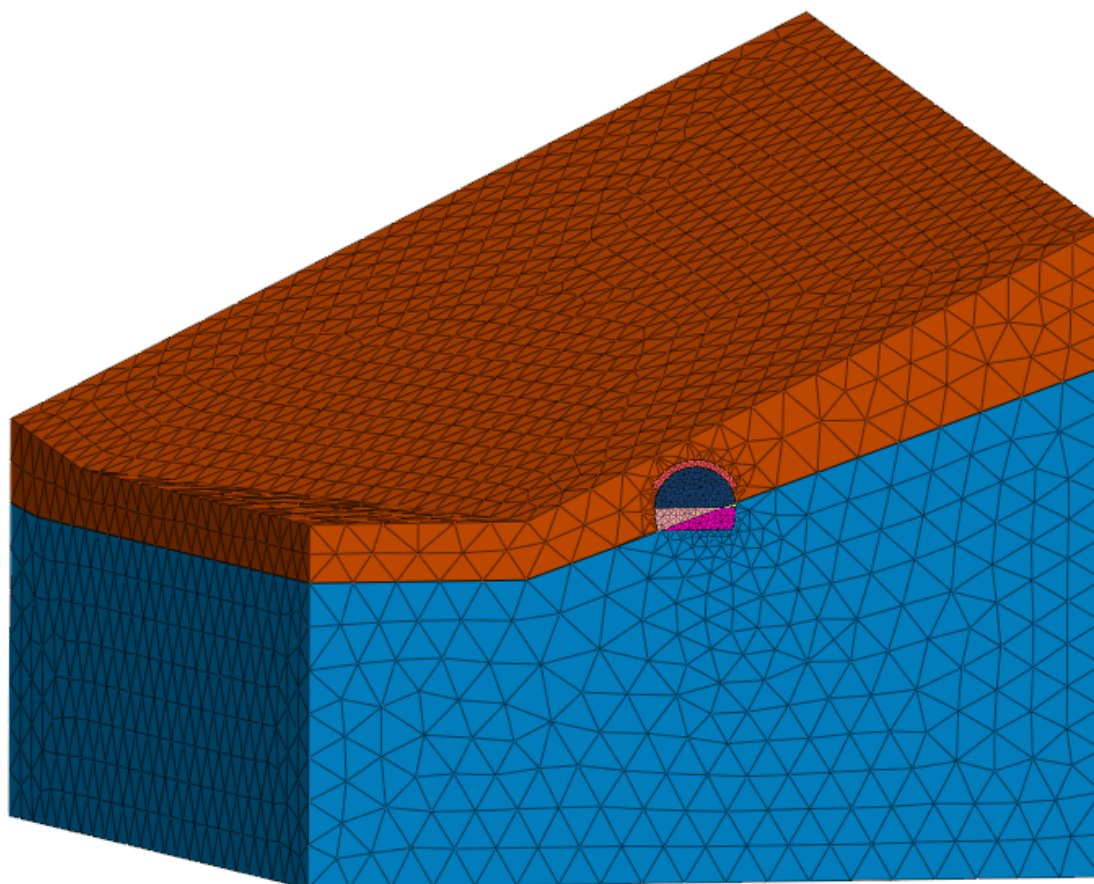
V úloze posouzení vlivu ražby na globální stabilitu morénového svahu nebylo rozfázování modelu zdaleka tak komplikované, jako při postupu ražby tunelu. Nejdříve bylo nutné zhodnotit stabilitu svahu před výstavbou díla a poté s vyraženým tunelem. Po iniciační fázi byly resetovány posuny a provedena fáze plastické analýzy bez tunelu. V následné fázi byl zvolen typ výpočtu „Safety“ pro stanovení stupně stability, označen jako M_{sf} . Je nutné zmínit, že po plastické analýze se nesmí resetovat posuny. Pro zhodnocení vlivu stavby na stabilitu stavu bylo nutné v následné fázi opět vycházet z fáze iniciační a provést plastickou analýzu již s aplikováním vyraženého tunelu. Následně byla opět provedena fáze výpočtu pro stanovení stupně stability již s vyraženým tunelem.

3.5 Modelování v programu Midas GTS NX

Midas GTS NX je software určený ke geotechnické analýze řešené geotechnické konstrukce ve 3D. Jedná se o komplexní analýzu metodou konečných prvků s celou škálou geotechnických aplikací, jako jsou hluboké základy, výkopy, komplexní tunelové systémy, analýza průsaků, konsolidace, dynamika a analýza stability svahů. [7]

3.5.1 Fáze modelu pro skutečný stav díla s mikropilotovým deštníkem

Fáze modelování byly řešeny v kapitole „2.6.7 Postup ražby“. Celkový počet fází byl stanoven na 251 včetně iniciační. Byla posuzována celková délka 90 m úseku, raženého technologií NRTM. Model již nezahrnoval instalaci radiálních kotev v primárním ostění tunelu.



Obr. 47: Pohled na 3D model řešené geotechnické situace

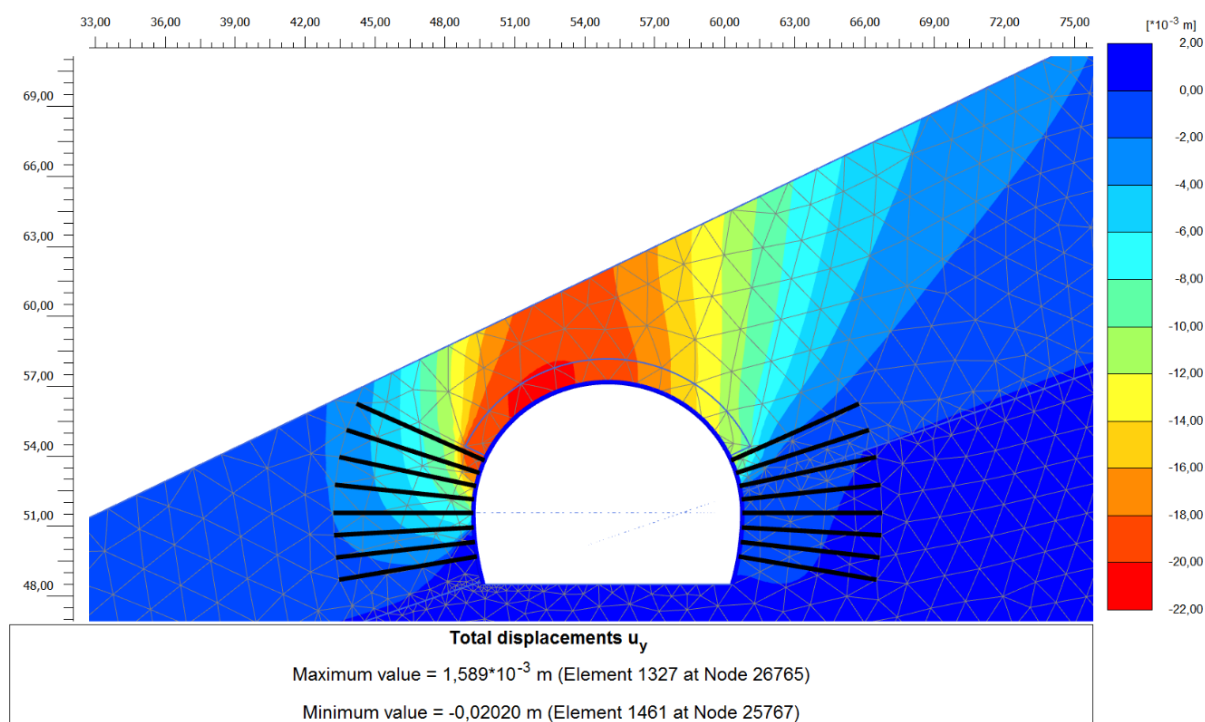
4 Zhodnocení výsledků, optimalizace návrhu, posouzení rizik

Ve výsledcích byly hodnoceny vertikální a horizontální posuny obou dvou variant technologií ražby NRTM. První varianta skutečného provedení tunelu Joberg byla také porovnána ve všech třech řezech se skutečně naměřenými konvergenčními raženého díla. Druhá varianta ražby bez mikropilotového deštníku byla porovnána s variantou skutečného provedení tunelu. V softwaru Midas GTS NX byla provedena ražba 90m metrů skutečného provedení tunelu.. Z toho plyne, že tyto výsledky byly také posuzovány se skutečnými konvergenčními v tunelu.

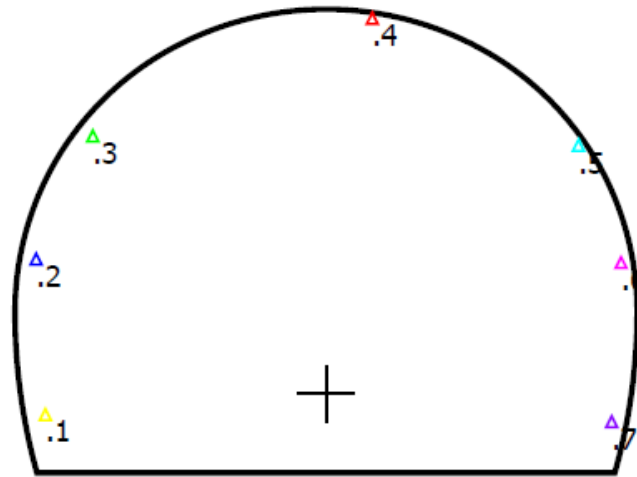
Samostatnou kapitolou je vyhodnocení vlivu ražby tunelu na globální stabilitu morénového svahu. Zde nejsou posuzovány posuny svahu ani díla, ale vznik a případná změna smykové plochy morénového svahu a stupně stability v závislosti na vyražení podzemního díla.

4.1 Výsledky skutečného stavu z programu Plaxis 2D

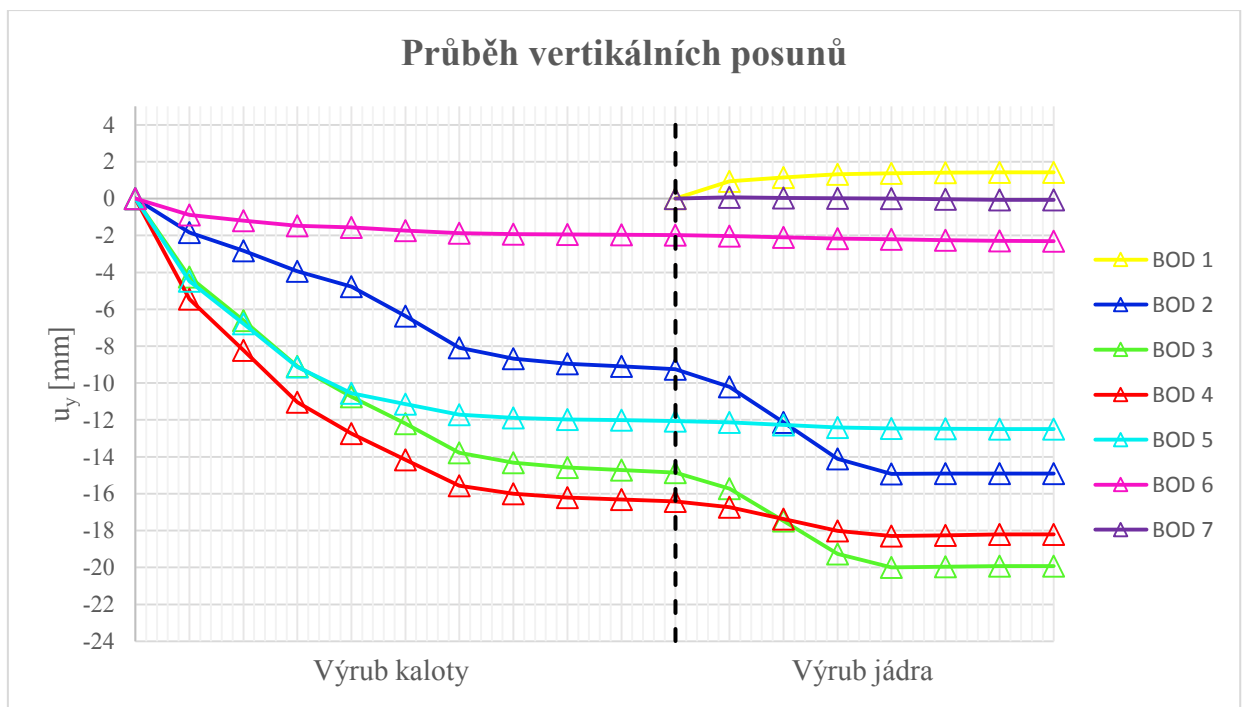
Řez č. 1 – staničení 2440 m – výška nadloží morény 4,85 m



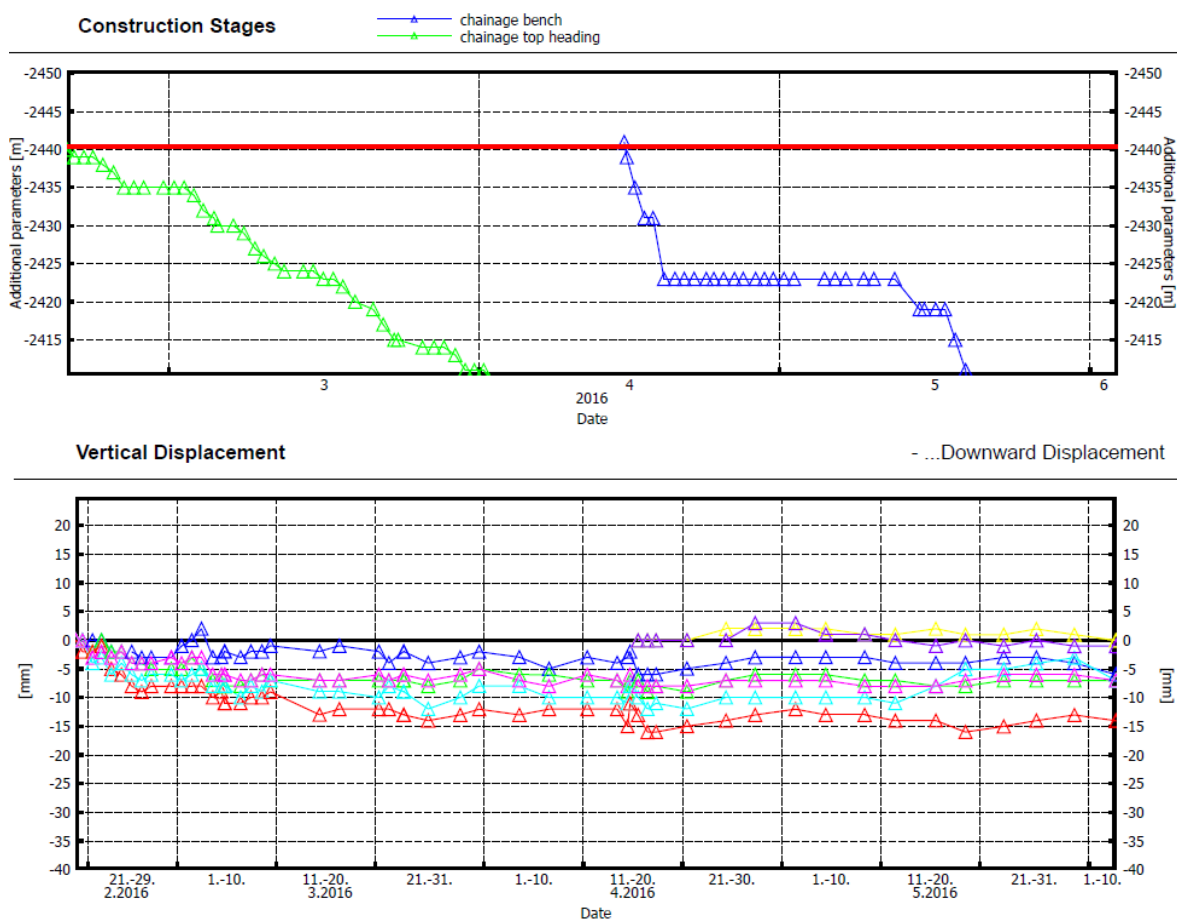
Obr. 48: Řez č. 1 - průběh vertikálních posunů v modelu



Obr. 49: Označení konvergenčních bodů [14]



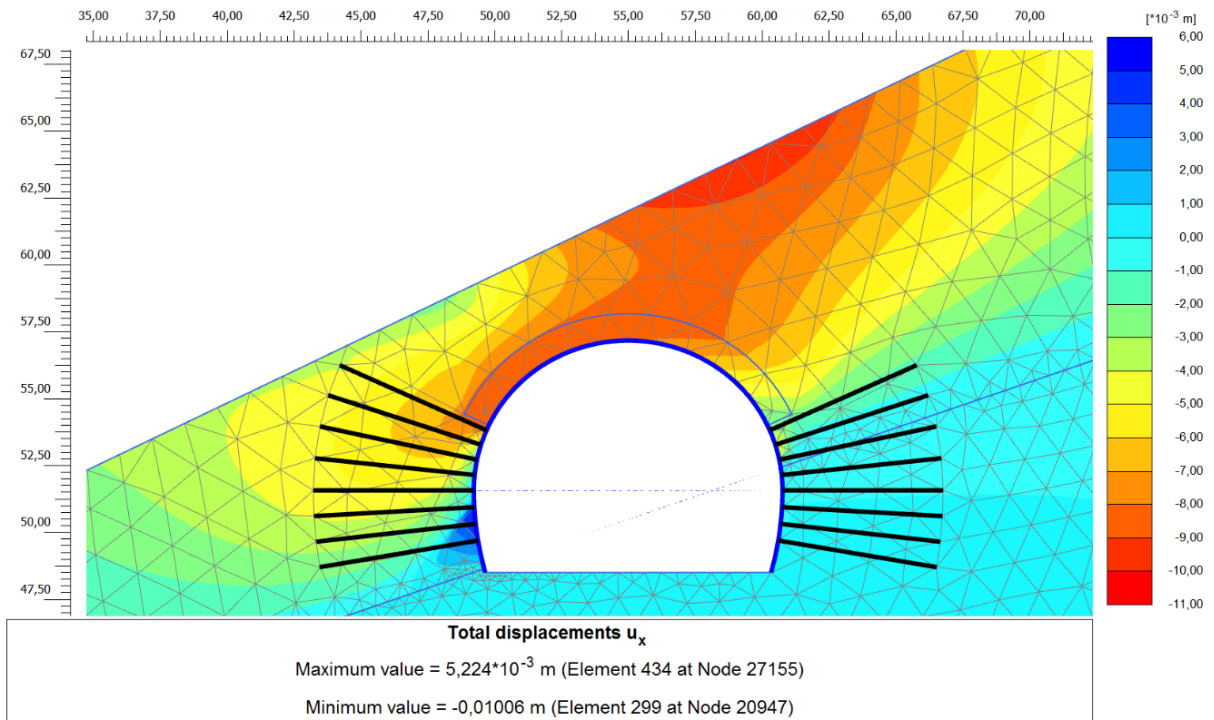
Obr. 50: Grafický průběh vertikálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr dolů -)



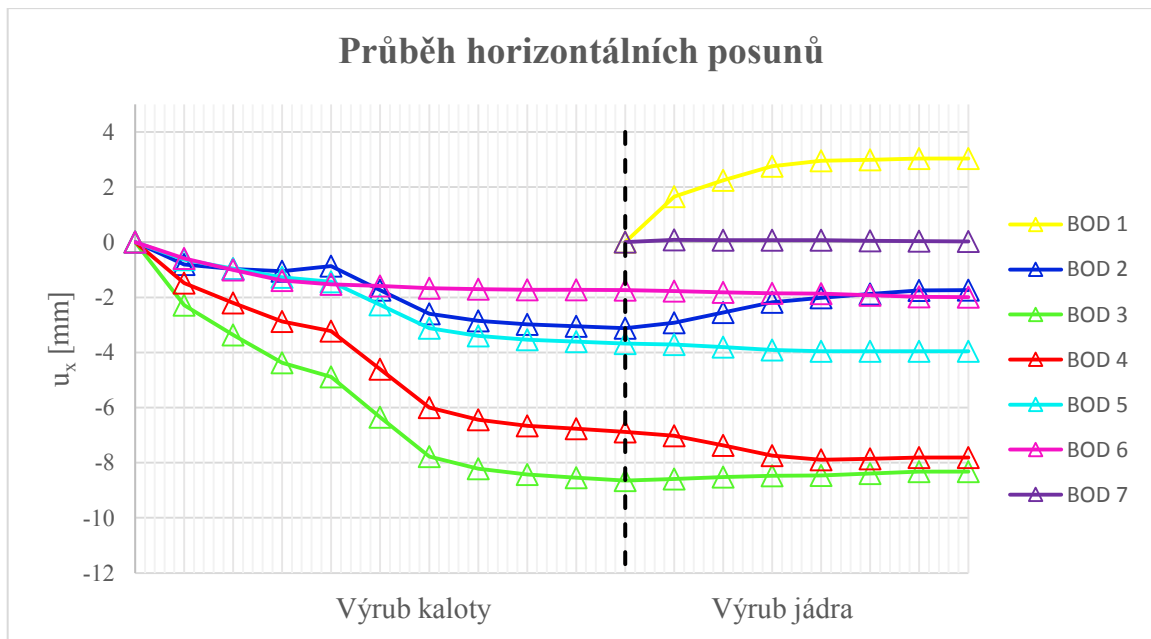
Obr. 51: Grafický průběh skutečných vertikálních posunů v závislosti na čase [14]

Výsledky numerické analýzy byly zaměřeny na posuny ve sledovaných konvergenčních bodech na ostění tunelu. Z grafu průběhu vertikálních posunů na obrázku 50 je patrné, že maximální vertikální posuny v modelu jsou soustředěny v bodu č. 3 při levém ostění tunelu na okraji mikropilotového deštníku s hodnotou kolem 20 mm. V bodu č. 4 se posuny pohybují okolo 18 mm. V reálné situaci byly největší konvergence naměřeny právě v bodu č. 4 téměř ve vrcholu kaloty a pohybovaly se na hranici 15 mm a v bodu č. 3 kolem 8 mm.

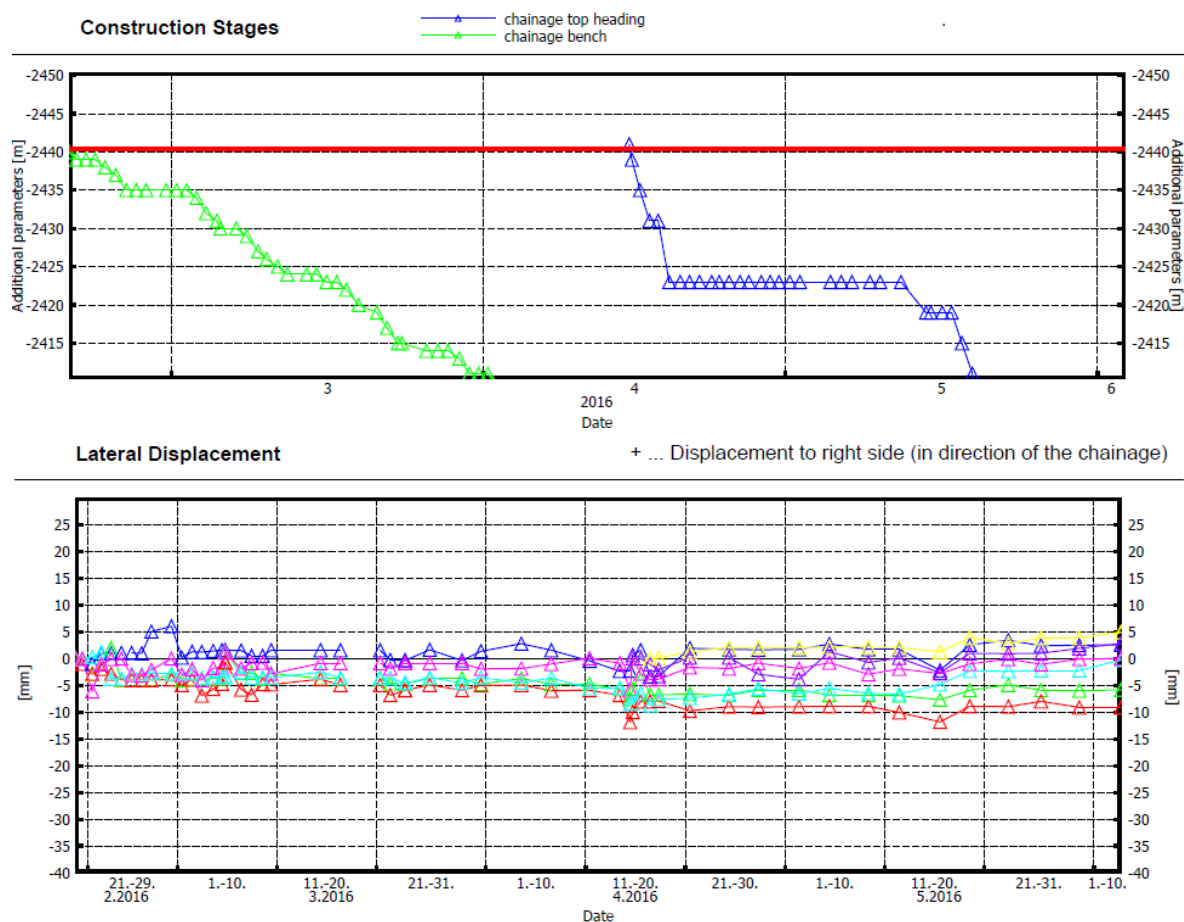
Důležitou informací je, že během ražby nebyly naměřeny větší konvergence než, které byly vyhodnoceny z numerické analýzy. Jiná lokalizace koncentrace maximálních posunů v modelu než ve skutečném stavu není až tak podstatným problémem. Stěžejním faktorem je velikost vypočítaných hodnot ve srovnání s hodnotami naměřenými.



Obr. 52: Řez č. 1 - průběh horizontálních posunů v modelu



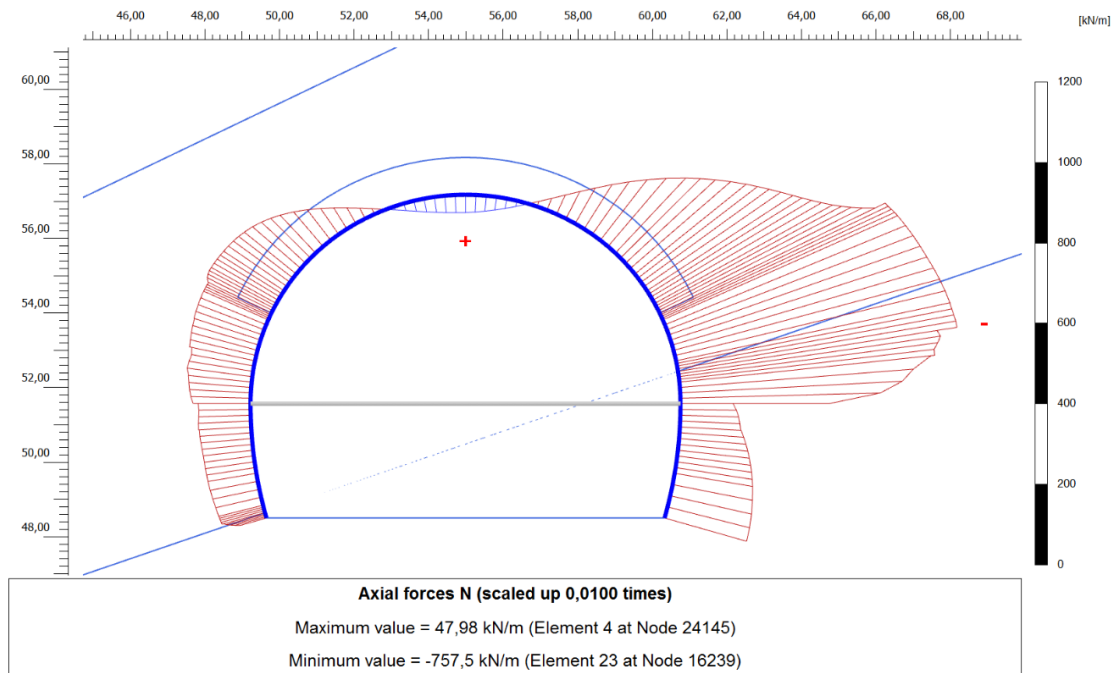
Obr. 53: Grafický průběh horizontálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr doprava +)



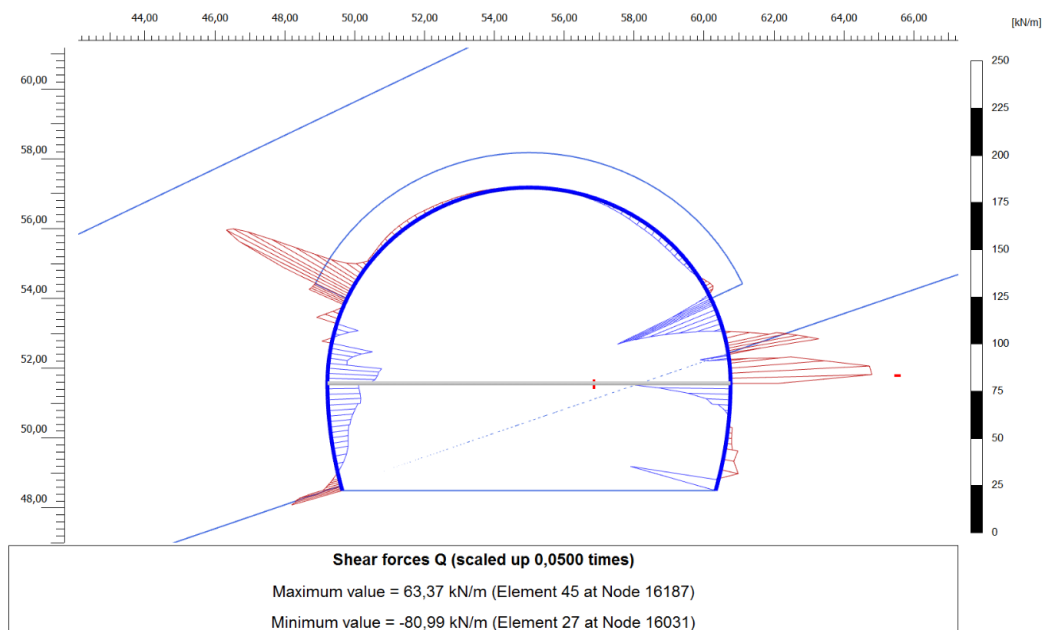
Obr. 54: Grafický průběh skutečných horizontálních posunů v závislosti na čase [14]

Horizontální posuny v modelu byly také velice podobné ve srovnání s reálnými hodnotami. Ovšem opět byly maximální horizontální posuny soustředěny v bodu č. 3 s hodnotou kolem 8 mm a v bodě č. 4 nepatrně menší. Skutečné konvergence byly naměřeny největší v bodu č. 4 s hodnotou do 10 mm. V bodu č. 3 něco málo přes 6 mm. V ostatních bodech je dle poskytnutého grafu průběh velmi podobný, jako v modelové situaci.

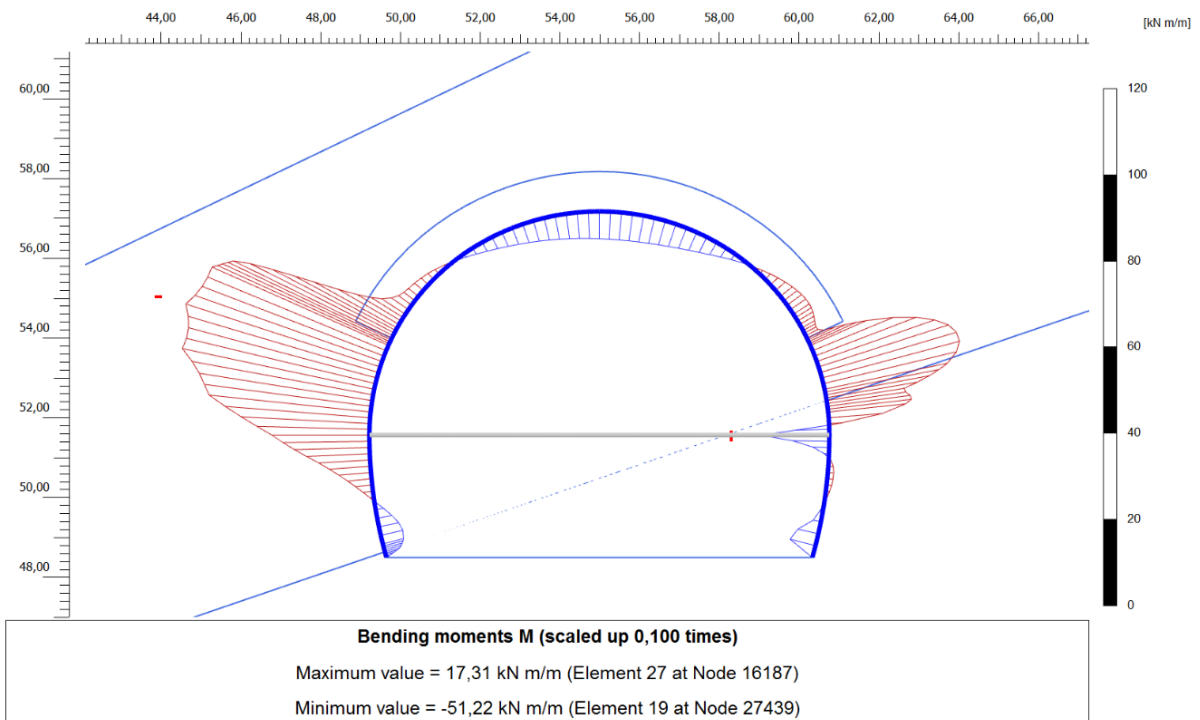
Je nutné zmínit, že se přece jen jedná o aproximovaný 2D model se zjednodušenou geometrií a poměrně složitou situací simulování mikropilotového deštníku. Proto je zapotřebí brát výsledky z modelu, jako informativní a ne stěžejní. Během ražby nastává spousta problémů, které v modelu nelze zohlednit. Jako jsou například: nadvýlomy, nerovnoměrná tloušťka primárního ostění, geometrie výrubu, apod.



Obr. 55: Průběh normálových sil v primárním ostění

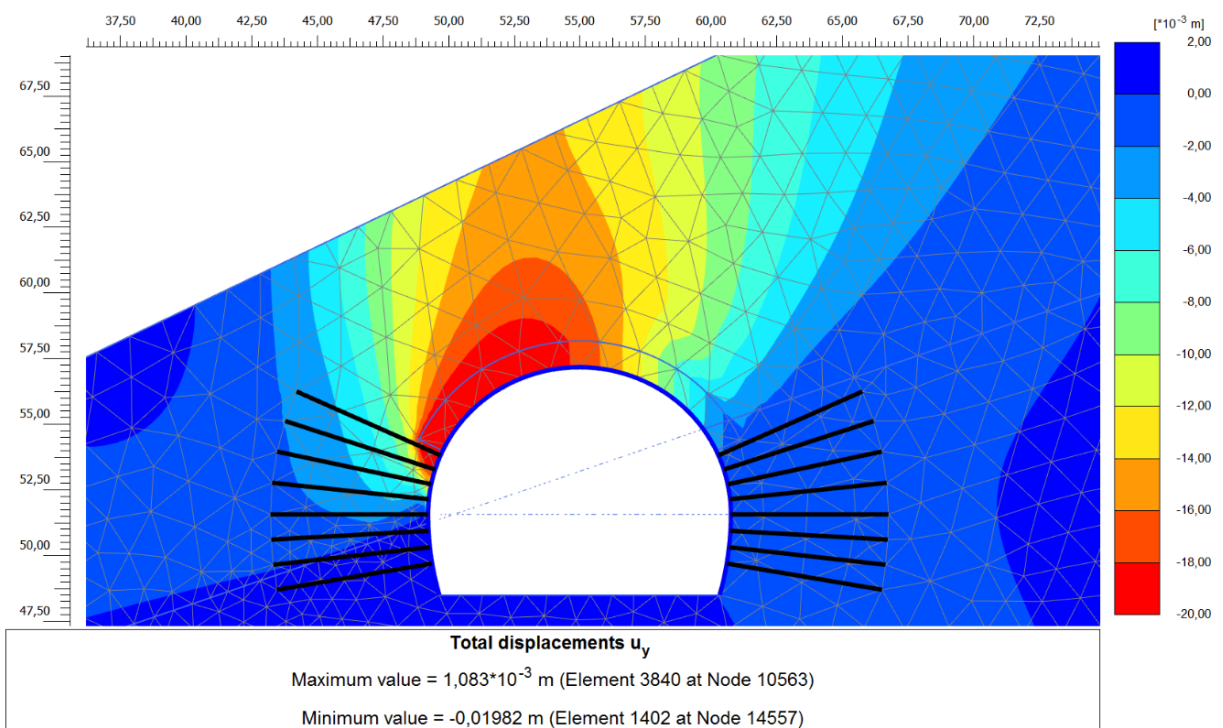


Obr. 56: Průběh posouvajících sil v primárním ostění

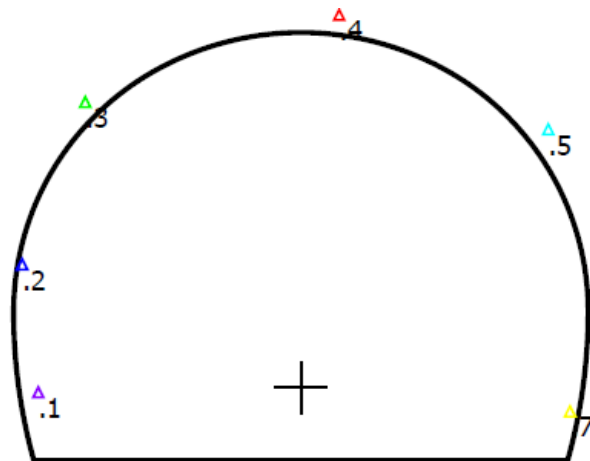


Obr. 57: Průběh ohybových momentů v primárním ostění

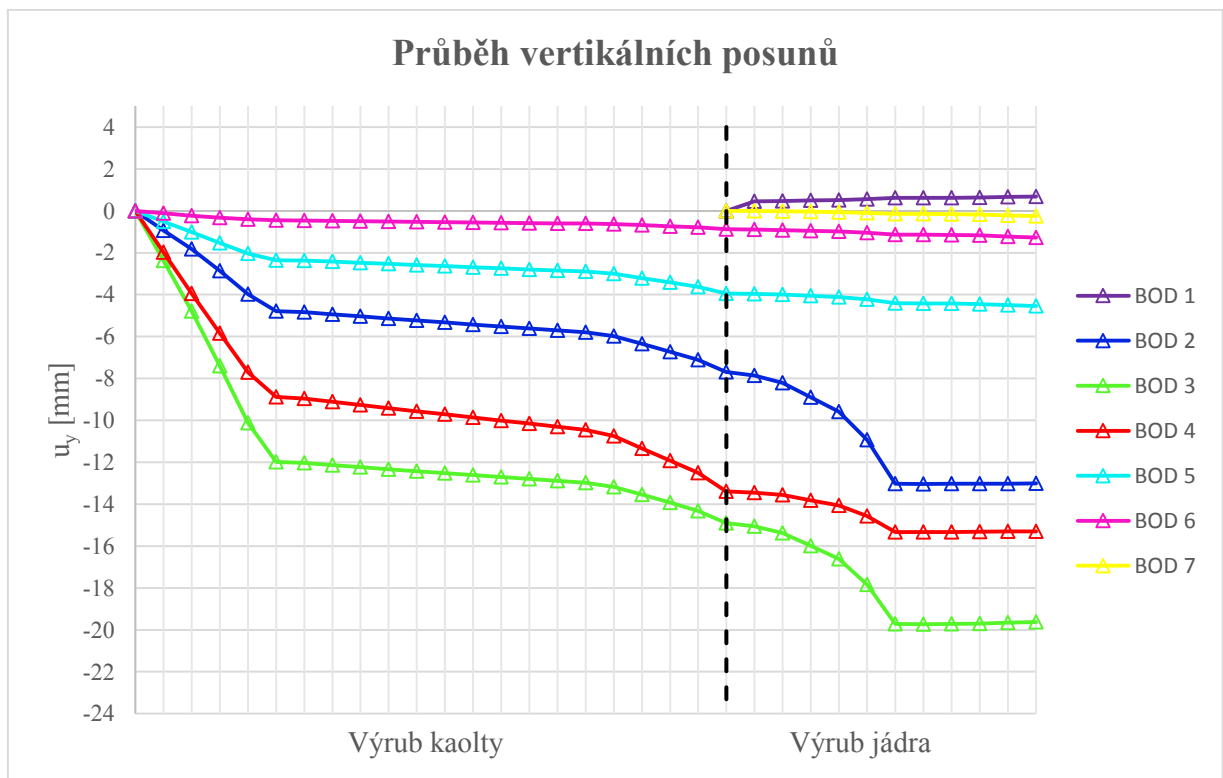
Řez č. 2 – staničení 2405 m – výška nadloží morény 9,38 m



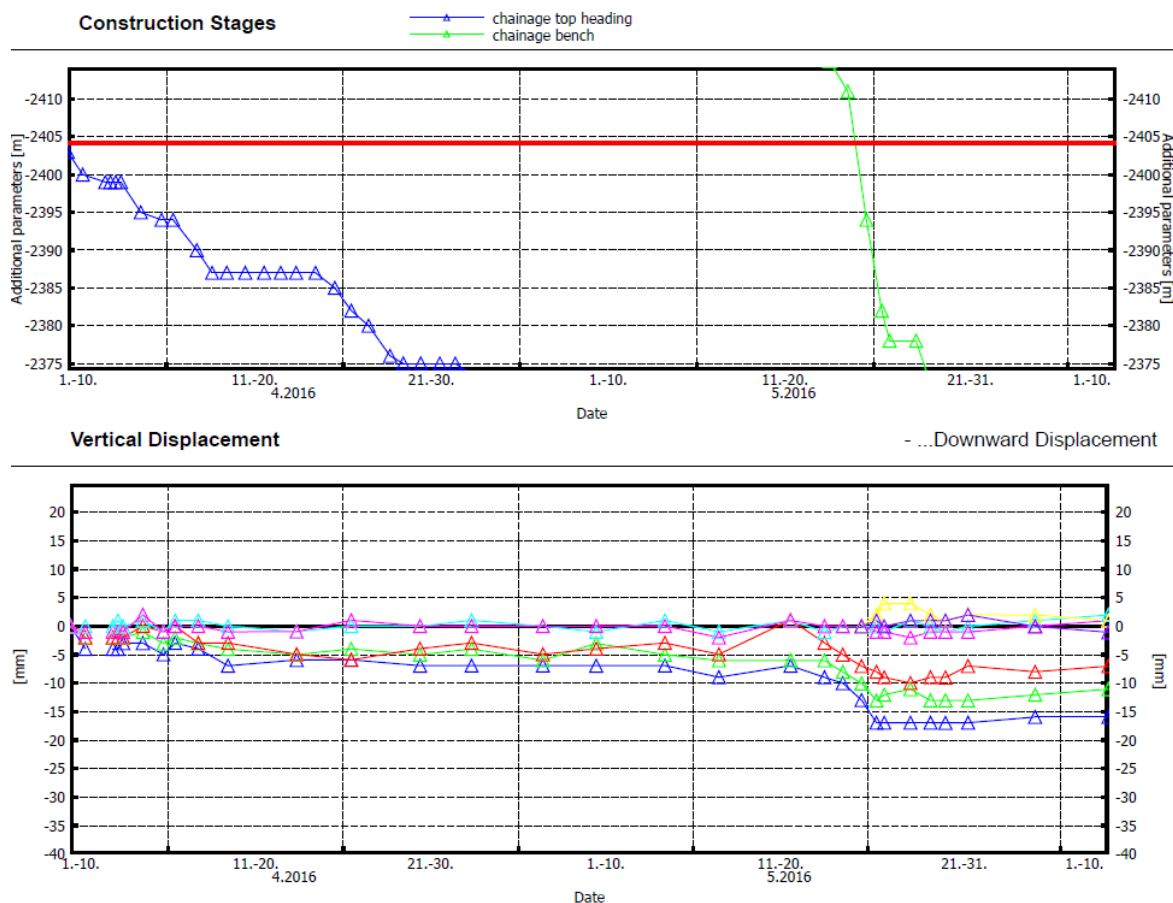
Obr. 58: Řez č. 2 - průběh vertikálních posunů v modelu



Obr. 59: Označení konvergenčních bodů [14]



Obr. 60: Grafický průběh vertikálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr dolů -)

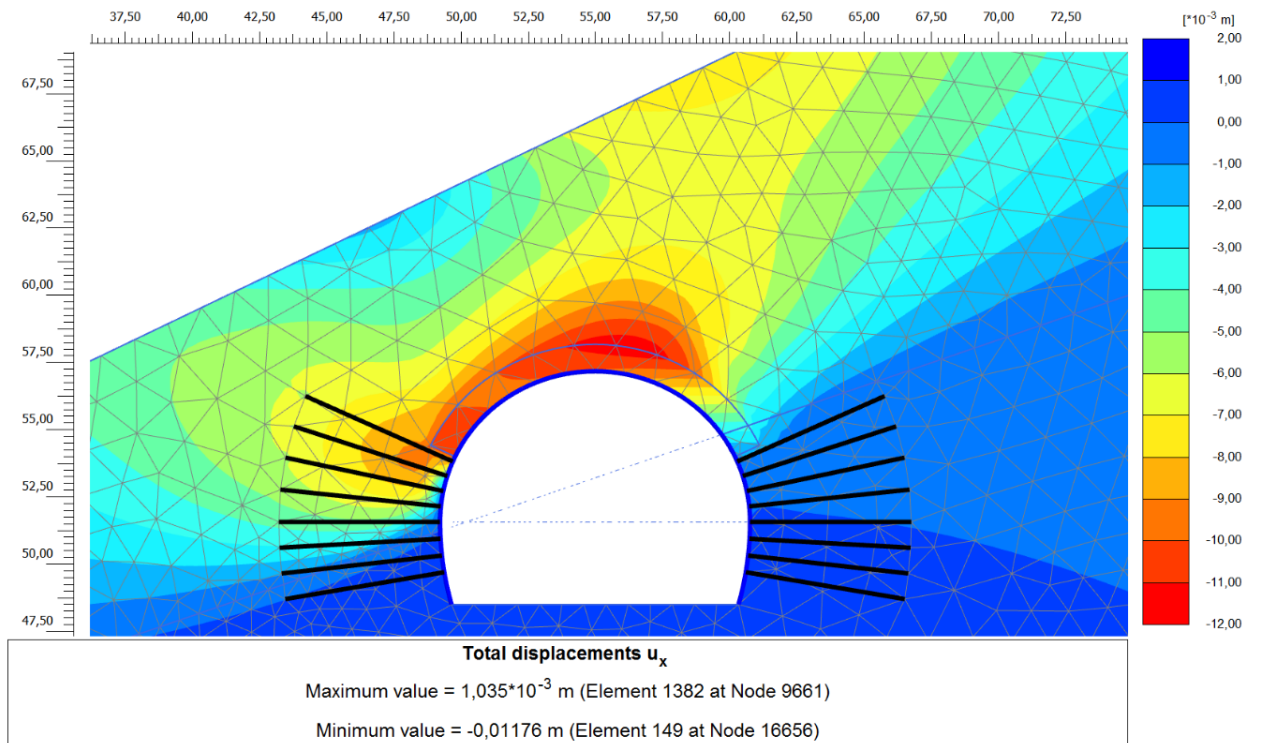


Obr. 61: Grafický průběh skutečných vertikálních posunů v závislosti na čase [14]

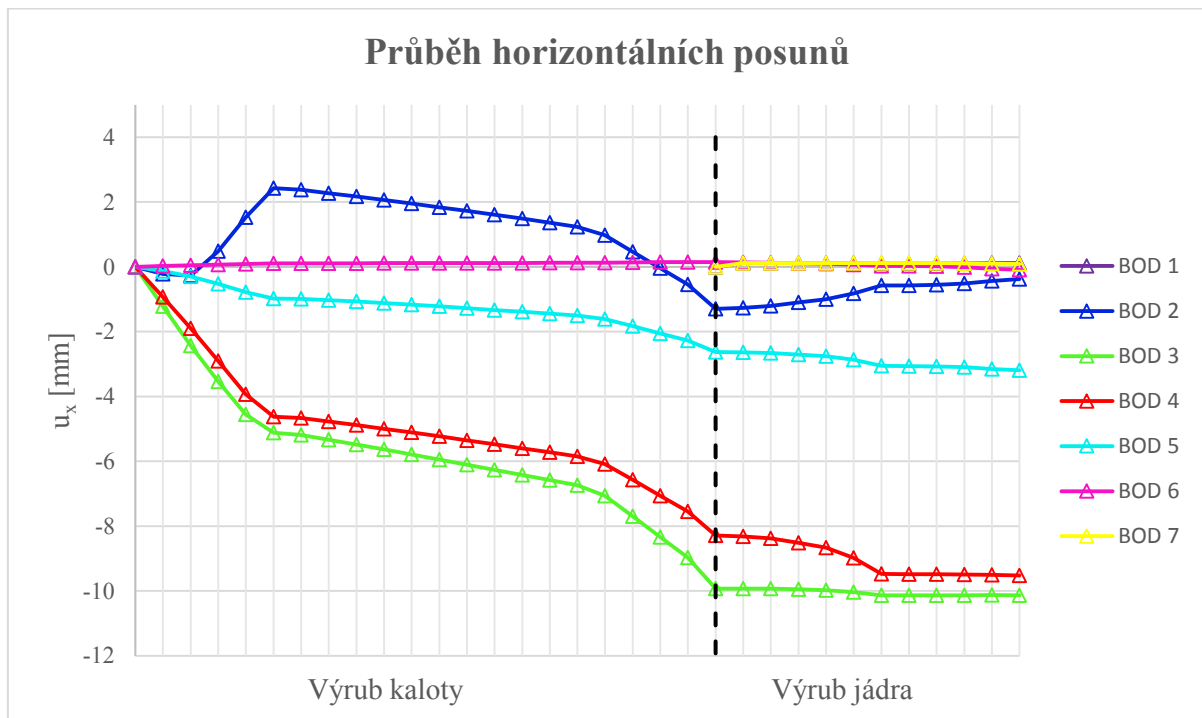
V řezu č. 2 se průběh posunů na ostění v závislosti na postupu ražby podobá nejvíce reálné situaci. Opět je největší koncentrace posunů zaznamenána při levé části kaloty v bodu č. 3, kde je spočtena největší hodnota posunu na 20 mm. Ve skutečném stavu se tato hodnota pohybuje okolo 15 mm a je naměřena v bodu č. 2.

Důležitým poznatkem je, že jak v modelu, tak i ve skutečnosti byly největší posuny naměřeny při levé straně výrubu a ne v kalotě. Tuto situaci si lze vysvětlit tak, že mikropilotový deštník je již v tomto staničení při pravé straně vetknutý do skalního podloží a na straně levé se nachází pořád v morénovém materiálu. Proto tedy logicky na levé straně deštník sedá více než na straně druhé.

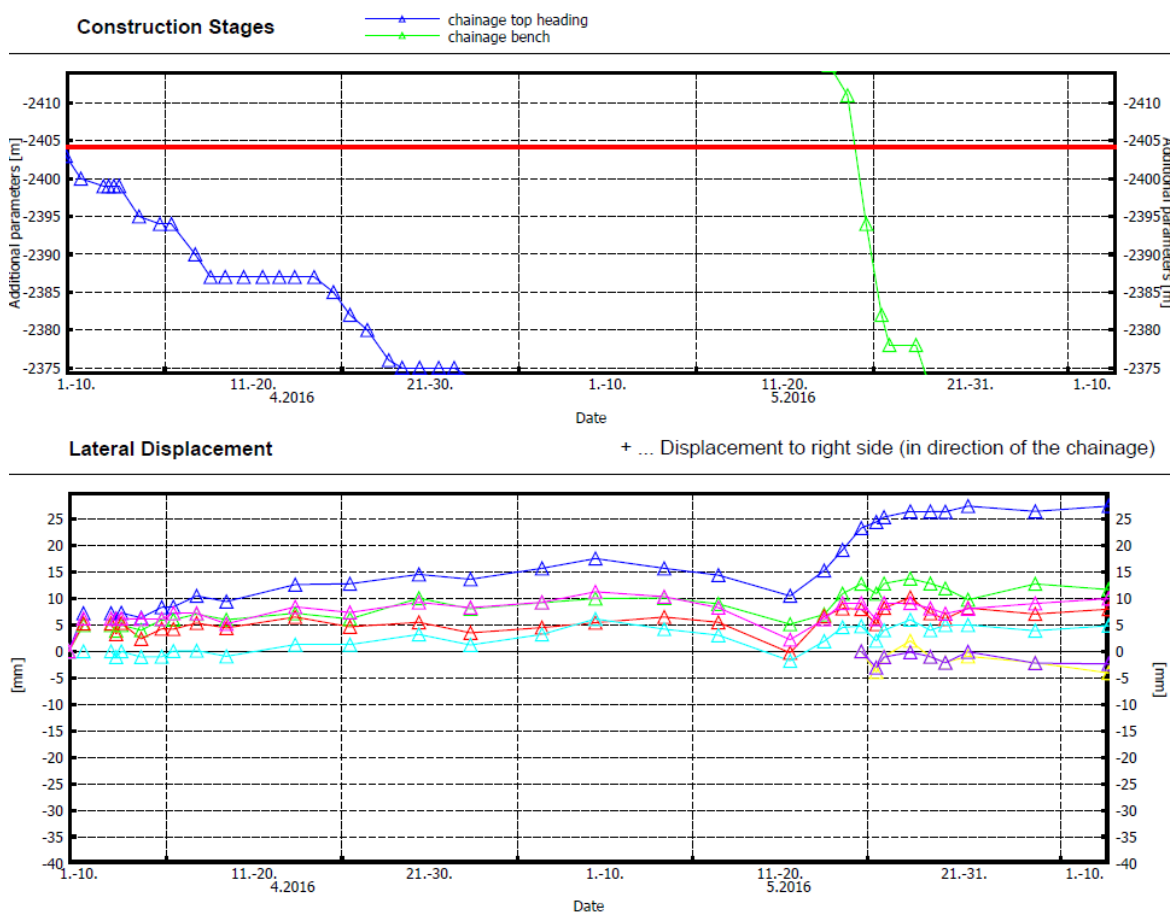
Z grafu lze vyčíst, že v bodu č. 5 v pravé straně kaloty, jsou opravdu konvergence minimální. V modelu se tato hodnota pohybuje kolem 5 mm a v reálné situaci se blíží nule.



Obr. 62: Řez č. 2 - průběh horizontálních posunů v modelu



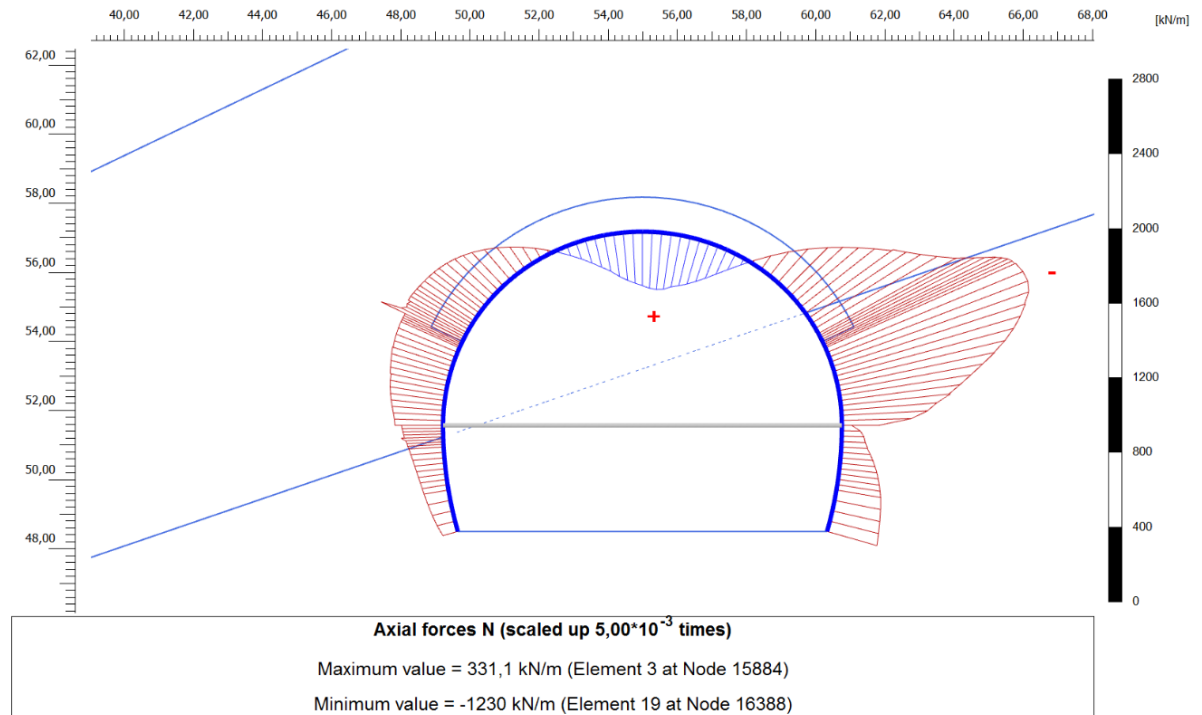
Obr. 63: Grafický průběh horizontálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr doprava +)



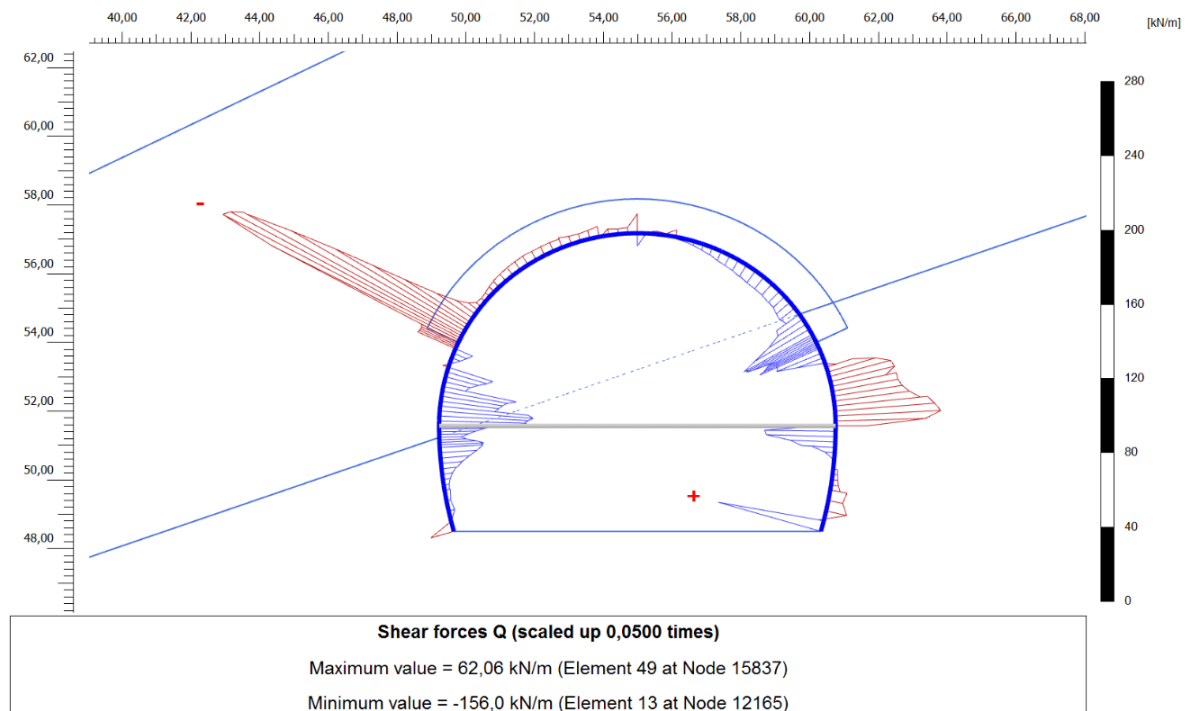
Obr. 64: Grafický průběh skutečných horizontálních posunů v závislosti na čase [14]

V modelu jsou horizontální posuny opět nejvíce soustředěny v bodu č. 3 s hodnotou kolem 10 mm. Skutečná naměřená hodnota odpovídá také cca 10 mm. Ovšem probíhá v jiném směru než v modelové situaci. Největší naměřený posun se projevil v bodu č. 2 s hodnotou 25 mm. Tato hodnota se oproti ostatním zásadně odlišuje v rozdílu cca 10 mm.

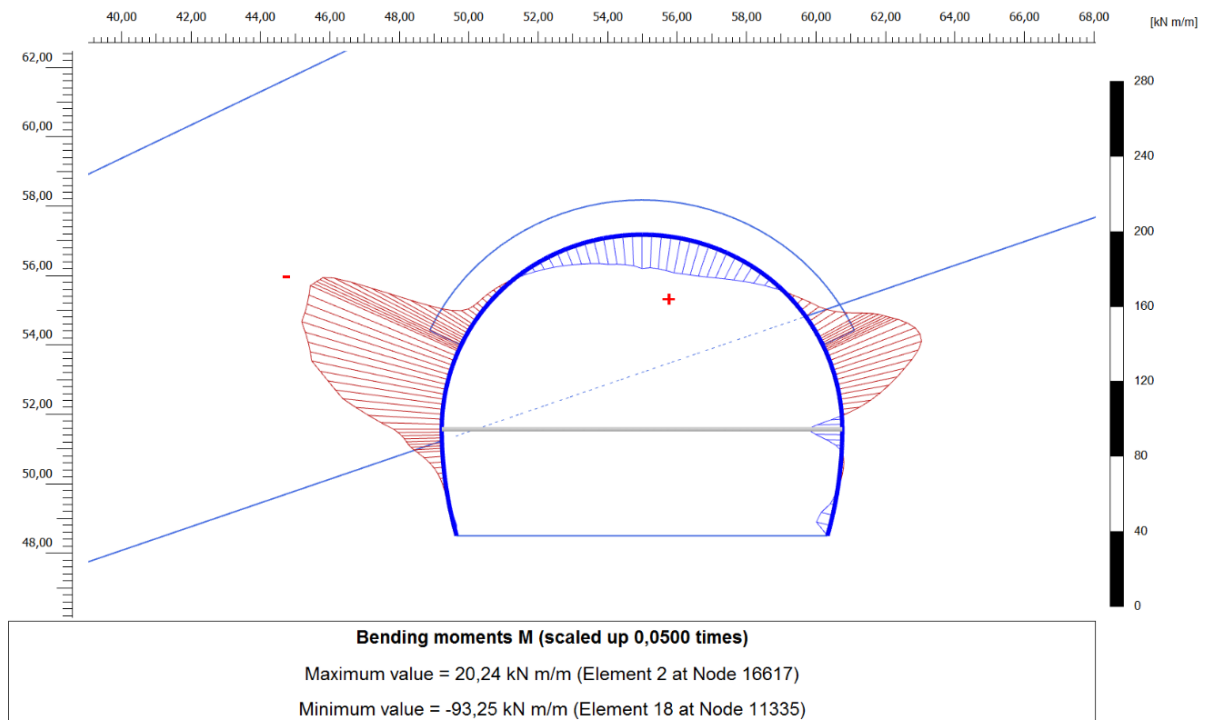
Dle přiloženého grafu se zaznamenaným postupem ražby tunelu od daného staničení si lze všimnout, že během výrubu kaloty se posuny v bodu č. 2 pohybují v řádech 10 mm. V ostatních bodech nebyla překročena hranice 6 mm. Zásadní zlom nastává od fáze výrubu jádra tunely, kdy se ostění začalo značně deformovat směrem do výrubu. Je možné to odůvodnit tím, že v aktuálním staničení se pohybuje nadloží tunelu okolo 10 m a i přes instalovaný mikropilotový deštník, který by měl zatížení na ostění rovnoměrněji roznášet, vznikají na levé straně profilu tunelu výraznější horninové tlaky než na straně druhé.



Obr. 65: Průběh normálových sil v primárním ostění

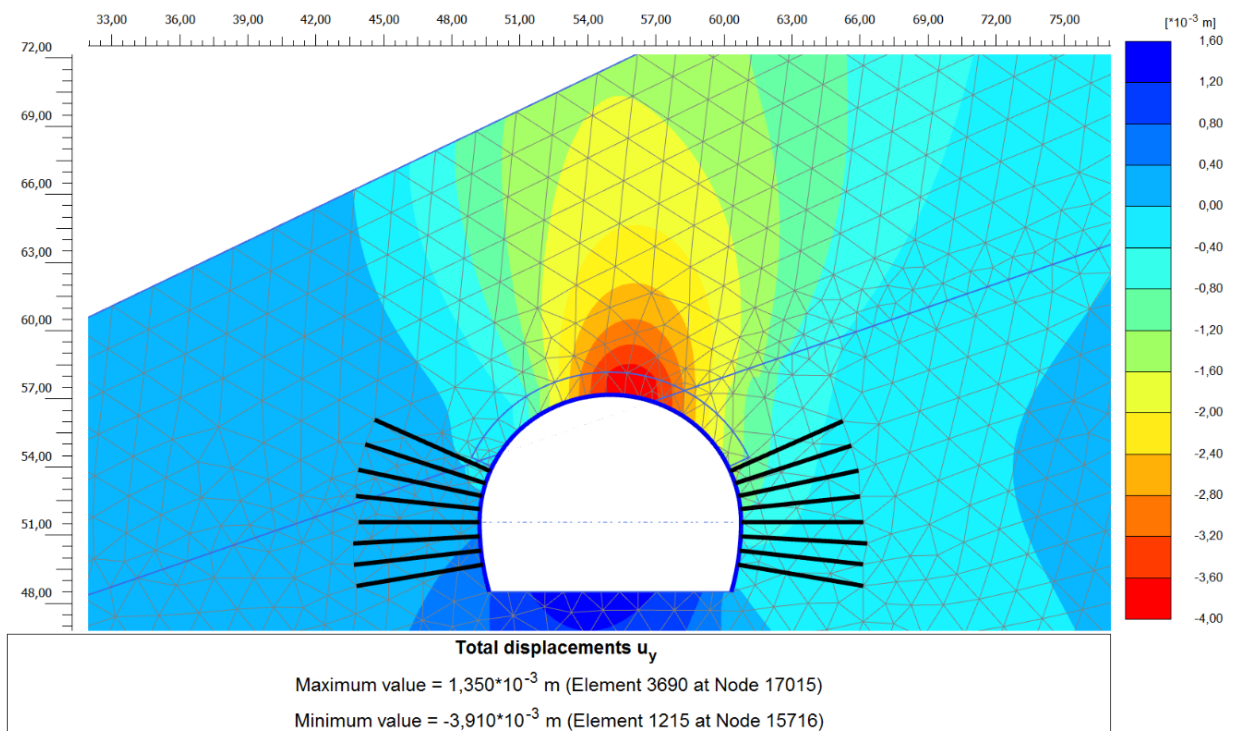


Obr. 66: Průběh posouvajících sil v primárním ostění

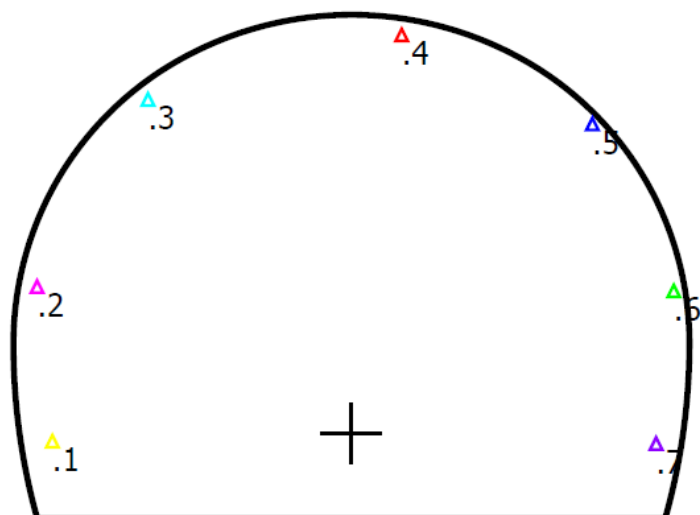


Obr. 67: Průběh ohybových momentů v primárním ostění

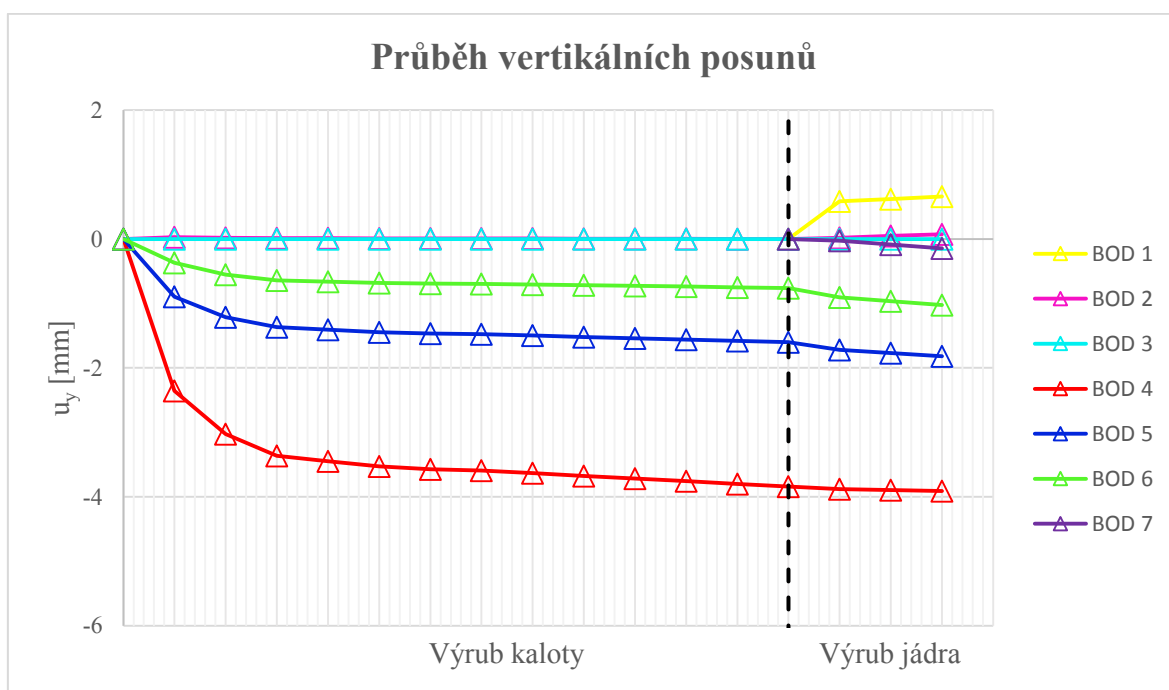
Řez č. 3 – staničení 2366 m – výška nadloží morény 14,45 m



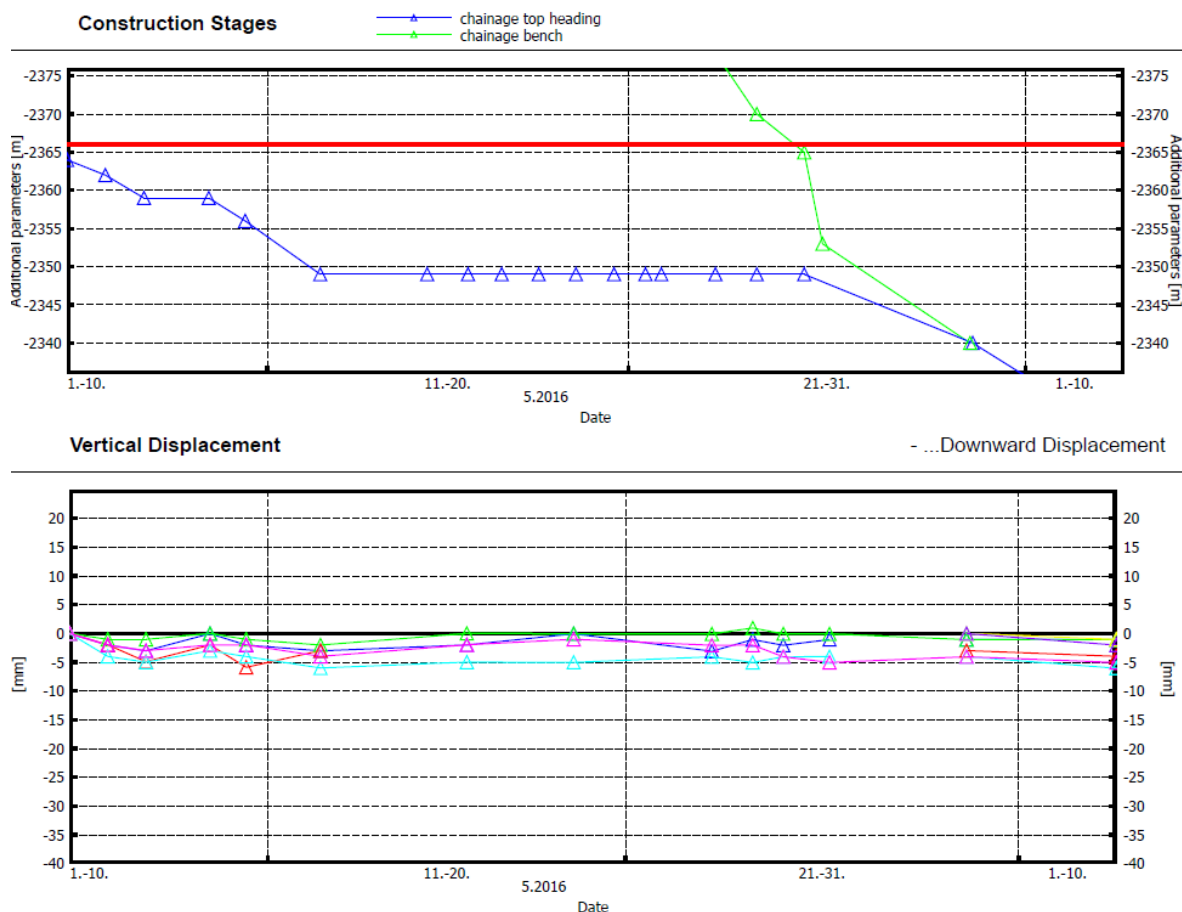
Obr. 68: Řez č. 3 - průběh vertikálních posunů v modelu



Obr. 69: Označení konvergenčních bodů [14]



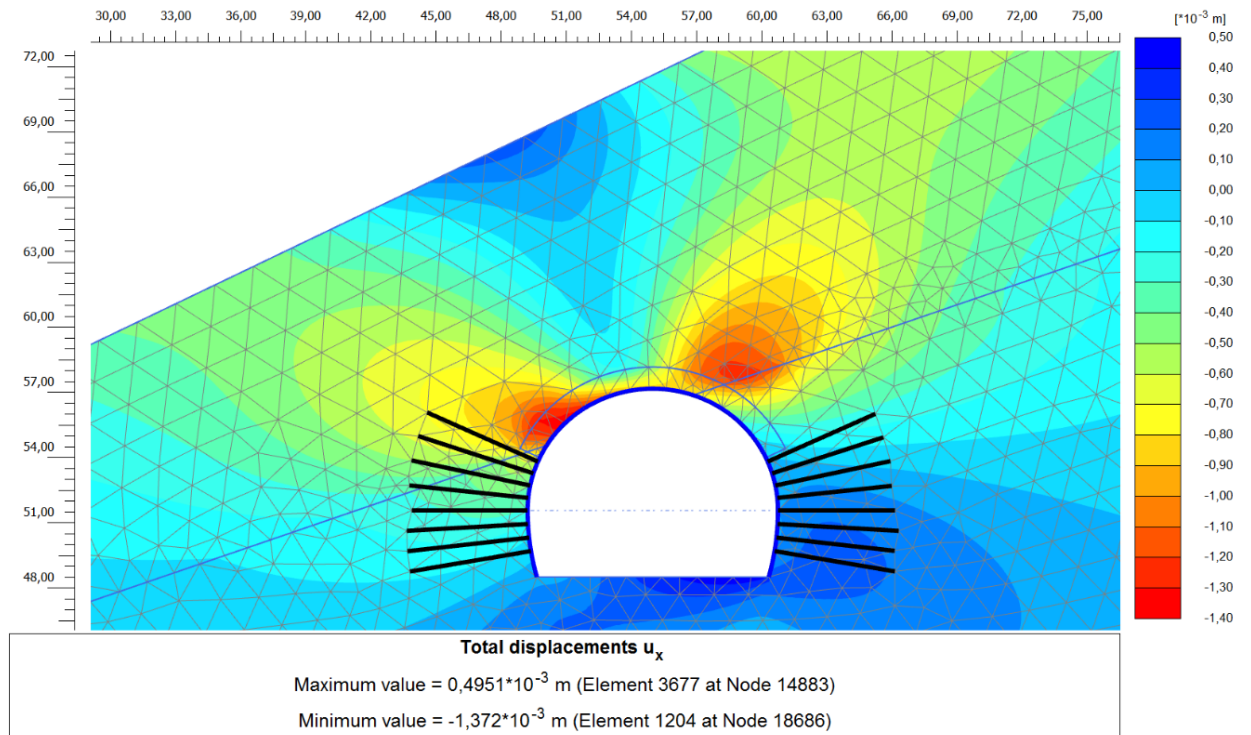
Obr. 70: Grafický průběh vertikálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr dolů -)



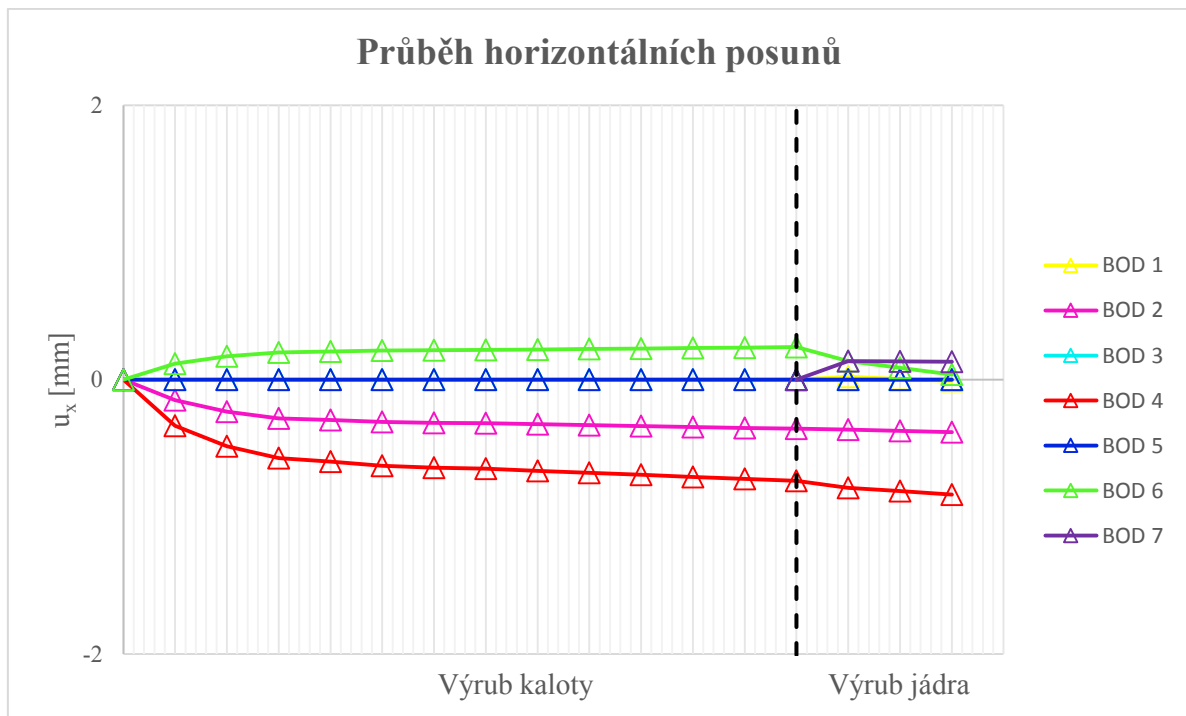
Obr. 71: Grafický průběh skutečných vertikálních posunů v závislosti na čase [14]

Ačkoli je v řezu č. 3 se staničením 2366 m morénové nadloží největší s hodnotou necelých 15 m, je možné zde zaznamenat nejmenší posuny. Je tomu dáno tak, že mikropilotový deštník je vetknutý z obou stran do skalního fylitu a téměř neseďá. V modelu i v reálné situaci je možné zaznamenat maximální posun v bodu č. 4. s hodnotou kolem 4 mm. Posuny v ostatních bodech se pohybují na úrovni nuly.

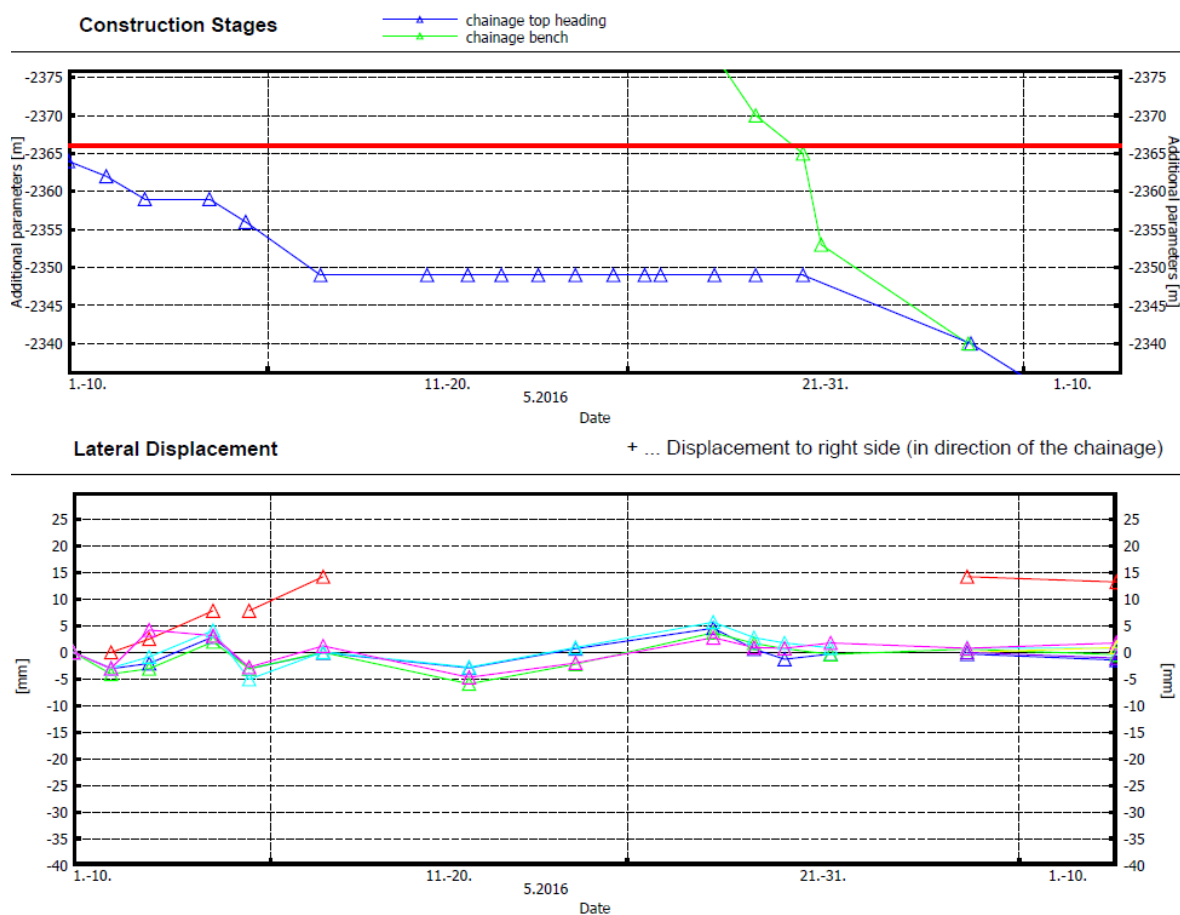
Je vhodné poznamenat, že čelba je již v této vzdálenosti od portálu tvořena z většiny skalním podložím a moréna je téměř na ústupu. V příštích metrech ražby dochází k přechodu z technologie Nové rakouské tunelovací metody na metodu Drill and Blast, která je typická pro ražbu tunelu v severských zemích s vysokou kvalitou skalních hornin.



Obr. 72: Řez č. 3 - průběh horizontálních posunů v modelu



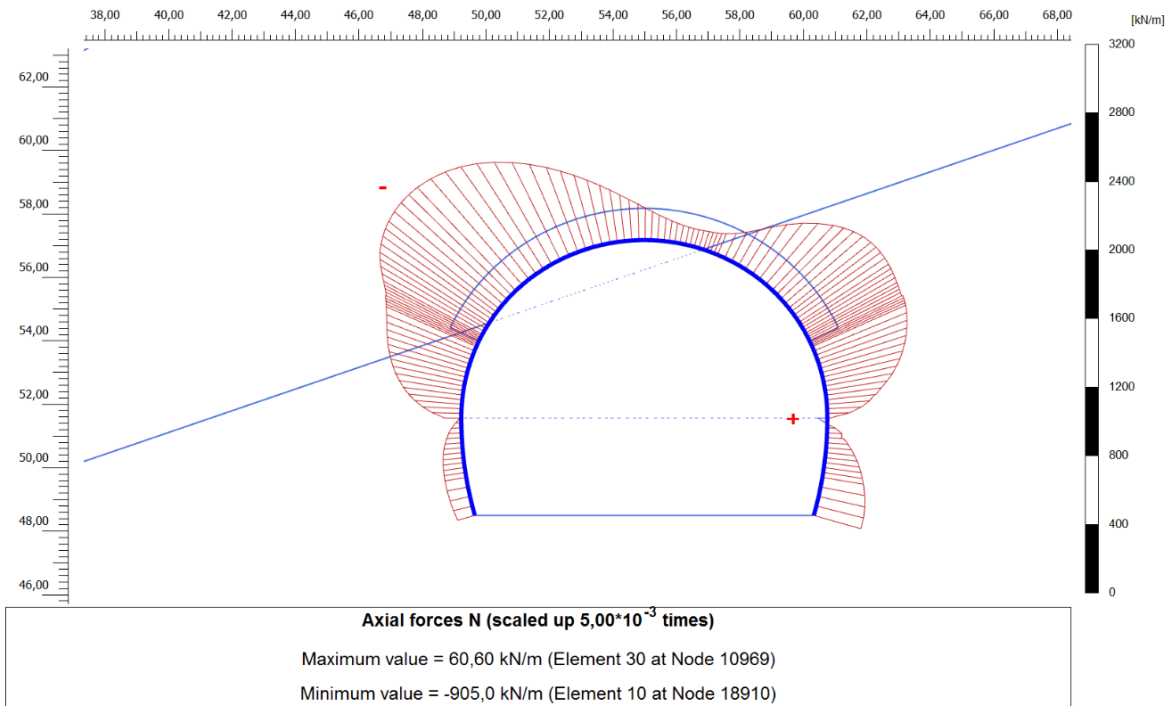
Obr. 73: Grafický průběh horizontálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr doprava +)



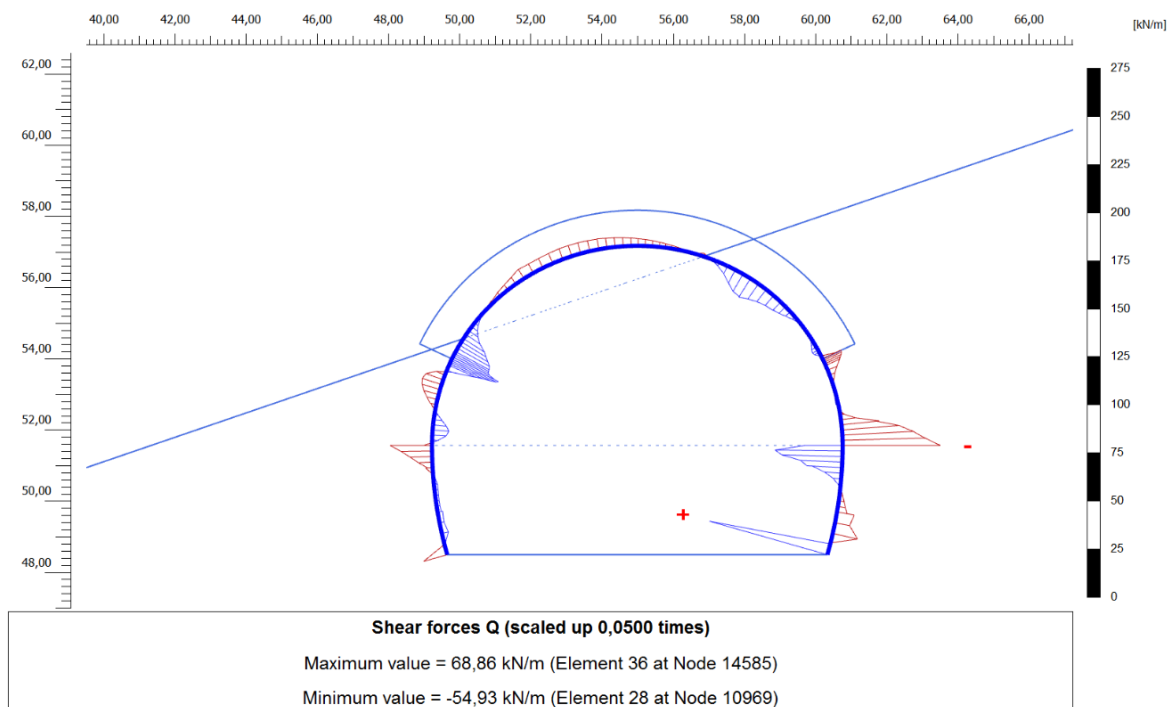
Obr. 74: Grafický průběh skutečných horizontálních posunů v závislosti na čase [14]

V modelu ani ve skutečném stavu nedochází téměř k žádným horizontálním posunům ve skoro žádném ze sledovaných konvergenčních bodů. Z přiloženého grafu skutečně naměřených hodnot je však možné zaznamenat, že bod č. 4 konverguje směrem doprava na hodnotu kolem 15 mm.

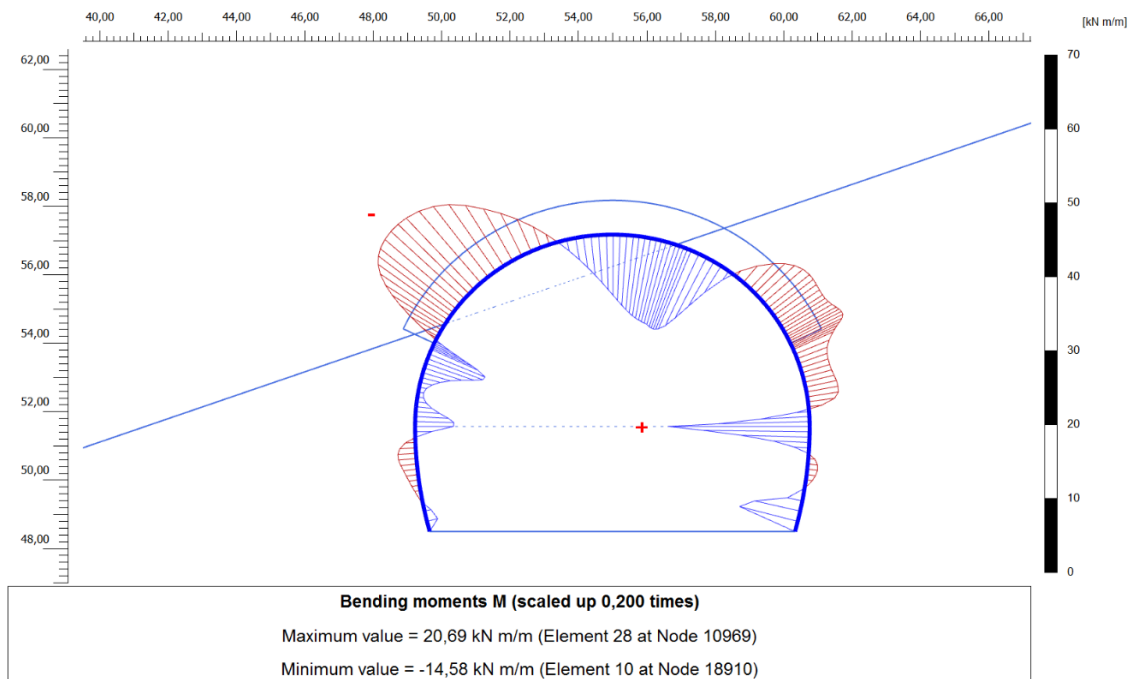
V tomto případě se může jednat o chybu měření. Další variantou může být to, že v aktuálním staničení již nebyl využit mikropilotový deštník, ale pouze jehlování. Nedošlo k proinjektování morénového sedimentu a nebylo dosaženo takové kompaktnosti a tuhosti nadloží tunelu. Došlo k lokální koncentraci napětí v kalotě na ostění tunelu a vzniku řešené ojedinelé deformace.



Obr. 75: Průběh normálových sil v primárním ostění



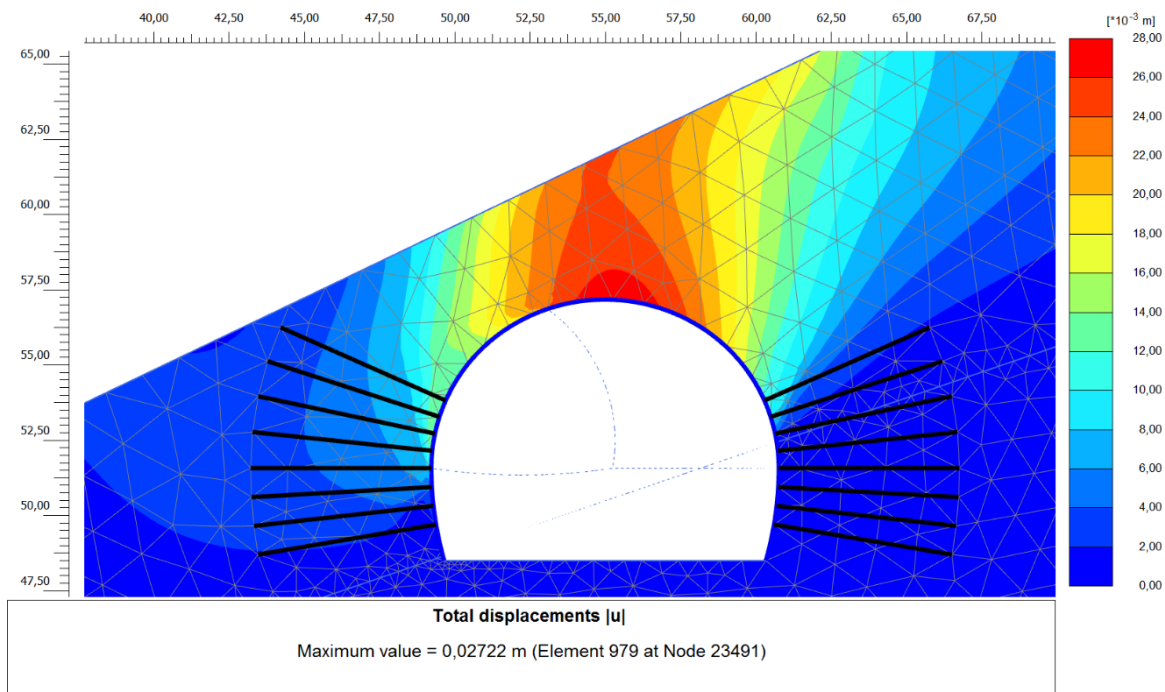
Obr. 76: Průběh posouvajících sil v primárním ostění



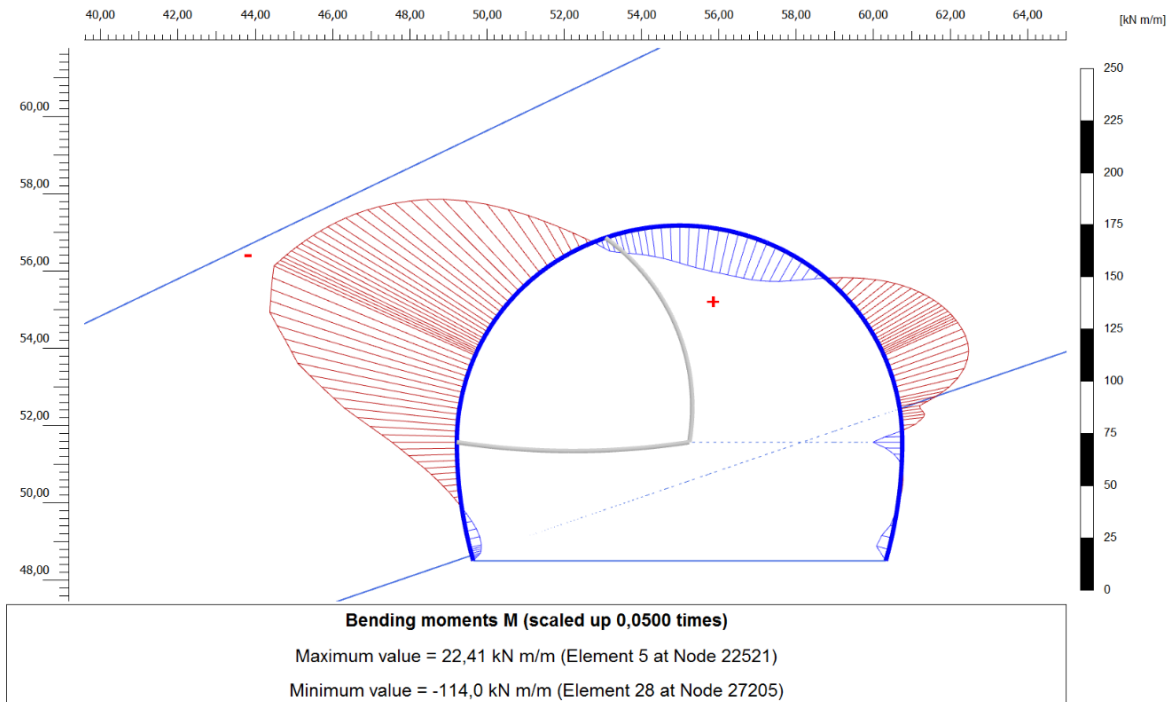
Obr. 77: Průběh ohybových momentů v primárním ostění

4.2 Výsledky varianty bez mikropilotového deštníku z programu Plaxis 2D

Řez č. 1 – staničení 2440 m – výška nadloží morény 4,85 m

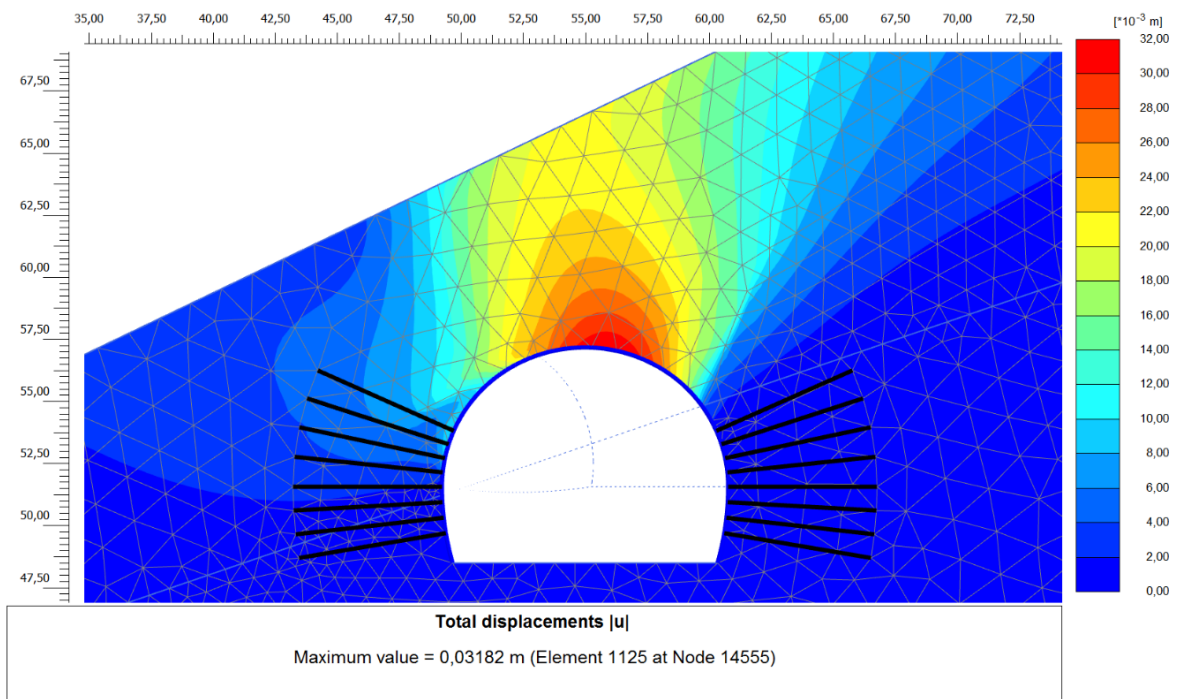


Obr. 78: Řez č. 1 - průběh výslednice posunů u_{xy} v modelu

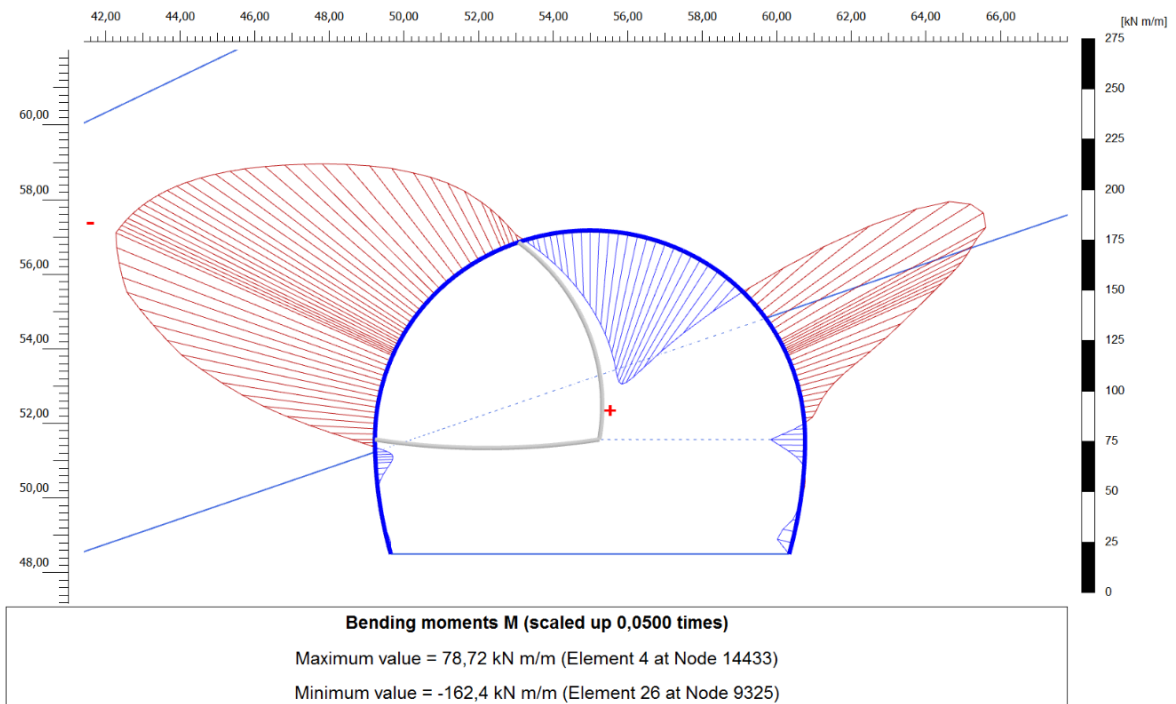


Obr. 79: Průběh ohybových momentů v primárním ostění

Řez č. 2 – staničení 2405 m – výška nadloží morény 9,38 m

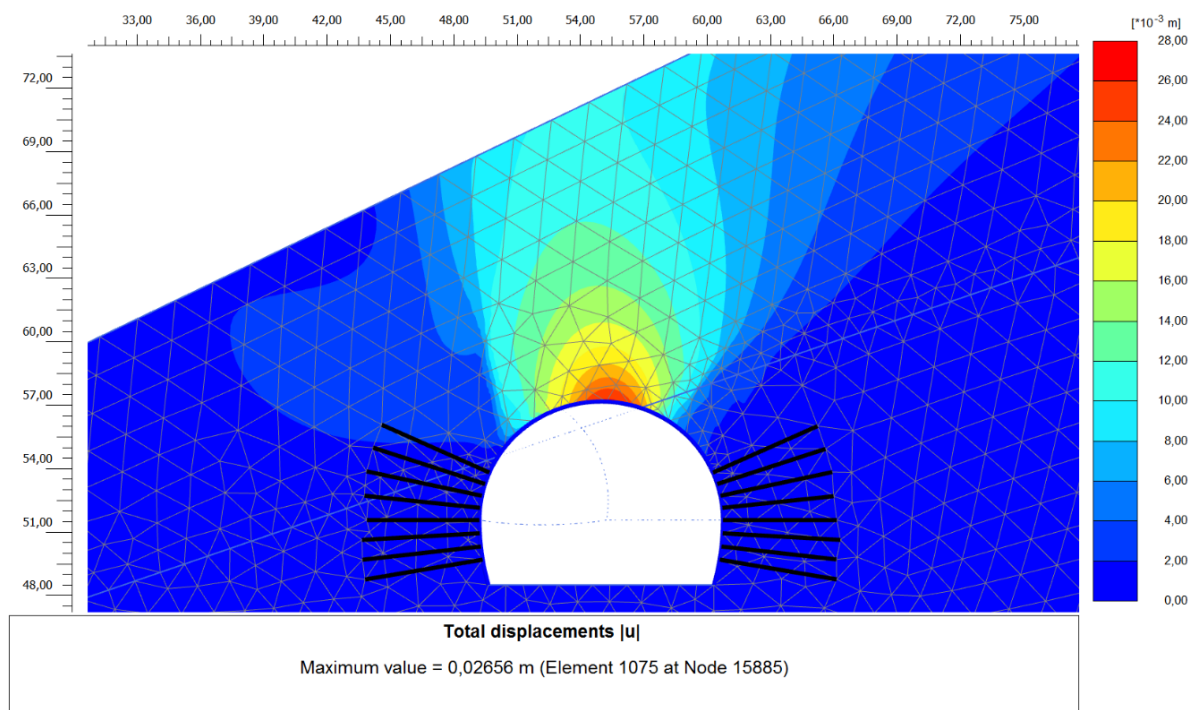


Obr. 80: Řez č. 2 - průběh výslednice posunů u_{xy} v modelu

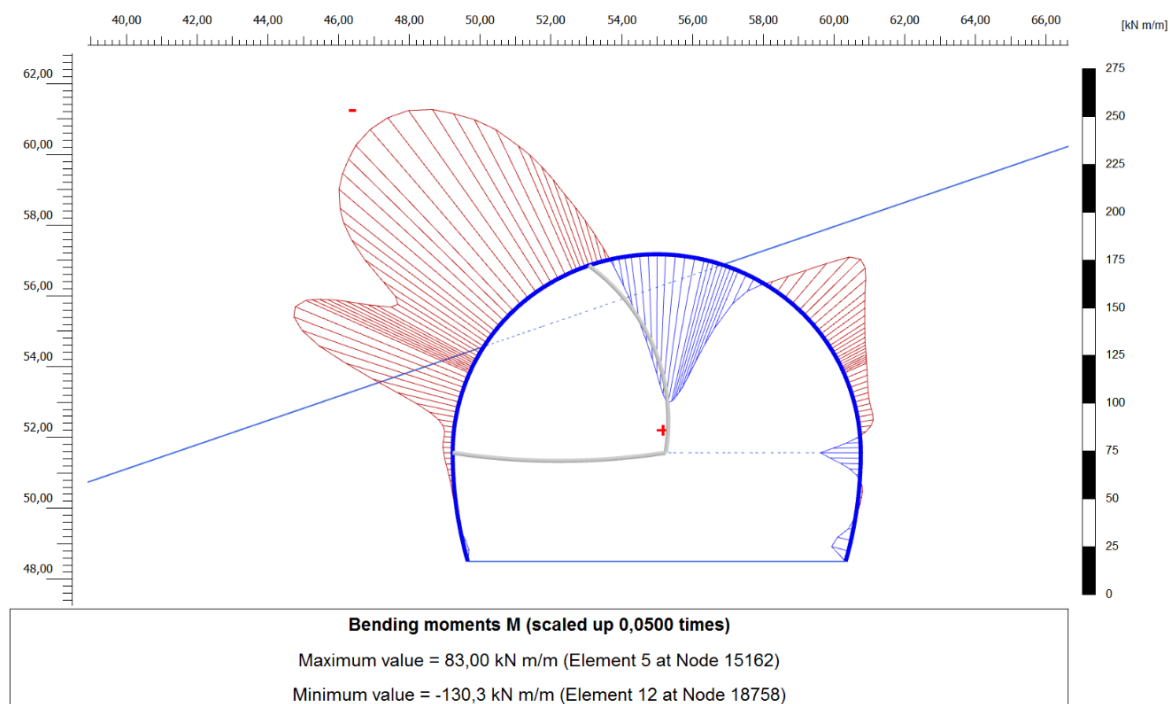


Obr. 81: Průběh ohybových momentů v primárním ostění

Řez č. 3 – staničení 2366 m – výška nadloží morény 14,45 m



Obr. 82: Řez č. 3 - průběh výslednice posunů u_{xy} v modelu



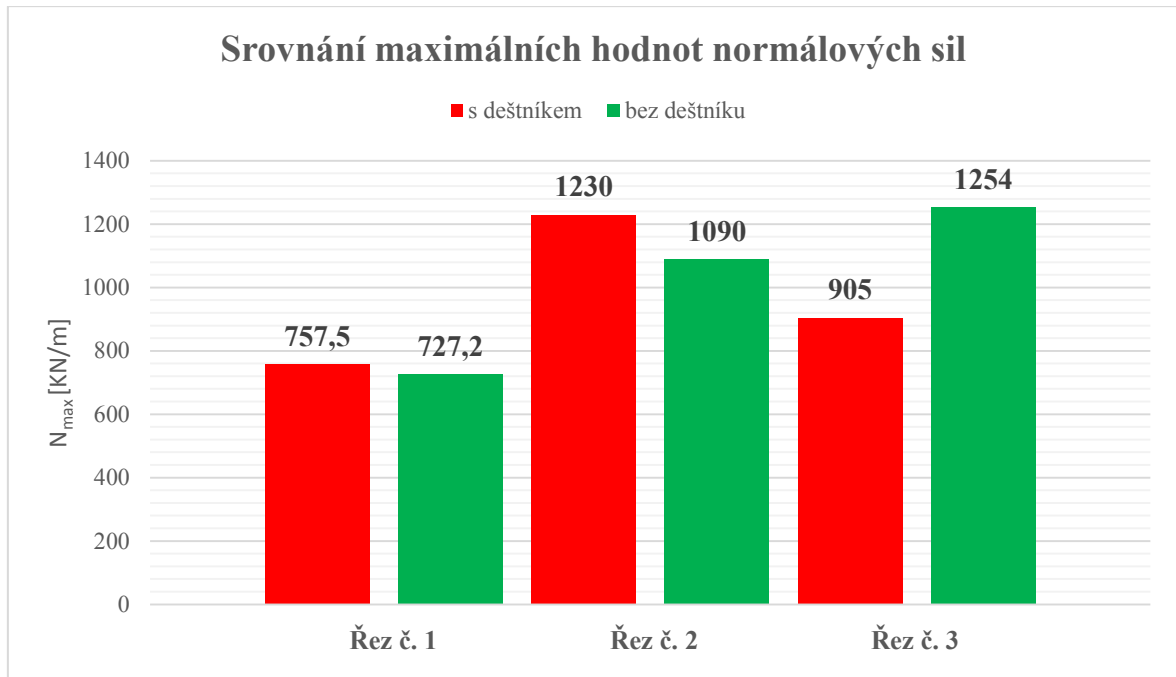
Obr. 83: Průběh ohybových momentů v primárním ostění

Tab. 9: Porovnání maximálních vnitřních sil

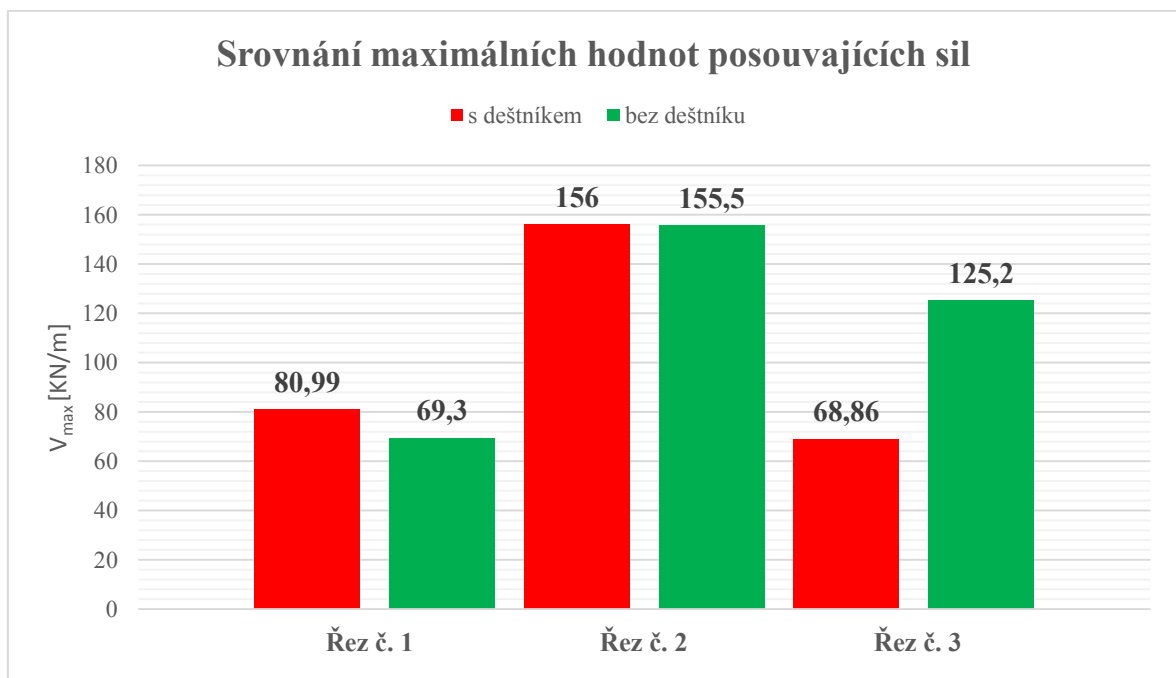
Varianta ražby	Staničení	Maximální vnitřní síly v primárním ostění tunelu		
		Nmax	Vmax	Mmax
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
S deštníkem	Řez č. 1 nadloží morény - 4,85 m	757,5	80,99	51,22
	Řez č. 2 nadloží morény - 9,38 m	1230	156	93,25
	Řez č. 3 nadloží morény - 14,45 m	905	68,86	20,69
Bez deštníku	Řez č. 1 nadloží morény - 4,85 m	727,2	69,3	114
	Řez č. 2 nadloží morény - 9,38 m	1090	155,5	162,4
	Řez č. 3 nadloží morény - 14,45 m	1254	125,2	130,3

Tab. 10: Srovnání maximálních posunů na ostění tunelu (bod 3 – zelená, bod 4 – červená)

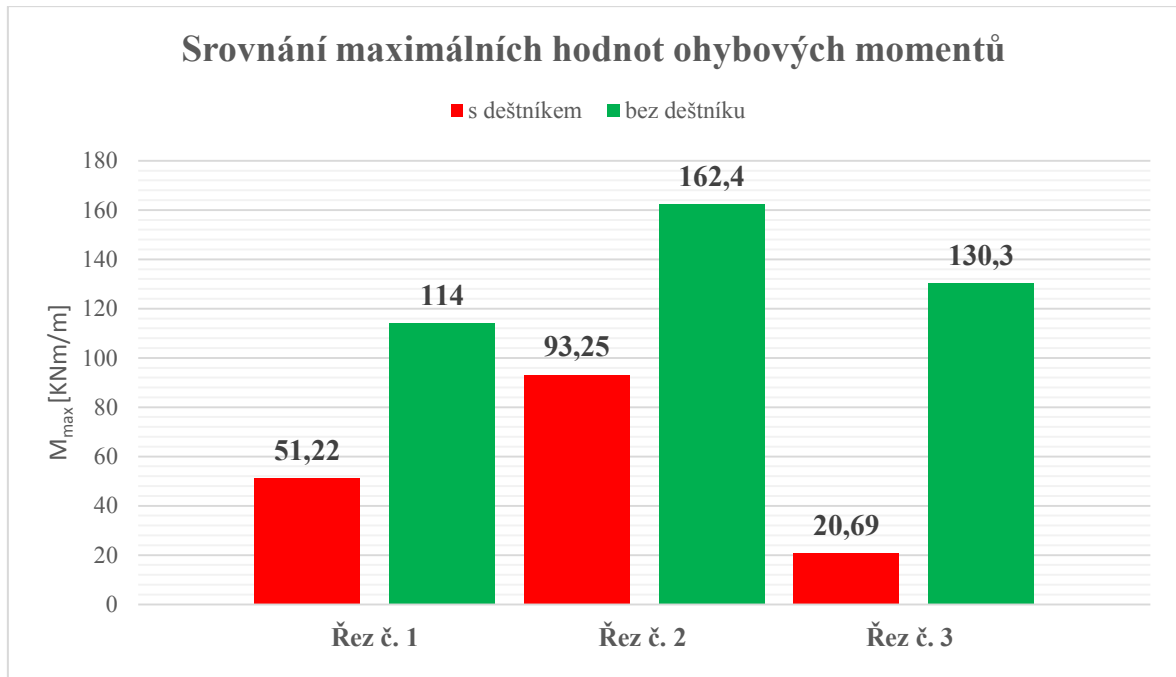
Varianta ražby	Staničení	Maximální posuny ostění tunelu	
		u_{xmax}	u_{ymax}
		[mm]	[mm]
S deštníkem	Řez č. 1 nadloží morény - 4,85 m	8	20
	Řez č. 2 nadloží morény - 9,38 m	10	20
	Řez č. 3 nadloží morény - 14,45 m	1	4
Bez deštníku	Řez č. 1 nadloží morény - 4,85 m	6	26
	Řez č. 2 nadloží morény - 9,38 m	8	31
	Řez č. 3 nadloží morény - 14,45 m	6	25



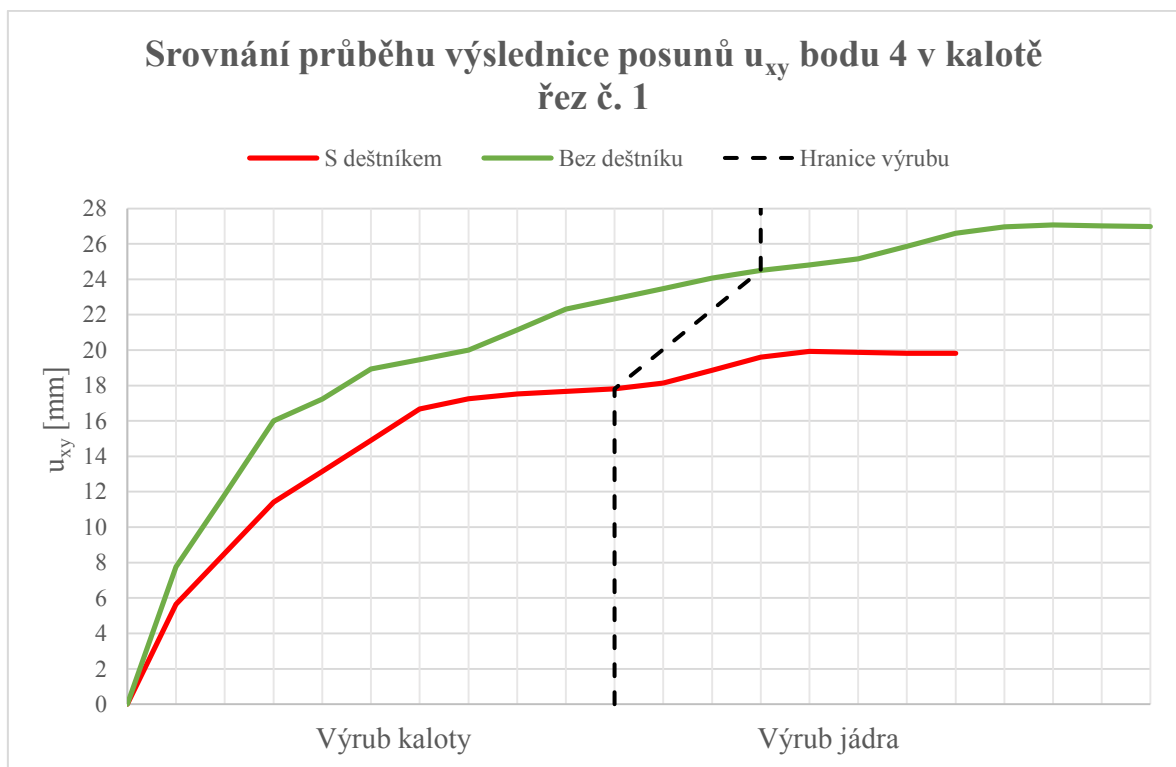
Obr. 84: Grafické srovnání maximálních hodnot normálových sil v jednotlivých řezech



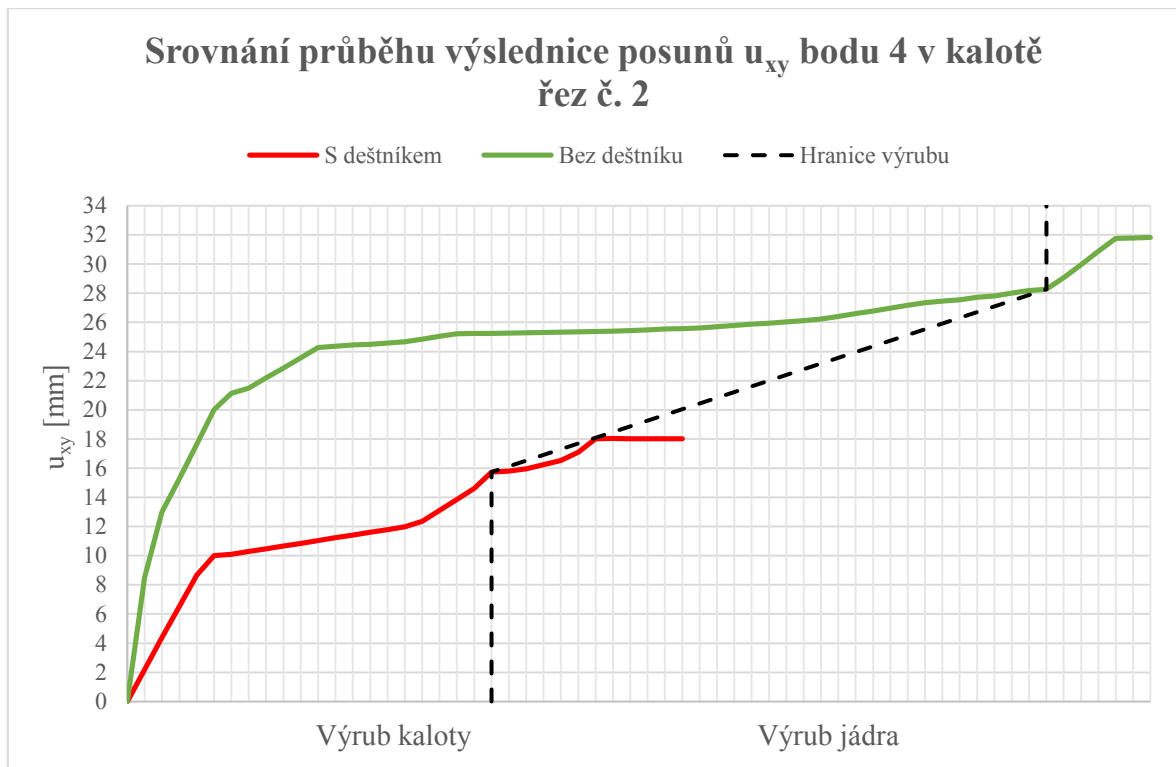
Obr. 85: Grafické srovnání maximálních hodnot posouvajících sil v jednotlivých řezech



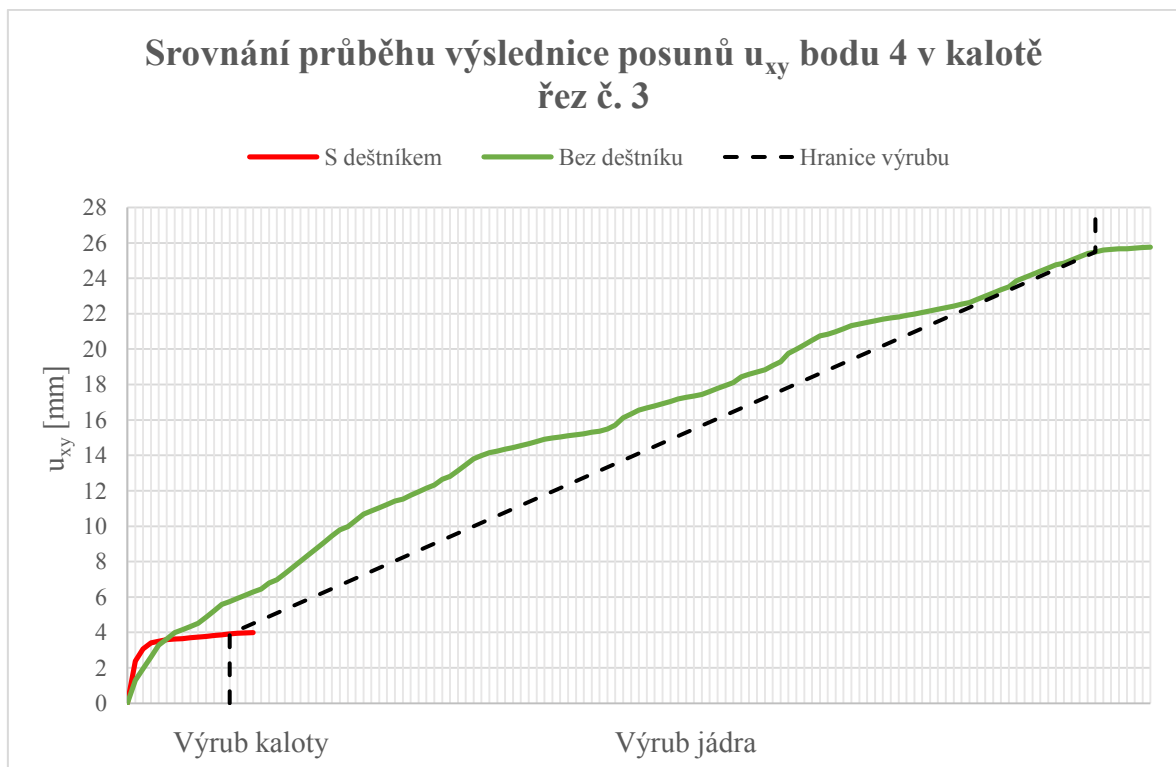
Obr. 86: Grafické srovnání maximálních hodnot ohybových momentů v jednotlivých řezech



Obr. 87: Grafický průběh výslednice posunů u_{xy} v závislosti na fázích výrubu



Obr. 88: Grafický průběh výslednice posunů u_{xy} v závislosti na fázích výrubu



Obr. 89: Grafický průběh výslednice posunů u_{xy} v závislosti na fázích výrubu

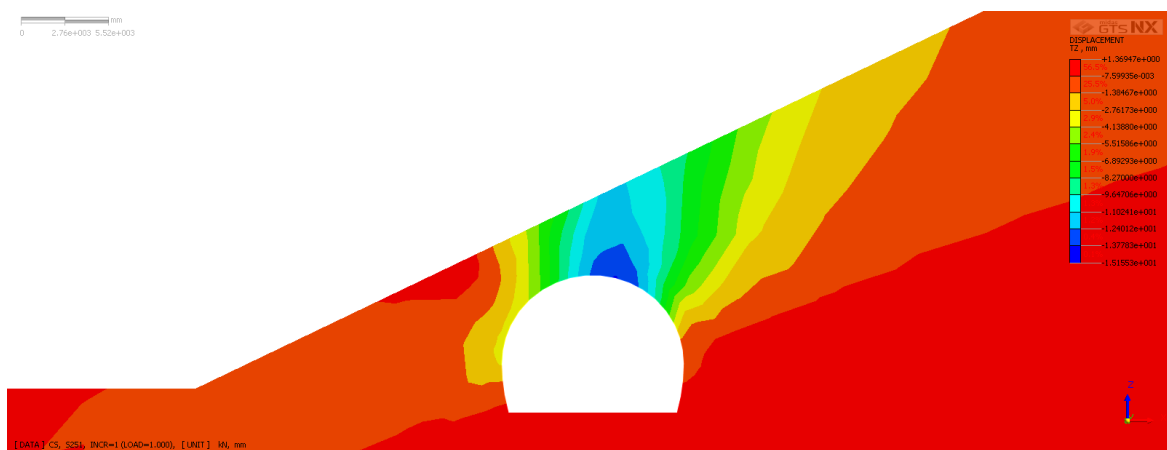
V tabulce 9 jsou zaznamenány maximální hodnoty vnitřních sil v primárním ostění tunelu. Jsou zde zobrazeny maximální normálové síly, posouvající síly a ohybové momenty působící v ostění tunelu. Byly vybrány maximální hodnoty pro každou situaci (s deštníkem i bez deštníku) a pro všechny řezy bez ohledu na směr jejich působení. Poznatkem z tabulkového výpisu je, že v obou variantách jsou hodnoty normálových a posouvajících sil velmi podobné. Změna nastává u varianty bez mikropilotového deštníku v ohybových momentech, které jsou až dvojnásobně vyšší v řezech č. 1 a 2 oproti variantě s deštníkem. V řezu č. 3 dokonce šestinásobně oproti skutečnému řešení. Na obrázcích 84 – 86 jsou zobrazeny sloupcové grafy srovnání zmíněných vnitřních sil.

V tabulce 10 jsou srovnávány maximální horizontální a vertikální posuny na ostění tunelu pro obě varianty. Byly opět vybrány jen sledované konvergenční body s největšími posuny a v tabulce označeny příslušnou barvou dle jejich umístění v profilu tunelu.

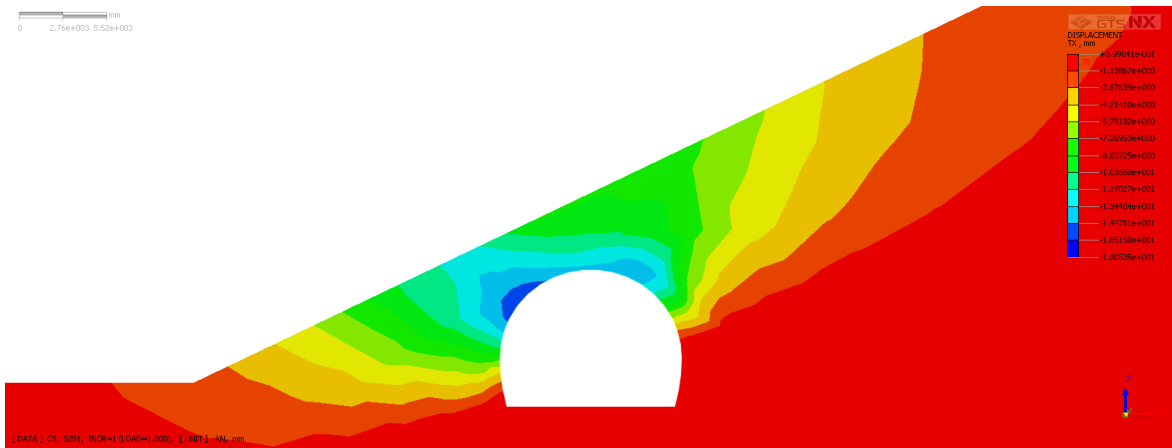
V grafických znázorněních průběhu výslednice posunů na obrázcích 87 – 89 je sledován pouze bod č. 4 umístěný v kalotě. V grafech je srovnán průběh posunů obou variant ražby pro všechny tři řezy v závislosti na fázích výrubu. Z výsledků je zřetelně poznat rozdíl obou metod. Ve variantě bez deštníku jsou zaznamenány větší posuny v průměru o 14 mm.

4.3 Výsledky skutečného stavu z programu Midas GTS NX

Řez č. 1 – staničení 2440 m – výška nadloží morény 4,85 m

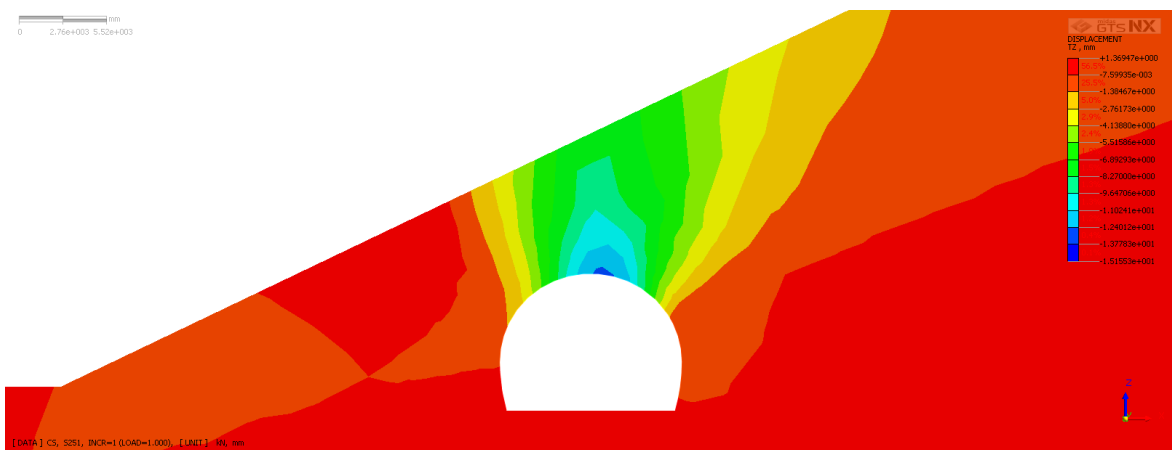


Obr. 90: Řez č. 1 - průběh vertikálních posunů v modelu

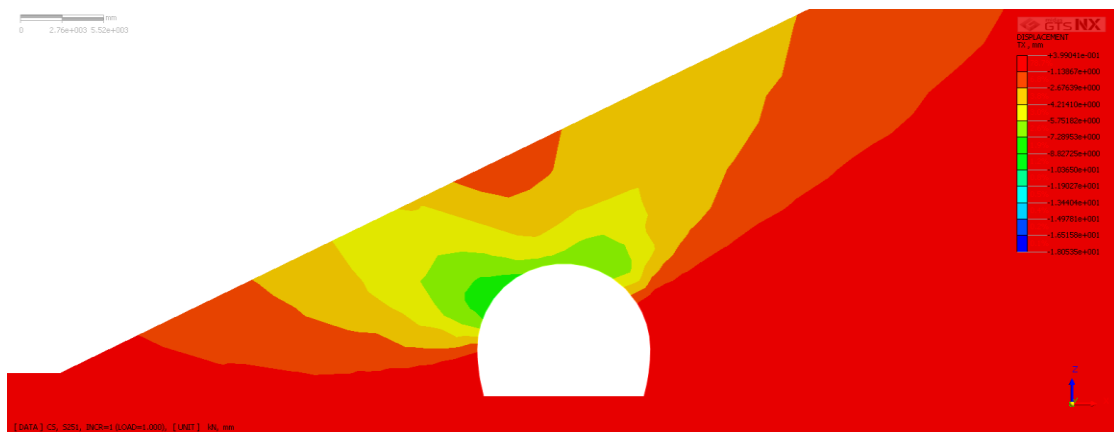


Obr. 91: Řez č. 1 - průběh horizontálních posunů v modelu

Řez č. 2 – staničení 2405 m – výška nadloží morény 9,38 m

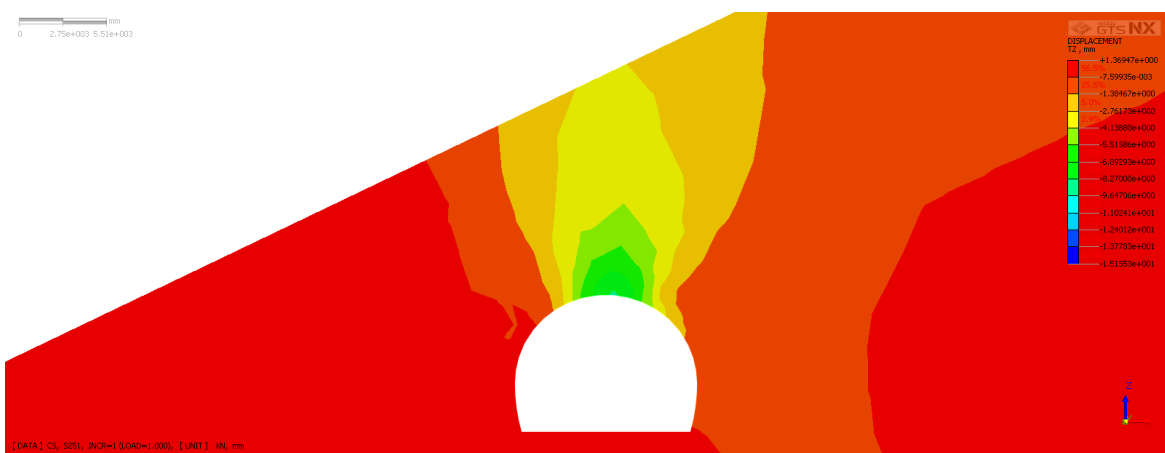


Obr. 92: Řez č. 2 - průběh vertikálních posunů v modelu



Obr. 93: Řez č. 2 - průběh horizontálních posunů v modelu

Řez č. 3 – staničení 2366 m – výška nadloží morény 14,45 m

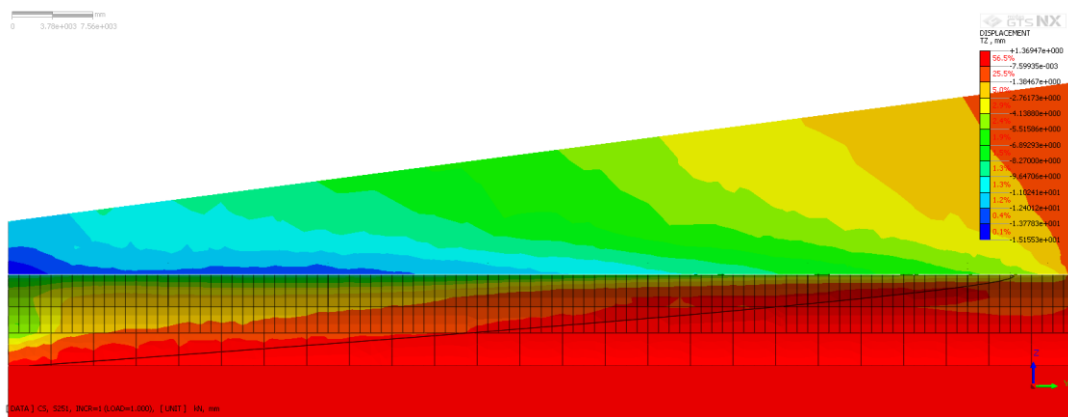


Obr. 94: Řez č. 3 - průběh vertikálních posunů v modelu



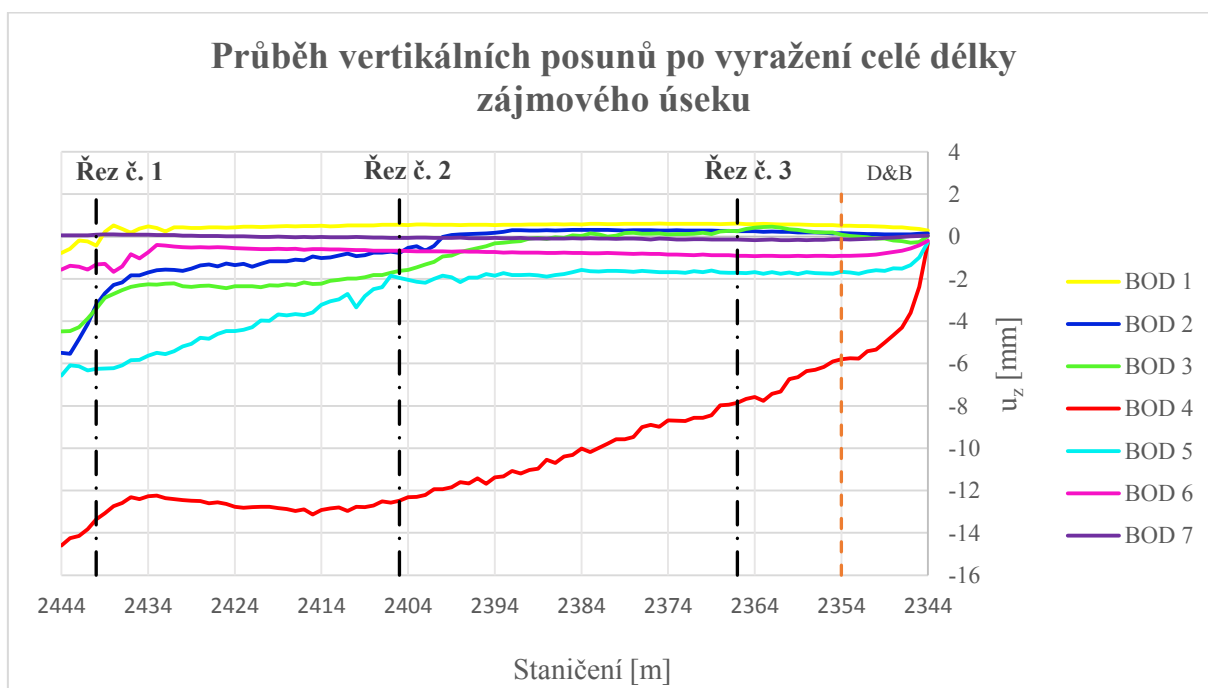
Obr. 95: Řez č. 3 - průběh horizontálních posunů v modelu

V jednotlivých řezech je vidět značný rozdíl oproti výstupům z programu Plaxis 2D, kde byly maximální vertikální posuny soustředěny převážně při levé straně kaloty. Oproti tomu ve výstupech ze softwaru Midas GTS NX jsou lokalizovány téměř ve vrcholu kaloty a přibližně odpovídají sledovanému konvergenčnímu bodu č. 4. Je to dáno, protože ve 2D softwaru nebylo možné plně simulovat vetknutí mikropilotového deštníku a rozklad napětí na ostění tunelu nebylo rovnoměrné. V případě průběhu horizontálních posunů byly ze 3D získány také jiné výsledky. Největší posuny jsou zaznamenány při levé straně kaloty směrem doleva. Avšak v Plaxisu byly sledovány převážně ve vrcholu kaloty.

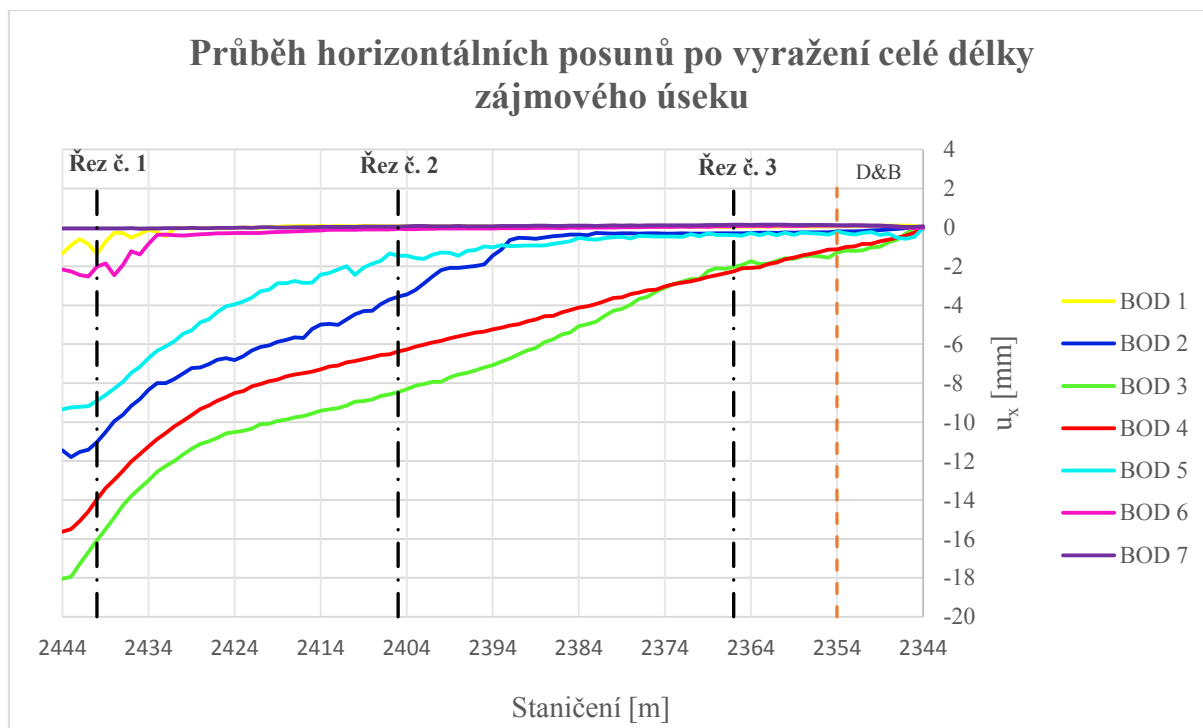


Obr. 96: Průběh vertikálních posunů v podélném řezu po vyražení celého řešeného úseku

V podélném profilu je znázorněna koncentrace vertikálních posunů po celé délce tunelu raženého technologií NRM. Je nutné poznamenat, že se jedná o výsledné posuny v poslední fázi výpočtu, tedy po vyražení celého úseku v ledovcové moréně. Největší hodnoty jsou zaznamenány v prvních cca 40 m a pohybují se okolo 15 mm. Z podélného profilu je patrné, že v tomto staničení je již celé jádro tvořeno fylitem, který v dalších fázích ražby pomalu přechází i na levé straně příčného profilu tunelu do kaloty a ostění tunelu, je již v patě opřeno o skalní podloží.



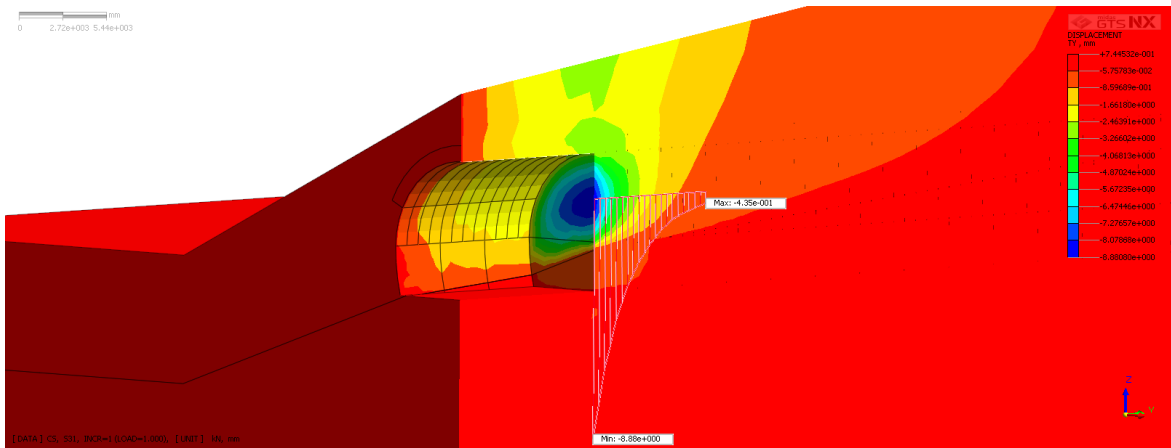
Obr. 97: Průběh vertikálních posunů v závislosti na staničení tunelu



Obr. 98: Průběh horizontálních posunů v závislosti na staničení tunelu

Na obrázcích 97 a 98 je graficky znázorněn průběh vertikálních a horizontálních posunů v zájmových konvergenčních bodech v profilu tunelu. Z průběhu je zřejmé, že největší vertikální posuny jsou koncentrovány v bodu č. 4 téměř ve vrcholu kaloty. V řezu č. 1 se hodnota posunu pohybuje okolo 15 mm směrem do výrubu. V řezu č. 2 je již posun menší a nabývá hodnoty kolem 12 mm. Ve třetím řezu nabývá výsledná hodnota posunu cca 8 mm. V ostatních měřených bodech konvergence nepřekročí hranici 7 mm. V porovnání se skutečně naměřenými hodnotami se vypočtené hodnoty posunů příliš neliší. Ve staničení pro řez č. 1 – 3 vertikální posuny nepřekročují hranici 15 mm. Ovšem ne vždy byly tyto maximální hodnoty naměřeny ve vrcholu kaloty.

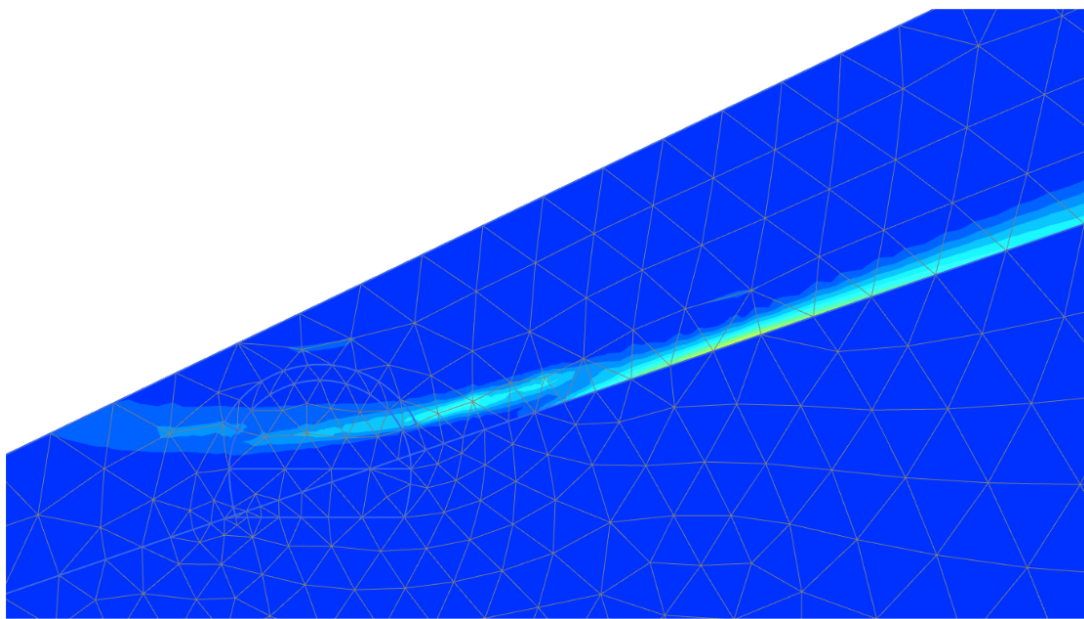
Maximální hodnoty vypočtených horizontálních posunů pro řez č. 1 – 3 se pohybují v rozmezí od 16 mm v prvním řezu až po 2 mm v řezu posledním. Tyto hodnoty odpovídají lokaci bodu č. 3 při levé straně kaloty na okraji mikropilotového deštníku. V reálné situaci byla naměřena maximální hodnota až na úroveň 25 mm. Ovšem tato hodnota byla naměřena ojediněle, kdy mohlo například dojít k nanesení menší vrstvy stříkaného betonu na výrub s následným vznikem větších deformací ostění.



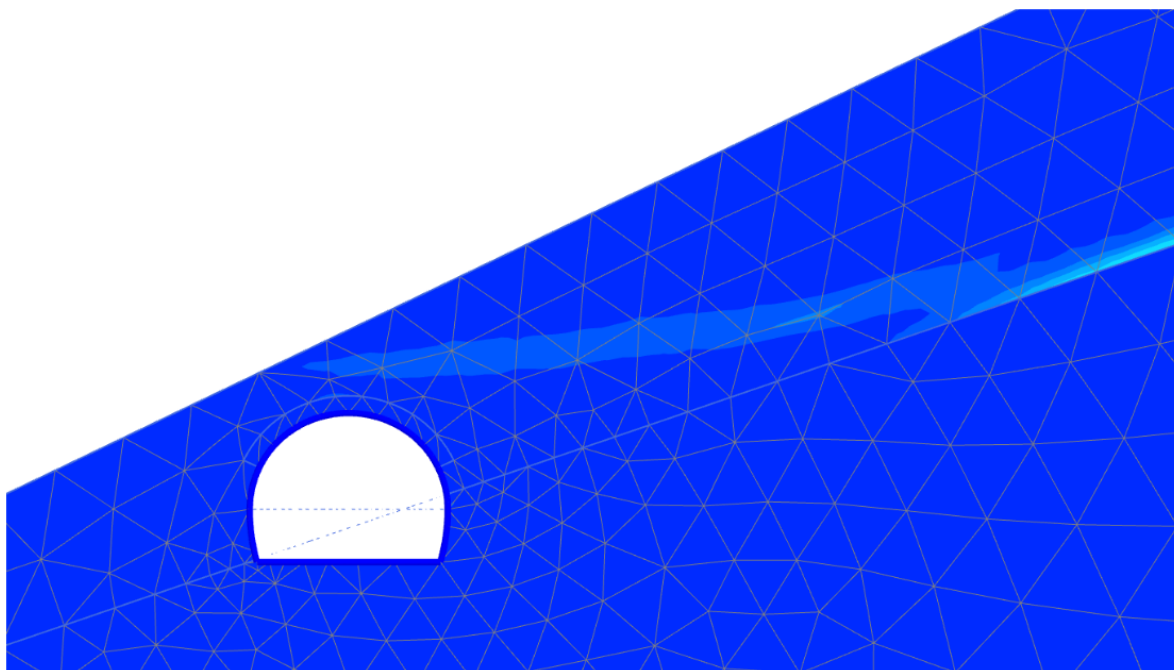
Obr. 99: Pohled do tunelu se zobrazením maximálního posunu čelby

Na obrázku 99 je zobrazen pohled do tunelu po vyražení prvních 12 m tunelu z jihovýchodního portálu. Modrou barvou je znázorněna oblast s největší koncentrací napětí na čelbě v podélném směru. V softwaru Midas GTS NX byly spočteny maximální posuny na hodnotu do 10 mm. Při skutečné ražbě byla čelba zajišťována stříkaným betonem s kari sítí.

4.4 Výsledky vlivu ražby tunelu na globální stabilitu morénového svahu z programu Plaxis 2D



Obr. 100: Průběh smykové plochy morénového svahu před ražbou tunelu



Obr. 101: Průběh smykové plochy morénového svahu po ražbě tunelu

Vliv ražby na globální stabilitu morénového svahu byl posuzován v prvním řezu cca 4 m od jihovýchodního portálu tunelu. V prvních metrech ražby zasahuje tunel nejvíce do morénového svahu a má případnou změnu stabilitu svahu největší vliv. Na obrázku 100 je zobrazen průběh smykové plochy před samotnou ražbou tunelu. Z obrázku je možné pozorovat, že smyková plocha zasahuje do geometrie tunelu. Na obrázku 101 je již tunel vyražen a smyková plocha ustoupila do nadloží tunelu. Je tedy jasné, že výstavba díla nějaký vliv na stabilitu svahu má. Výsledný stupeň stability morénového svahu před samotnou ražbou díla byl spočten na hodnotu $M_{sf} = 1,711$. Po vyražení díla byl stanoven stupeň stability $M_{sf} = 1,728$. Výsledná změna stupně stability je natolik nevýrazná, že ražba tunelu nemá na globální stabilitu morénového svahu žádný podstatný vliv.

4.5 Optimalizace návrhu

Na základě výsledků naměřených konvergencí a výsledků modelu obou je možné v rámci ražby navrhnout několik úprav. V případě skutečného stavu s mikropilotovým deštníkem by bylo možné prodloužit například délku záběru v kalotě z jednoho metru na dvou a více metrový záběr. Mikropilotový deštník se zdá být efektivním řešením, jako ochrana před nežádoucími nadvýlomy kaloty, proto by bylo možné záběr prodloužit. Ovšem

na úkor prodloužení záběru výrubu vzniká větší plocha nezajištěného levého ostění tunelu. Proto by bylo pravděpodobně nezbytné injektovat i levé opěří tunelu před samotným výrubem. V pravé části kaloty je téměř celé opěří tvořeno fylitem a injektáž by nebyla nutná. Využilo by se obdobného způsobu, jako při instalaci mikropilotového deštníku. Injektáž by se prováděla taktéž v úklonu 5° od podélné osy tunelu na délku 15 m. Tím pádem by byl téměř celý profil kaloty tunelu uzavřen deštníkem. Tato metoda by byla aplikována cca prvních 50 m ražby. V dalších staničeních je již i levé opěří kaloty z větší části tvořeno skalním podložím a injektáž by nebyla nutná. Výhodou navržené optimalizace je větší ochrana před vypadnutím materiálu v celém výrubu kaloty a možné prodloužení délky záběru a rychlejší ražba. Radiální injektované šestimetrové kotvy by tato optimalizace nezahrnovala. Samozřejmě by tato varianta měla i své nevýhody. Jednou z nich je postupné rozšiřování celého výrubu (nejen oblast deštníku) v kalotě na úkor proveditelnosti injektáže opěří. S tím je úzce spjat objem vyrubaného materiálu a objem betonu při instalaci sekundárního ostění tunelu.

Druhá varianta byla navržena na dělení čelby v horizontálním i vertikálním směru bez aplikace mikropilotového deštníku. Ovšem bylo by využito zhuštěného jehlování do předpolí čelby, pro omezení nežádáných nadvýlomů, které nebylo v numerickém modelování zahrnuto. U této varianty byla navržena protiklenba po výrubu levé části kaloty z důvodu rovnoměrného rozkladu napětí na primární ostění a zamezení boření ostění do počvy. Levá část by se rubala po metrových záběrech a následně zajišťovala až do délky 4 m. Pravou část by bylo možné razit po záběrech větších (ostění tvořeno fylitem) až do požadované vzdálenosti 4 m s následným zajištěním primární výztuží. Injektované radiální kotvy by zůstaly v návrhu zahrnuty. Z důvodu absence injektáže nadloží předpolí kaloty i opěří by bylo ovšem nutné brát velký důraz monitoring konvergencí výztuže. Jedná se o riskantnější variantu proveditelnosti ražby řešeného úseku tunelu Joberg.

4.6 Posouzení rizik

Rizika obecně

Rizika při ražbě tunelů nikdy nelze vyloučit. Pracuje se v přírodním prostředí, jehož vlastnosti a chování nelze nikdy dopředu přesně stanovit, vždy se jedná jen o prognózu, kterou teprve ražba definitivně upřesní. Mezi obvyklá hlavní rizika patří zejména důsledky geotechnických podmínek pro ražbu, které se projevují nestabilitou výrubů. Pokud nejsou včas a správně aplikována potřebná opatření, mohou se projevy nestability rozvinout do

nadvýlomů. V závislosti na konkrétních podmínkách a velikosti nadloží mohou nadvýlomy přejít do závalů, které ohrožují i povrch nad tunelem.

Přehled příkladů dalších možných rizik při provádění tunelu:

- ztráta stability tunelového portálu, zřícení portálu
- zřícení nezajištěné kaloty tunelu na čelbě, jejímž důsledkem může být nadměrný nadvýlom nebo případné propadnutí stropu tunelu až na povrch
- vypadnutí čelby tunelu, nízká stabilita čela tunelu
- nadměrný růst konvergencí v primárním ostění tunelu
- nadměrný přítok podzemní vody do tunelu
- náhlý průval vody, bahna, tekutého písku do tunelu
- stržení (zničení) pramenů vody v okolí tunelu
- nevhodně zvolená a provedená izolace, její provedení a zatékání do tunelu, případně její poškození během provádění dalších fází výstavby tunelu
- přetlakování při závěrečné fázi betonáže klenby tunelu (možnost deformace pláště bednicího vozu)

[8]

Tunel Joberg

V případě tunelu Joberg, v důsledku aplikace vetknutého mikropilotového deštníku do předpolí čelby, riziko nežádaných nadvýlomů nebo propadnutí stropu příliš nehrozí. Ovšem riziko nastává při výrubu ostění kaloty, kde se zejména v prvních metrech skládá z morénového materiálu se zastoupením široké škály frakcí kameniva. V této fázi před zajištěním ostění výrubu primárním ostěním hrozí riziku výpadu materiálu z opěří tunelu. Další rizikovou částí ražby může být fáze výrubu kaloty a následná instalace ostění v závislosti počtu vyražených postupů v kalotě. Kdy bylo v jednom z modelů numerické analýzy zmíněno boření ostění do dočasné počvy tunelu. V levé části kaloty se prvních 40 m, na hranici výrubu kalota/jádro, vyskytuje morénový materiál a ostění zde může sedat více než na straně druhé. Dalším rizikem je sama o sobě ražba v nízkém nadloží nepevněného materiálu, nevhodný úklon vrstev a navazující skalní podloží. V důsledku toho vznikají nerovnoměrné podmínky horninového prostředí. Poté nastává riziko rozvolnění morénového sedimentu po smykové ploše skalního podloží a nárůst horizontálních konvergencí na ostění a případné svírání tunelu.

5 Závěr

Diplomová práce se zabývala ražbou tunelu Joberg probíhající částečně v ledovcové moréně. Na tomto tunelu byla vůbec poprvé použita metoda NRTM v Norsku. Cílem práce bylo posouzení průběhu ražby ve vybraných příčných řezech s proměnlivou výškou nadloží. Dále zhodnocení vlivu stavby na globální stabilitu morénového svahu.

V úvodní kapitole byla představena problematika ledovcových morén. Zahrnovala zejména podmínky pro jejich vznik, materiálové zastoupení a druhy morény dle umístění vzhledem k ledovci. Důležitým poznatkem z tohoto tématu je, že moréna se dá charakterizovat, jako špatně tříděný nebo netříděný úlomkovitý materiál se zastoupením mnoha frakcí kameniva. Tento materiál se pohybuje činností ledovce, nebo který byl ledovcem akumulován. Mezi základní typ patří například spodní moréna, ve které byl tunel Joberg ražen. Další součástí úvodu bylo seznámení s několika tunelovými stavbami provedenými v severských zemích českými raziči.

Druhá kapitola pojednávala o samotném projektu výstavby tunelu Joberg, jako optimalizace úseku silniční komunikace Rv. 13 v části pod vrcholem hory Joberget podél jezera Granvinsvatnet. Jedním z důvodů výstavby bylo časté skalní řízení na řešeném úseku komunikace. Ražba tunelu byla součástí projektu Vossapakko, který zahrnuje celkovou optimalizaci dopravní tepny z Bergenu do Osla. Kapitola zahrnovala obecné informace o projektu, definici geologických a hydrogeologických podmínek v zájmovém úseku a samotnou ražbu tunelu pomocí NRTM v ledovcové moréně. Ražený úsek v morénových sedimentech činil cca 90 m. Bylo zde využito klasických výztužných prvků, jako lokálních výztuží Pantex, kari sítí, injektovaných kotev a stříkaného betonu, tak i například injektovaných mikropilotových deštníků, čelbových kotev a drenážních vývrtů do předpolí čelby.

Třetí kapitola řešila variantní návrh ražby pomocí NRTM. Jednalo se o první praktickou část diplomové práce, ve které byly vytvořeny podklady pro model, porovnány příčné řezy modelu se skutečnou dokumentací čelby a bylo popsáno rozfázování modelu v závislosti na postupu ražby. První variantou modelu byl stávající stav s využitím mikropilotového deštníku a horizontálním dělením čelby dle projektové dokumentace. V druhé variantě bylo navíc zahrnuto dělení čelby i ve vertikálním směru a instalace protiklenby. Ovšem upustilo se od mikropilotového deštníku. Místo toho by druhá varianta ražby zahrnovala jehlování

nadloží kaloty, které ale do modelu nebylo implementováno. Dalším úkolem bylo posouzení vlivu stavby na globální stabilitu morénového svahu. Numerická analýza byla provedena v softwarech Plaxis 2D a Midas GTS NX pro stávající stav a Plaxis 2D pro druhou variantu a vyhodnocení vlivu stavby na stabilitu svahu.

Ve čtvrté kapitole již bylo provedeno zhodnocení výsledků z numerické analýzy. Zahrnovala posouzení průběhu ražby ve vybraných příčných řezech s proměnlivou výškou nadloží. Byly hodnoceny zejména vertikální a horizontální posuny na primárním ostění tunelu. Stávající stav v modelové simulaci byl porovnáván s reálně naměřenými konvergenčními poskytnutými zhotovitelem stavby. Varianta bez deštníku byla srovnána se skutečným stavem. Ke konci byla vyhodnocena změna stupně stability morénového svahu po vyražení díla. Poslední část obsahovala optimalizaci návrhu a zhodnocení rizik při ražbě.

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat vedoucímu mé diplomové práce Ing. Lukášovi Ďurišovi, Ph.D., za svědomité vedení a věcné rady. Dále Ing. Jiřímu Šachovi za umožnění exkurze a všem jejím zúčastněným.

Seznam internetových zdrojů

- [1] Morena_matejcek [ke stažení]. Olomouc, 2006 [cit. 2016-11-23]. Dostupné z: www.gisaci.upol.cz/filesftp/Morena_matejcek.doc
- [2] Morena. *Geologická encyklopedie* [online]. 2007 [cit. 2016-11-23]. Dostupné z: <http://www.geology.cz/aplikace/encyklopedie/term.pl?morena>
- [3] Metrostav aktuality. *Metrostav* [online]. [cit. 2016-11-23]. Dostupné z: http://www.metrostav.cz/cz/aktuality/aktualni_informace
- [4] Časopis Tunel: č. 2. *Ita-aites* [online]. 2016 [cit. 2016-11-23]. Dostupné z: http://www.ita-aites.cz/files/tunel/2016/160421_tunel.pdf
- [5] GEO 5: *Uživatelská příručka* [online]. 2015 [cit. 2016-11-23]. Dostupné z: http://homel.vsb.cz/~moh050/ppngk/geo_5_user_guide_cs.pdf
- [6] Modelování v geotechnice: Úvod k programovému systému Plaxis. *Geotechnici* [online]. [cit. 2016-11-23]. Dostupné z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/010-uvod-plaxis.pdf>
- [7] Midas GTS NX: Geotechnical Analysis System. *Geotechpedia* [online]. [cit. 2016-11-23]. Dostupné z: <http://geotechpedia.com/Software/Show/584/midas-GTS-NX>
- [8] Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR. *Ita-aites* [online]. [cit. 2016-11-23]. Dostupné z: http://www.ita-aites.cz/files/Knihovnicka_CzTA/CzTA_KonvencniTunelovani.pdf

Seznam jiných zdrojů

- [9] LANGÅKER, Margrete. *Joberget tunnel - Analysis of stability and support design for tunneling in soil*. Trondheim, 2014. Diplomová práce. Norwegian University of Science and Technology. Vedoucí práce Bjørn Nilsen, IGB.

-
- [10] AAGAARD, M. Sc. Bent a Dipl. -Ing.Dr.mont. Peter SCHUBERT. *Průvodní zpráva: TUNNELLING IN SOIL, RV.13 GRANVIN CONCEPTUAL DESIGN*. 1. Norsko: SWECO NORGE AS a IC CONSULENTEN, AUSTRIA, 2013.
- [11] LAKOTOVÁ, Klára. *Diskontinuity v podzemním stavitelství*. Brno, 2013. Rešerše. Masarykova univerzita. Vedoucí práce Mgr. Martin Knížek.
- [12] SWECO NORGE AS A IC CONSULENTEN. *Výkresová dokumentace: Tunnel Joberget*. Norsko, 2015
- [13] Metrostav a.s., *Dokumentace čeleb: Tunnel Joberg*. Norsko, 2015.
- [14] Metrostav a.s.,. *Geotechnický monitoring: Tunel Joberg*. Norsko, 2016.

Seznam obrázků

Obr. 1: Spodní moréna [1].....	10
Obr. 2: Morény údolního ledovce [2].....	10
Obr. 3: Letecký snímek se zakreslenou trasou tunelu (červeně) a zónou skalního řízení (modře) [10].....	14
Obr. 4: Pohled na západní portál poblíž obce Øvre Vassenden	15
Obr. 5: Pohled na východní portál poblíž obce Holven	16
Obr. 6: Směrové řešení vedení tunelu Joberg a napojení na stávající komunikaci Rv. 13 [12]	17
Obr. 7: Výřez z mapy zobrazující geologické rozložení okolo jezera Granvinsvatnet. Tunel Joberg je schematicky ilustrován černou barvou. Kvarcit (žlutá), granit (růžová), fylit (zelená). [9].....	18
Obr. 8: Výřez z mapy zobrazující geologické rozložení okolo jezera Granvinsvatnet. Tunel Joberg je schematicky ilustrován černou barvou. Moréna (světle zelená), sesuvná oblast (červená), holé pohoří (růžová). [9].....	19
Obr. 9: Fotografie A a B zobrazuje průzkumné sondy okamžitě po vyhloubení a následně několik měsíců pro ilustraci stability stěn jámy. Fotografie C ukazuje v morénovém materiálu velký balvan. [9].....	20
Obr. 10: Hodnocení orientace diskontinuit v závislosti na směru ražby (upraveno podle Bieniawského, 1989) [11].....	23
Obr. 11: Zobrazení topografie terénu se zakreslenými přibližnými horninovými rozhraními v trase tunelu. [9].....	26
Obr. 12: Pohled na jihovýchodní portál tunelu v morénovém svahu	26
Obr. 13: Tabulková hydraulická vodivost vybraných hornin [9].....	27
Obr. 14: Pohled z vnitřní části tunelu směrem k portálu od přechodu mezi metodami NRTM a D&B.....	28
Obr. 15: Fotografie rozrážky morénového portálu s viditelným mikropilotovým deštníkem [13]	29
Obr. 16: Příčný profil tunelu T 9,5 se znázorněným mikropilotovým deštníkem tvořící korunu pod úhlem 130° [12].....	30
Obr. 17: Výřez z podélného profilu se znázorněným přesahem mikropilotového deštníku, liniové výztuže Pantex a rozmístěním injektovaných kotev [12].....	31
Obr. 18: Ukázka rozmístění konvergenčních bodů v profilu tunelu [12].....	32

Obr. 19: Podélný profil řešeného úseku z výkresové dokumentace stavby [12].....	34
Obr. 20: Zjednodušený podélný profil řešeného úseku ražby	35
Obr. 21: Pohled na portál z výkresové dokumentace stavby [12].....	35
Obr. 22: Dokumentace čelby při portálu na staničení 2444 m [13]	35
Obr. 23: Zjednodušený příčný profil portálu s rozměry modelu na staničení 2444 m.....	36
Obr. 24: Zjednodušená geometrie terénu pro posouzení vlivu stavby na stabilitu svahu ..	36
Obr. 25: Mohr – Coulombova obálka porušení zeminy	38
Obr. 26: Řez č. 1	40
Obr. 27: Nákres geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 1 [13].....	40
Obr. 28: Fotografie geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 1 [13]	41
Obr. 29: Nákres geologické dokumentace čelby v jádru řezu č. 1 [13]	41
Obr. 30: Fotografie geologické dokumentace čelby v jádru řezu č. 1 [13].....	42
Obr. 31: Řez č. 2.....	42
Obr. 32: Nákres geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 2 [13].....	43
Obr. 33: Fotografie geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 2 [13]	43
Obr. 34: Řez č. 3.....	44
Obr. 35: Fotografie geologické dokumentace čelby v kalotě řezu č. 3 [13]	44
Obr. 36: 1. Fáze instalace mikropilotového deštníku do horninového masivu	45
Obr. 37: 2. Fáze aktivace mikropilotového deštníku a výrub kaloty	46
Obr. 38: 3. Fáze aktivace primárního ostění kaloty	47
Obr. 39: 4. Fáze výrubu jádra tunelu a instalace radiálních kotev	47
Obr. 40: 5. Fáze aktivace ostění jádra a instalace radiálních kotev.....	48
Obr. 41: 1. Fáze výrubu levé části kaloty	49
Obr. 42: 2. Fáze instalace primárního ostění levé části kaloty.....	50
Obr. 43: 3. Fáze výrubu pravé části kaloty.....	50
Obr. 44: 4. Fáze instalace primárního ostění pravé části kaloty.....	51
Obr. 45: 5. Fáze výrubu jádra a instalace radiálních kotev	51
Obr. 46: 6. Fáze aktivace ostění jádra a instalace radiálních kotev.....	52
Obr. 47: Pohled na 3D model řešené geotechnické situace	53
Obr. 48: Řez č. 1 - průběh vertikálních posunů v modelu.....	54
Obr. 49: Označení konvergenčních bodů [14]	55
Obr. 50: Grafický průběh vertikálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr dolů -)	55
Obr. 51: Grafický průběh skutečných vertikálních posunů v závislosti na čase [14]	56

Obr. 52: Řez č. 1 - průběh horizontálních posunů v modelu.....	57
Obr. 53: Grafický průběh horizontálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr doprava +).....	57
Obr. 54: Grafický průběh skutečných horizontálních posunů v závislosti na čase [14]	58
Obr. 55: Průběh normálových sil v primárním ostění	59
Obr. 56: Průběh posouvajících sil v primárním ostění	59
Obr. 57: Průběh ohybových momentů v primárním ostění	60
Obr. 58: Řez č. 2 - průběh vertikálních posunů v modelu.....	60
Obr. 59: Označení konvergenčních bodů [14]	61
Obr. 60: Grafický průběh vertikálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr dolů -)	61
Obr. 61: Grafický průběh skutečných vertikálních posunů v závislosti na čase [14]	62
Obr. 62: Řez č. 2 - průběh horizontálních posunů v modelu.....	63
Obr. 63: Grafický průběh horizontálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr doprava +).....	63
Obr. 64: Grafický průběh skutečných horizontálních posunů v závislosti na čase [14]	64
Obr. 65: Průběh normálových sil v primárním ostění	65
Obr. 66: Průběh posouvajících sil v primárním ostění	65
Obr. 67: Průběh ohybových momentů v primárním ostění	66
Obr. 68: Řez č. 3 - průběh vertikálních posunů v modelu.....	66
Obr. 69: Označení konvergenčních bodů [14]	67
Obr. 70: Grafický průběh vertikálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr dolů -)	67
Obr. 71: Grafický průběh skutečných vertikálních posunů v závislosti na čase [14]	68
Obr. 72: Řez č. 3 - průběh horizontálních posunů v modelu.....	69
Obr. 73: Grafický průběh horizontálních posunů v závislosti na fázích výrubu (směr doprava +).....	69
Obr. 74: Grafický průběh skutečných horizontálních posunů v závislosti na čase [14]	70
Obr. 75: Průběh normálových sil v primárním ostění	71
Obr. 76: Průběh posouvajících sil v primárním ostění	71
Obr. 77: Průběh ohybových momentů v primárním ostění	72
Obr. 78: Řez č. 1 - průběh výslednice posunů u_{xy} v modelu	72
Obr. 79: Průběh ohybových momentů v primárním ostění	73
Obr. 80: Řez č. 2 - průběh výslednice posunů u_{xy} v modelu	73

Obr. 81: Průběh ohybových momentů v primárním ostění	74
Obr. 82: Řez č. 3 - průběh výslednice posunů u_{xy} v modelu	74
Obr. 83: Průběh ohybových momentů v primárním ostění	75
Obr. 84: Grafické srovnání maximálních hodnot normálových sil v jednotlivých řezech. 76	
Obr. 85: Grafické srovnání maximálních hodnot posouvajících sil v jednotlivých řezech 76	
Obr. 86: Grafické srovnání maximálních hodnot ohybových momentů v jednotlivých řezech	77
Obr. 87: Grafický průběh výslednice posunů u_{xy} v závislosti na fázích výrubu	77
Obr. 88: Grafický průběh výslednice posunů u_{xy} v závislosti na fázích výrubu	78
Obr. 89: Grafický průběh výslednice posunů u_{xy} v závislosti na fázích výrubu	78
Obr. 90: Řez č. 1 - průběh vertikálních posunů v modelu.....	79
Obr. 91: Řez č. 1 - průběh horizontálních posunů v modelu.....	80
Obr. 92: Řez č. 2 - průběh vertikálních posunů v modelu.....	80
Obr. 93: Řez č. 2 - průběh horizontálních posunů v modelu.....	80
Obr. 94: Řez č. 3 - průběh vertikálních posunů v modelu.....	81
Obr. 95: Řez č. 3 - průběh horizontálních posunů v modelu.....	81
Obr. 96: Průběh vertikálních posunů v podélném řezu po vyrazení celého řešeného úseku	82
Obr. 97: Průběh vertikálních posunů v závislosti na staničení tunelu.....	82
Obr. 98: Průběh horizontálních posunů v závislosti na staničení tunelu.....	83
Obr. 99: Pohled do tunelu se zobrazením maximálního posunu čelby	84
Obr. 100: Průběh smykové plochy morénového svahu před ražbou tunelu.....	84
Obr. 101: Průběh smykové plochy morénového svahu po ražbě tunelu	85

Seznam tabulek

Tab. 1: Klasifikace hornin podle indexu RQD	21
Tab. 2: Hodnocení parametrů klasifikace RMR (upraveno podle Bieniawského, 1989) [11]	23
Tab. 3: Index GSI pro horninové masivy s blokovým rozpadem (upraveno podle Hoeka, 2007) [11]	24
Tab. 4: Index GSI pro heterogenní horninové masivy jako je například flyš (upraveno podle Hoeka, 2007) [11].....	25

Tab. 5: Technické parametry mikropilotového deštníku.....	29
Tab. 6: Vstupní parametry pro Hoek – Brownovo řešení.....	39
Tab. 7: Vstupní parametry pro Mohr – Coulombovo řešení	39
Tab. 8: Vstupní parametry výztuže tunelu.....	39
Tab. 9: Porovnání maximálních vnitřních sil	75
Tab. 10: Srovnání maximálních posunů na ostění tunelu (bod 3 – zelená, bod 4 – červená)	75