



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA GEOTECHNIKY

Dálnice D3 – tunel Luka

D3 Motorway – Luka tunnel

Bakalářská práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Daniel Josefík

Praha 2017



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Josefík Jméno: Daniel Osobní číslo: 424452
Zadávající katedra: geotechniky
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Dálnice D3 - tunel Luka
Název bakalářské práce anglicky: D3 motorway - Luka tunnel

Pokyny pro vypracování:

1. Základní popis dálnice a úseku, IG průzkum, situace, podélný řez a příčné řezy
2. Návrh zajištění portálového zářezu
3. Návrh průzkumné štoly
4. technická zpráva, vyhodnocení.

Odborný konzultant: Ing. Pavel Menger, Pragoprojekt a.s.

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: prof. Dr. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Datum zadání bakalářské práce: 27. 2. 2017 Termín odevzdání bakalářské práce: 28. 5. 2017
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma **Dálnice D3 – Tunel Luka** zpracoval samostatně a v seznamu literatury jsem uvedl veškeré použité prameny a literaturu.

V Praze dne 26.5.2017

Daniel Josefík

Poděkování

Rád bych tímto poděkoval panu Prof. Ing. Jiřímu Bartákovi, DrSc. a panu doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi za odborné vedení této práce a ochotnou spolupráci.

Také bych rád poděkoval společnosti PRAGOPROJEKT, a.s. a panu RNDr. Petru Morávkovi za poskytnutí podkladů k vypracování této práce a cenné konzultace.

V neposlední řadě děkuji své rodině za velikou podporu, kterou mi poskytovali po celou dobu studia.

Anotace

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem a posouzením zářezu předportálové oblasti a návrhem primárního ostění průzkumné štoly plánovaného tunelu Luka, který bude součástí dálnice D3.

První část práce se zabývá zajištěním zářezu v jednom řezu na úrovni portálu průzkumné štoly a zároveň na úrovni budoucího hloubeného úseku tunelu Luka. Zářez je zajištěn pomocí svahování. Stabilita svahu je řešena pomocí metody mezní stability a metodou konečných prvků.

Druhá část práce se zabývá návrhem primárního ostění průzkumné štoly v jednom řezu za pomoci metody konečných prvků.

Klíčová slova

Dálnice, tunel, stabilita svahu, průzkumná štola, primární ostění, metoda konečných prvků

Annotation

This bachelor thesis describes design and assessment of open pit of tunnel and design of primary lining of exploratory tunnel of planned Luka tunnel which will be part of D3 motorway.

First part focuses on assessment of open pit in one cross section in area of exploratory tunnel portal and future excavated section of the Luka tunnel. Open pit is secured by sloping. Slope stability is evaluated by limit equilibrium method and finite element method.

Second part is focused on design of primary lining of exploratory tunnel in one cross section using finite element method.

Key words

Motorway, tunnel, slope stability, exploratory tunnel, primary lining, finite element method

Obsah:

1	Úvod a cíl práce.....	8
2	Základní popis dálnice a úseku	8
2.1	Historie a vývoj.....	8
2.2	Dálnice D3	10
2.3	Detailní popis úseku 0302 Jílové u Prahy – Hostěradice.....	13
2.3.1	Směrové a výškové vedení tunelu Luka.....	14
3	IG průzkum.....	15
3.1	Jílovská oblast.....	15
3.2	Geologická charakteristika v linii tunelu:.....	17
3.3	Hydrogeologická charakteristika:.....	18
3.3.1	Charakteristika území	18
3.3.2	Hydrogeologická charakteristika	18
3.4	Stařiny a důlní činnost.....	18
3.5	Geologie v místě zářezu km 11,700	20
3.6	Geologie v místě návrhu průzkumné štoly km 11,650.....	21
4	Zajištění zářezu svahováním	22
4.1	Princip Bishopovy metody.....	23
4.2	Řez km 11,700 s původní geometrií.....	24
4.3	Řez km 11,700 s optimalizací sklonu.....	27
4.4	Řez km 11,700 s jednotnými sklony bez laviček	29
4.5	Řešení svahu pomocí metody konečných prvků.....	30
4.6	Závěr svahování.....	33
5	Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM).....	35

6	Návrh průzkumné štoly.....	39
6.1	Vytvoření modelu.....	40
6.2	Výpočet	48
6.2.1	Fáze 1 – Fáze výpočtu primární napjatosti	49
6.2.2	Fáze 2 – Odtěžení – provedení výrubu	50
6.2.3	Fáze 3 – Aplikace betonu a svorníkové výztuže.....	52
6.2.4	Fáze 4 – Starý beton s vyšší pevností.....	52
6.3	Výsledky	53
6.3.1	Fáze 1 – Fáze výpočtu primární napjatosti	53
6.3.2	Fáze 2 – Odtěžení – provedení výrubu	55
6.3.3	Fáze 3 – Aplikace betonu a svorníkové výztuže.....	57
6.3.4	Fáze 4 – Starý beton s vyšší pevností.....	59
6.4	Návrh výztuže	61
7	Technická zpráva.....	63
7.1	Údaje o stavbě.....	63
7.2	Základní charakteristika stavby a území	63
7.3	Předportálová oblast km 11,700.....	63
7.4	Průzkumná štola.....	64
8	Závěr	65
9	Použité zdroje	67
10	Seznam obrázků.....	69
11	Seznam tabulek.....	71
12	Seznam příloh	72

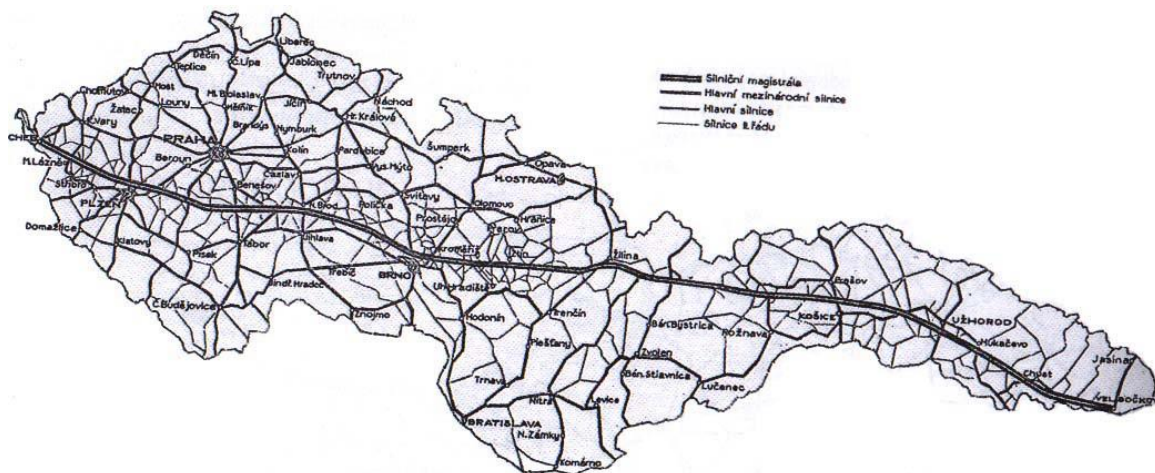
1 Úvod a cíl práce

Výstavba a modernizace dálniční sítě patří ke klíčovým úkolům České republiky. Cílem je vytvořit hustou a kvalitní síť, která by uspokojovala potřeby obyvatel jak České republiky, tak celé Evropy. Území našeho státu se vyznačuje velikou rozmanitostí krajiny, což ale přináší řadu výzev při budování dálniční sítě. Jedním z výrazných prvků, jak se s těmito výzvami českého terénu vypořádat, je výstavba tunelů. Hlavním cílem této práce je návrh zajištění tunelového předzářezu pomocí svahování a průzkumné štoly plánovaného tunelu Luka, který se nachází na budoucí trase dálnice D3 ve středních Čechách.

2 Základní popis dálnice a úseku

2.1 Historie a vývoj

Ačkoli obecně panuje názor, že výstavba dálniční sítě na území České republiky a Slovenska začala koncem šedesátých let minulého století, ve skutečnosti se tak stalo již před druhou světovou válkou. Byli jsme tak dokonce mezi prvními na světě vůbec. První plány na postavení silnice napříč naší republikou se datují do roku 1935. Projekt se jmenoval „Národní silnice Plzeň – Košice.“ Tato trasa však neprocházela žádným z významných měst, jak bychom z dnešního pohledu usuzovali. S druhým návrhem přišel brněnský region, který předložil projekt „Cheb – Chrust.“ Oba tyto projekty však nezískaly podporu ze strany příslušných úřadů a nenastala tedy ani jejich realizace. Zlom nastal, když zlínský průkopník Jan Antonín Baťa přišel s myšlenkou komunikace vedoucí napříč Československem v úseku Cheb – Velký Bočkov (dnes obec na ukrajinsko-rumunských hranicích). Celý projekt trasy nechal na vlastní náklady vypracovat. Tento návrh míjel velká města stejně jako předchozí návrhy. Projekt byl však schválen příslušnými úřady. [1]



Obrázek 1: Silniční magistrála podle J. A. Bati [1]

Po Mnichovské dohodě 30. září 1938 ztratilo Československo část svého území a narychlo se měnily plány na výstavbu silniční sítě. V listopadu 1938 je rozhodnuto o vypracování generálního i detailních projektů magistrály v trase Praha - Jihlava - Brno - Zlín - slovenská hranice. Práce na tomto úseky započaly v lednu 1939. Dále je podepsána dohoda o stavbě „německé“ autostrády z Wroclawi přes české území do Vídně. 1. prosince 1938 zahajují Němci stavbu tzv. sudetské autostrády (tehdy na území Německa) v trase Streitau (v Bavorsku) – Cheb – Karlovy Vary – Lovosice – Česká Lípa – Liberec – Görlitz (v Sasku). V následujících letech byly započaty přípravné či stavební práce na dalších úsecích. Zajímavostí je, že se počítalo s nasazením 500 – 600 osob na pětikilometrovém úseku, aby se podařilo dodržet ambiciózní termíny otevření dálnice. Vozovky měly být ze dvou třetin betonové a z jedné třetiny dlážděné.

Nastává 9. květen 1945 a s ním konec okupace. Po obnovení Československé republiky se na našem území nacházely tři nedokončené dálnice v celkové délce 188 km. Dálnice Praha – Brno – slovenské hranice má délku rozestavěných úseků 77 km a prezident Beneš vydává v říjnu 1945 dekret, ve kterém se mimo jiné nařizuje dostavba této dálnice.

Další zlom nastává v roce 1948, kdy dochází k znárodnění stavebních firem pracujících na výstavbě dálnic, ty však v pracích pokračují. V roce 1950 je zrušeno Ministerstvo techniky a s dostavbou dálnice se již nepočítá a některé rozestavěné úseky začínají zarůstat vegetací. Koncem padesátých let narůstala intenzita silniční dopravy. Rozmach individuálního motorismu způsobil, že se v řadě úseků provoz blížil

naplnění dopravní kapacity. V roce 1963 byla vymezena vybraná silniční síť určená k přednostní modernizaci a zároveň byl určen tvar a rozsah dálniční sítě. V roce 1967 byla zahájena výstavba dálnice D1 Praha – Brno. První úsek měřící 21 kilometrů z Prahy do Mirošovic byl uveden do provozu v červenci 1971 a k propojení Brna s Prahou došlo v roce 1980, o 40 let později oproti původním plánům. [1]

2.2 Dálnice D3

Dálniční tunel Luka, který je předmětem této bakalářské práce, se nachází na dálnici D3. Dálnice D3 vede z Prahy přes Tábor a České Budějovice a následně navazuje na rakouskou kapacitní komunikaci S10: A7 Linz. Tento úsek je součástí hlavního mezinárodního silničního tahu E55. Teoretická délka dálnice je přibližně 172 km, z toho je v provozu 42 km, 27 km ve výstavbě a zbylých 102 km v přípravě. [13]



Obrázek 2: Znárodnění dálnice D3 a její úseky [14]

Dálnice D3 je celkově rozdělena na 20 úseků, které jsou znázorněny na obrázku 2. Následuje popis jednotlivých úseků a jejich významných staveb. Staničení dálnice na sebe ne vždy navazuje, to je zapříčiněno přípravou dokumentace a jednotlivých variant v různých dobách. Definitivní staničení bude ustáleno až po dokončení přípravy dálnice v celé délce. [13]

1. 0301 **Praha – Jílové u Prahy**: km 0,000 – 9,514; délka 9,514 km
 - Úsek začíná v MÚK Jesenice (D0-D3) s Pražským okruhem
 - Tunel Libeň (1517 m), tunel Kamenná Vrata (1690 m), most Zahořany (571 m)
 - Předpoklad zahájení stavby 2024
2. 0302 **Jílové u Prahy – Hostěradice**: km 9,514 – 14,000; délka 4,486 km
 - **Tunel Luka** (1843 m), most přes Sázavu (787 m, výška až 113 m)
 - Předpoklad zahájení stavby 2024
3. 0303 **Hostěradice – Václavice**: km 14,000 – 25,292; délka 11 292 km
 - Tunel Hostěradice (377 m), tunel Vršky (137 m) a tunel Krňany (432 m)
 - Předpoklad zahájení stavby 2024
4. 0304 **Václavice – Voračice**: km 25,292 – 41,992; délka 16,700 km
 - Tunel Prostřední Vrch (960 m), estakáda přes Zderadický potok (807 m)
 - Předpoklad zahájení stavby 2024
5. 0305-I **Voračice – Nová Hospoda**: km 41,992 – 58,646; délka 16,654 km
 - Celkem 23 mostů včetně estakády přes údolí potoka Mastník (925 m)
 - Předpoklad zahájení stavby 2024
6. 0305-II **Nová Hospoda – Mezno**: km 57,790 – 59,490; délka 1,700 km
 - Úsek zprovozněn 22. 12. 2009
7. 0306-I **Mezno – Chotoviny**: km 59,490 – km 66,290; délka 6,800 km
 - Úsek zprovozněn 17. 12. 2007
 - Estakáda Rzavá (242 m)

8. 0306-II **Chotoviny – Tábor**: km 66,290 – 71,590; délka 5,307 km
- Opěrná zeď u rybníka Homolka, kde se vodní hladina přímo dotýká dálničního tělesa
 - Úsek zkompletován v červnu 2005
- Stávající obchvat Tábora**: km 71,390 – 75,040; délka 3,450 km
- Součást úseku 0306-II; uvedený do provozu roku 1991
9. 0307 **Tábor – Soběslav**: km 79,125 – 95,420; délka 16,295 km
- Úsek uveden do provozu 27. 6. 2013
 - Most přes rybník Koberný (575 m), Most přes Černovický potok (765 m)
10. 0308A **Soběslav – Veselí nad Lužnicí**: km 95,420 – 101,407 a 102,470 – 104,135
- Délka celkem 7,652 km; uvedeno do provozu 27. 6. 2013
11. 0308B **Most přes Lužnici**: km 101,407 – 102,470
- Úsek uveden do provozu 27. 6. 2013
 - 1063 m dlouhý most přes IV. železniční koridor a řeku Lužnici
12. 0308C **Veselí nad Lužnicí – Bošilec**: km 104,135 – 109,260; délka 5,125 km
- Výstavba zahájena 7. 4. 2015; Předpokládané zprovoznění 10/2017
13. 0309/I **Bošilec – Ševětín**: km 109,260 – 117,397; délka 8,137 km
- Výstavba zahájena 22. 9. 2015; Předpokládané zprovoznění 02/2019
14. 0309/II **Ševětín – Borek**: km 117,397 – 128,077; délka 10,680 km
- Výstavba zahájena 15. 3. 2017; Předpokládané zprovoznění 12/2019
15. 0309/III **Borek – Úsilné**: km 128,077 – 131,237; délka 3,160 km
- Výstavba zahájena 7. 4. 2015; Předpokládané zprovoznění 10/2017
 - Most přes Kyselou vodu (192 m)
16. 0310/I **Úsilné – Hodějovice**: km 131,237 – 138,447; délka 7,210 km
- Předpoklad zahájení stavby 10/2017
 - Hloubený tunel Pohůrka (999,5 m)
17. 0310/II **Hodějovice – Třebonín**: km 138,447 – 150,983; délka 12,536 km
- Předpoklad zahájení stavby 12/2017
 - Součástí stavby je 25 mostů

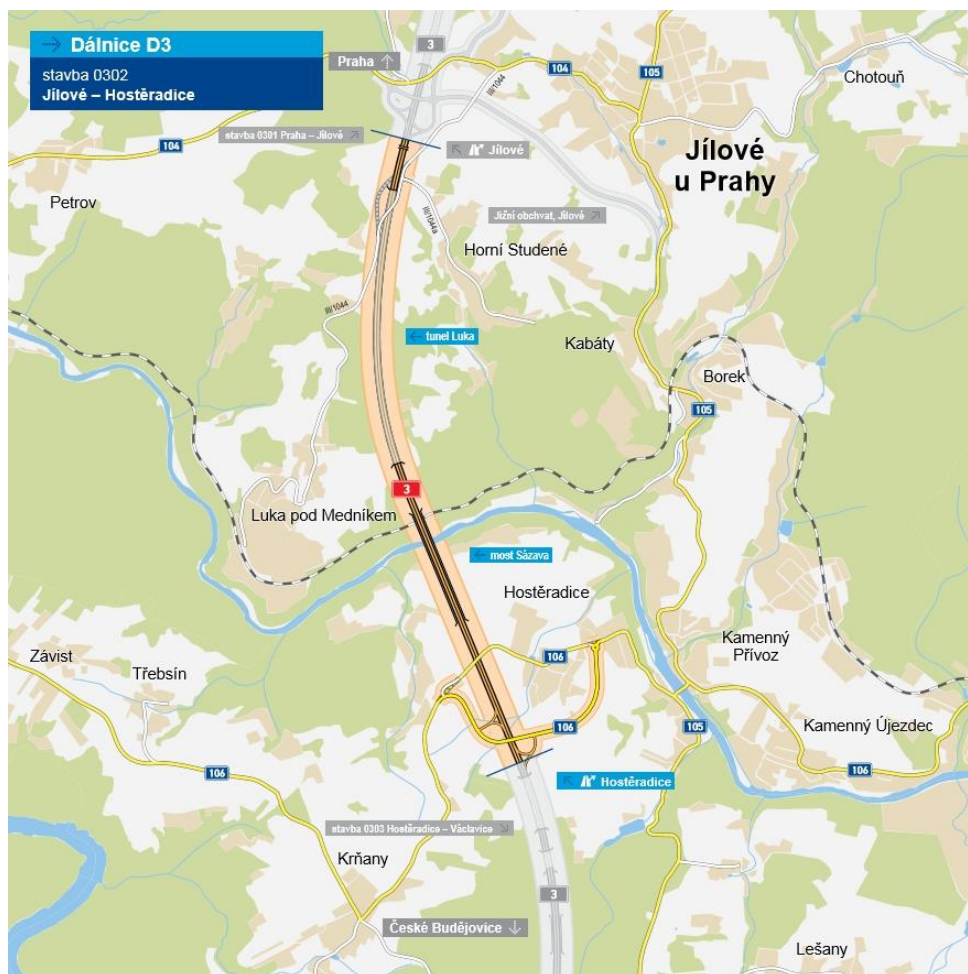
18. 0311 **Třebonín – Kaplice nádraží**: km 150,983 – 159,521; délka 8,538 km
- Předpoklad zahájení stavby 05/2019
 - Součástí stavby je 12 mostů
19. 0312/I **Kaplice nádraží – Nažidla**: km 159,521 – 171,511; délka 11,990 km
- Předpoklad zahájení stavby 05/2019
 - Součástí stavby je 15 mostů
20. 0312/II **Nažidla – hranice s Rakouskem**: km 171,511 – 175,054; délka 3,543 km
- Předpoklad zahájení stavby 05/2019
 - Součástí stavby jsou 4 mosty

V projektové dokumentaci (dále PD) je uváděno dvojí staničení: projekční staničení a provozní staničení. Provozní staničení navazuje na staničení již zbudovaného úseku dálnice D3. Rozdíl mezi oběma staničeními je konstantní a činí + 4,008 31 km, tj. projekční staničení + 4,008 31 = provozní staničení.

2.3 Detailní popis úseku 0302 Jílové u Prahy – Hostěradice

U obce Horní Studené trasa tunelem Luka podchází Panský vrch a vystupuje na povrch před údolím řeky Sázavy. Trasa překračuje údolí Sázavy mostem s hlavním polem 250m a ve výšce 100m nad řekou. Navrhovaná trasa dálnice D3 a přivaděč Benešov prochází mimo zastavěná území jednotlivých obcí a prochází především po zemědělsky využívaných a lesních plochách dotčeného území.

Z terénního hlediska je území mírně zvlňené až pahorkovité, v místě záměru se nadmořská výška terénu pohybuje v rozmezí mezi 320 - 410 m n. m. [13]



Obrázek 3: Znárodnění úseku 0302 [15]

2.3.1 Směrové a výškové vedení tunelu Luka

Z hlediska směrového řešení je tunel Luka navržen v oblouku, jehož poloměr se mění. Ve směru od Prahy o poloměrech $R=4750$ m přechází v km 10,869 71 na poloměr $R=2750$ m. Situace plánovaného úseku dálnice D3 je znázorněna na obrázku 3.

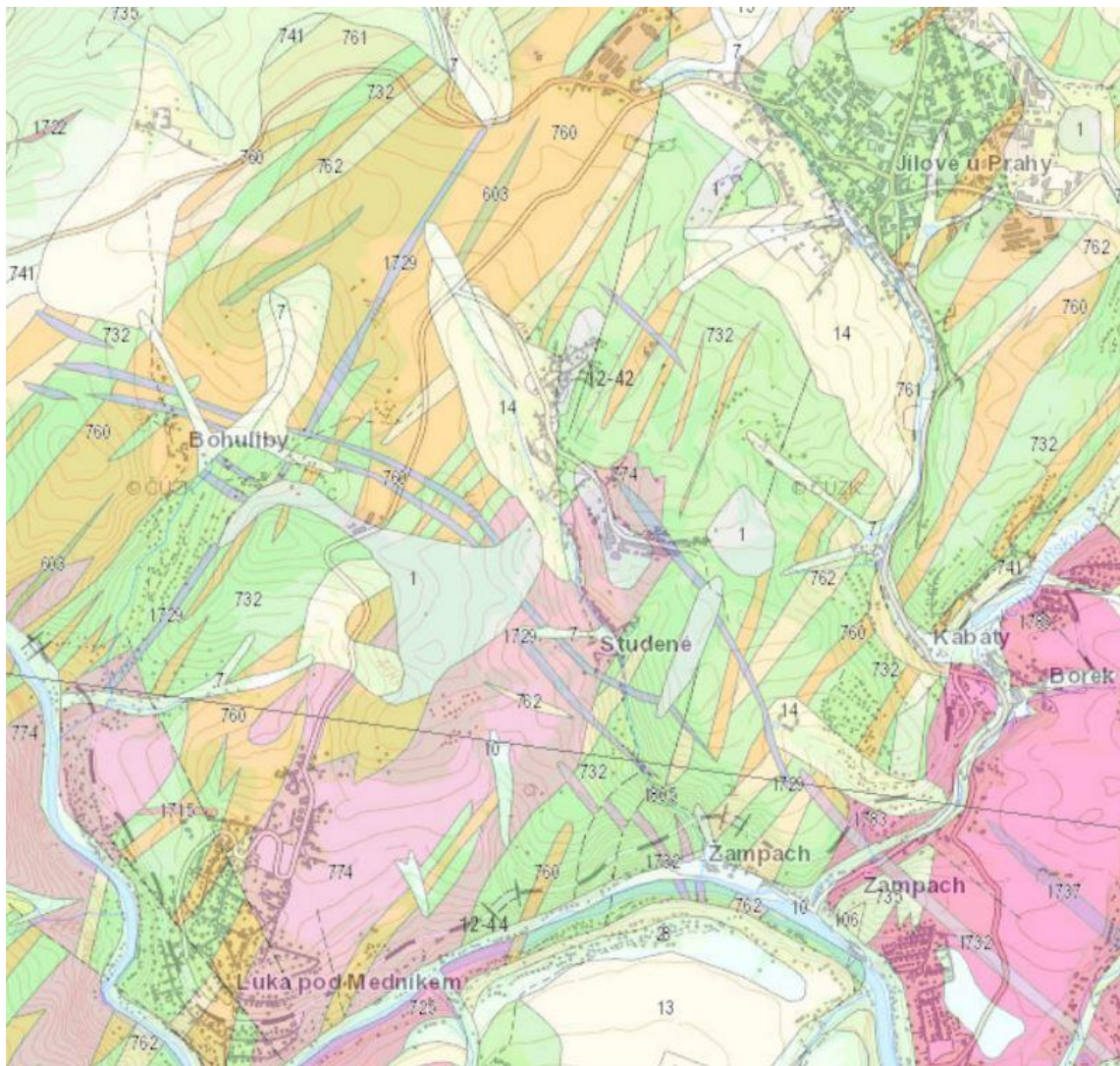
Z hlediska výškového řešení tunel Luka klesá od portálu Praha ve sklonu 3,0 % v délce cca 1 000 m (do km 10.853670 (km 14,861 98)) a následně zakružovacím obloukem $R=50\,000$ m přechází do sklonu 3,30% (od km 11.005170 (km 15,013 48) do konce tunelu).[2] Pozn.: Údaje jsou vztaheny k ose dálnice.

3 IG průzkum

3.1 Jílovská oblast

Nejvýznamnějším rysem geologie jílovské oblasti je zlatonosný revír. Ten zasahuje od údolí řeky Sázavy až po kopce mezi Radlíkem a Psáry. Tento revír je geologicky umístěný v nejsevernější části pruhu vulkanických hornin svrchnoproterozoického stáří, který je nazýván jílovským pásmem. V tomto horninovém pruhu se kromě jílovské oblasti vyskytuje zlato v oblasti mezi Štěchovicemi a Slapy či v revíru Psí hory. [7]

Jílovské pásmo je součástí jednoho z nejstarších útvarů geologické jednotky Českého masivu, která zaujímá podstatnou část České republiky a svými okraji zasahuje i na území Německa, Rakouska a Polska. Počátek geologického formování jílovské oblasti spadá do nejmladší části starohor (svrchního proterozoika stáří 700 až 540 miliónů let), kdy docházelo k postupnému růstu zralosti původní oceánské kůry Země. V tomto období docházelo v oceánickém prostředí k usazování hornin převážně jílovitého a prachovitého charakteru. V tektonicky porušených oblastech byl vznik těchto sedimentů přerušován podmořskou vulkanickou činností, jejímž výsledkem bylo formování několika pruhů vulkanických hornin, z nichž nejvýznamnější je jílovské pásmo. Na konci svrchního proterozoika se udály výrazné horotvorné pochody – kadomské vrásnění, které změnilly stavbu sedimentárních i vulkanických hornin do tvaru vrás. Posledním výrazným procesem byla intruze granitických hornin středočeského plutonu, která je součástí variského vrásnění před koncem paleozoika (360 až 300 miliónů let). Poté docházelo k pozvolnému vyklenování jádra Českého masivu, což způsobilo snižování zemského povrchu erozí, při které byly obnažovány spodnější části horninových komplexů. [7]



Obrázek 4: Výřez geologické mapy v jílovské oblasti [16]

◇ proterozoikum Barrandienu	◇ magmatity v moldanubiku
760 ryolit, ryodacit	▽ moldanubická oblast (moldanubikum)
774 trondhjemit (metatonalit, albitový granit)	▽ střeodočeský pluton
762 dacit, andezit	1729 dioritový, tonalitový a trondjenitový porfyr
732 metabazalty a bazaltické metaandezity až bazaltické ..	1732 granodioritový, křemenodioritový porfyr, nečleněné b...
725 trondhjemit (granit)	1737 lamprofyr (mineta, kersantit, spessartit)
735 prachovce, břidlice, droby	1783 granodiorit, tonalit, křemenný diorit (sázavský typ)
741 prachovce, břidlice	1715 aplit, pegmatit, granit, granit až granodiorit
761 tufy ryolitů a dacitů, tufy	1805 gabro
751 silicity	1765 granodiorit (požárský typ)
◇ paleozoikum Barrandienu	1722 granitový porfyr, granodioritový porfyr
603 bazalty ('diabasy)	

V současné podobě je jílovské pásmo tvořeno bazalty, andezity, dacity, ryolity a jejich tufy, pronikánými tělesy subvulkanických albitických granitů. Tento komplex většinou velmi jemnozrnných, místy i porfyrických hornin, postižený vrásněním

a zbřidličnatěním, je protínán četnými systémy mladších horninových žil – lamprofyrů, mikrodioritů a diabasů nejistého stáří převážně „jílovského“ ssv.-jjz. směru, a žilami porfyrů a porfyrů variského stáří převážně příčného v.-z. směru. Při východním okraji se horniny jílovského pásma stýkají s granodioritem a tonalitem středočeského plutonu svrchně paleozoického stáří (cca 350 milionů let), které svým tepelným gradientem způsobily jejich metamorfni přeměnu v pásmu o šířce až 2 km. [7] [8]

Původní charakter hornin jílovského pásma byl pozměněn zbřidličnatěním a regionální rekrystalizací spjatou s kadomským vrásněním na přelomu starohor a prvohor a teplotními účinky kontaktní přeměny spjaté se vznikem variských granitoidů středočeského plutonu před závěrem prvohor. Horniny v okolí žil a žilníků jsou přeměněné působením termálních roztoků, ze kterých vzniklo zlatonosné zrudnění. [7]

3.2 Geologická charakteristika v linii tunelu:

V linii tunelu je masiv budován metabazalty, gabrem, ryodacity a tufy, kterými pronikají v příčném směru rudní žíly. Vrstva kvartérního pokryvu dosahuje mocnosti cca 1 až 3 m. Pouze místy jsou přítomny zóny s vyšší mocností zvětralin – např. kolem km 10,560, 11,300 a zejména v km 11,730 až 11,800 (projekční staničení).

Porušené zóny a tektonické linie předpokládáme v následujícím staničení: km 10,220, km 10,320, km 10,900 – 10,920, km 11,080 – 11,130, km 11,280 – 11,310, km 11,430, km 11,490, km 11,680 a km 11,730 – 11,800 (projekční staničení).

Při průzkumu bylo náhodně zjištěno poddolování vrtem HJ 27. Proto je třeba počítat při realizaci díla s neevidovanými historickými důlními díly (stařinami).

Vedení vrstev předpokládáme ve směru SV-JZ se sklonem k JV pod úhlem 80°. V horninovém masivu jsou zaznamenány cca 0,2 m mocné poruchové zóny, které jsou vyplněné podrcenou, silně alterovanou horninou. Směrem k Sázavě rozpukanost roste.

Nejlépe by bylo provádět ražbu dovrchně za použití trhacích prací, v krocích délky cca 1,0 až 1,2 m. Sklon vrstev je v tomto případě do díla. Bude nutné čelby členit min. na 3 pracovní fáze. Je nutné provádět předvrty a geofyzikální měření za účelem ověření skrytých dutin v masivu. Horniny budou lokálně zvodnělé. [2]

3.3 Hydrogeologická charakteristika:

3.3.1 Charakteristika území

Terén představuje zbytky paroviny rozdělené erozí hlubokými údolními. Morfologie území je podřízena významné geologické stavbě. Hlavními směry jsou SV-JZ, který je dán převažujícím směrem geologických těles jílovského pásma a SZ-JV odpovídající nejvýznamnějšímu směru tektonických poruch. Vliv geologické stavby je zřetelný na směru údolí Sázavy. Údolí přítoků a jednotlivé hřbety, které je oddělují, odpovídají hlavnímu směru jílovského pásma SV-JZ. Údolí drobných přítoků jsou predisponována hlavním směrem tektoniky SZ-JV. [2]

3.3.2 Hydrogeologická charakteristika

Pokryvné útvary na zbytcích paroviny jsou tvořeny eluvii a málo přemístěnými sutěmi a suťovými hlínami o mocnosti obvykle cca 2 až 10 m. Svahy údolí drobných toků a suchá údolí dosahují větších mocností, většinou nepřesahujících 15 m. Zvláštním fenoménem jsou haldy hlušiny po těžbě zlata různého stáří, počínaje středověkem až do šedesátých let minulého století.

Podzemní vody jsou vázány na pokryvné útvary a pásmo povrchového rozpojení puklin. Směr proudění je zhruba konformní s terénem a odvodnění se děje prostřednictvím skrytých přítoků do vodotečí a pramenů, jejichž vydatnost dosahují desetin l/s a pouze zřídka přesahují 1 l/s. Lokalizace pramenů je vázána na křížení významných puklinových systémů a údolí. Významný objem podzemních vod obsahují stará důlní díla, jejichž odvodnění je omezené hlavně na moderní díla z 19. a 20. století. Starší důlní díla jsou obvykle naplněna stagnujícími zásobami podzemních vod. Důlní díla ovlivňují celkový oběh podzemních vod, pro který představují preferované cesty.[2]

3.4 Stařiny a důlní činnost

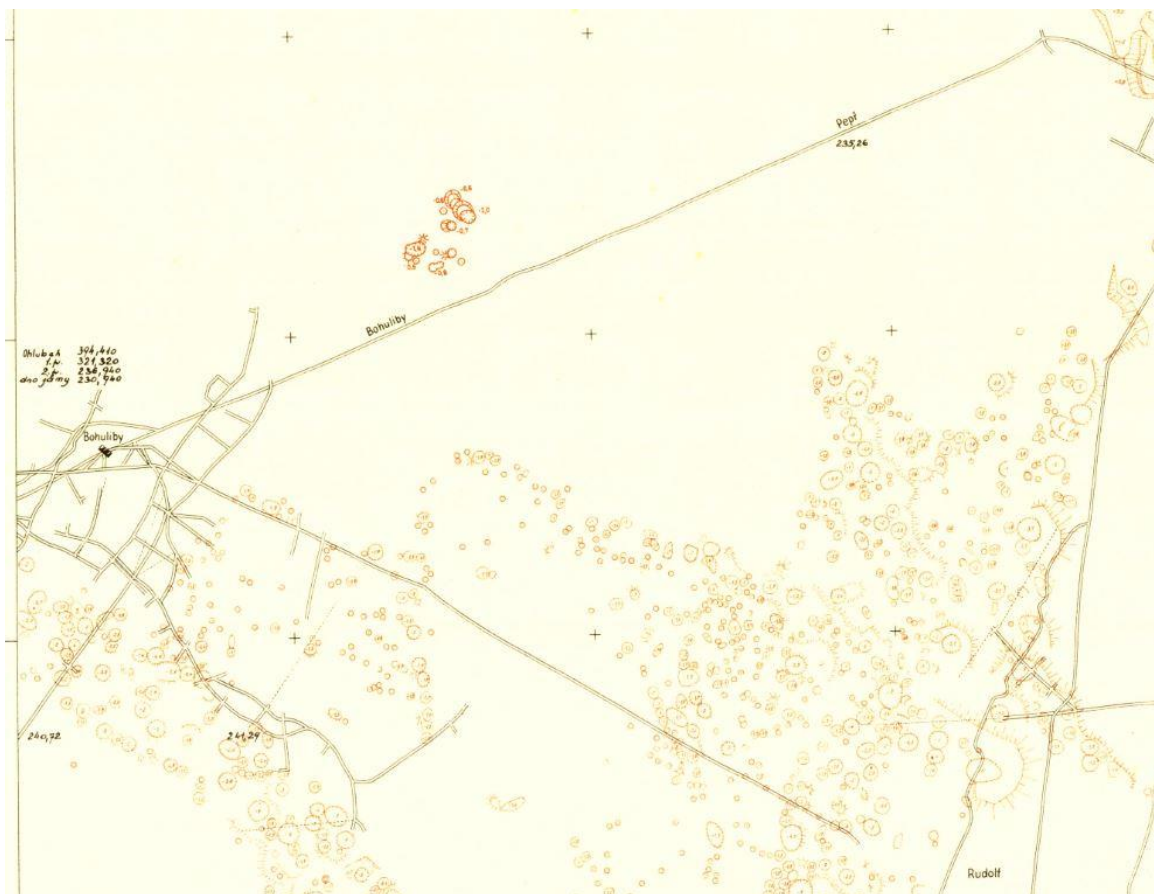
Oblast plánované trasy dálnice je výrazně zasažena historickou těžbou zlata. V oblasti jílovského pásma docházelo k těžbě zlata v několika etapách. Poslední snaha o těžbu zlata probíhala v 60. letech minulého století. Poslední fungující důl se jmenoval Bohuliby. Těžba zlata však nebyla příliš úspěšná a ekonomicky výhodná, takže důl

Bohuliby ukončil svou činnost v roce 1968. Plánovaná trasa prochází pod Panským vrchem, což je bohužel oblast s nejmenší prozkoumaností pozůstatků historické těžby. O výskytu stařin však nemůže být pochyb, o čemž svědčí výskyt pinek na území Panského vrchu. Pinky jsou místa povrchového propadu v důsledku předchozí hornické činnosti. Ty se v oblasti nacházejí velmi často a dosahují různých velikostí od několika metrů až po přibližně 10 metrů. Pinky v oblasti Panského vrchu jsou znázorněny na obrázku 5.

Výraznou výjimku v prozkoumanosti této oblasti tvoří 2 chodby, které byly raženy z dolu Bohuliby východním a severovýchodním směrem. Tyto chodby byly vyraženy v průběhu důlní činnosti v 60. letech, proto jsou dobře popsány. Chodba vedoucí SV směrem od dolu Bohuliby je vedena v nadmořské výšce 235,26 m a vede až k dolu Pepř. Tato chodba se půdorysně kříží s navrhovaným tunelem Luka přibližně ve staničení km 10,600. V tomto staničení se niveleta tunelu nachází v nadmořské výšce 380,17 m. Tato chodba by tedy na ražbu tunelu neměla mít vliv.

Chodba vedená východním směrem od dolu Bohuliby je v tzv. 1. patře dolu, to je v nadmořské výšce přibližně 321,32m. Chodbou však nebylo naraženo žádné zrudnění či stařina, proto se v určitém bodě přestalo s jejím prodlužováním. Tato chodba se půdorysně kříží s navrhovaným tunelem Luka přibližně ve staničení km 10,780. V tomto staničení se dno výrubu navrhovaného tunelu nachází v nadmořské výšce 373,2 m. Pokud budeme uvažovat výšku chodby 1,5-2 m, mezi stropem chodby a dnem tunelu by mělo být přibližně 50 m masivu. Tato chodba by tedy taktéž neměla mít zásadní vliv na ražbu tunelu.

Půdorysná situace obou chodeb je znázorněna na obrázku 5: Výřez mapy M-33-77-(96)-3, která je součástí Báňských map geofondu České geologické služby, vedená pod signaturou AB/1-1/013. Pro účely lepšího zorientování a umístění chodeb v půdorysu byla taktéž použita mapa Ložisková geologická mapa jílovského zlatonosného revíru, sestavená RNDr. Petrem Morávkem v roce 1969. Tato mapa je rovněž vedena v geofondu pod signaturou ACH/3/003.



Obrázek 5: Výřez mapy M-33-77-(96)-3, signatura AB/1-1/013 [17]

Stavba průzkumné štoly a tunelu nepřinese pouze pozitiva ve formě lepší a pohodlnější trasy dálnice a rychlejší cesty mezi Prahou a Českými Budějovicemi. Veliký přínos bude mít i z toho hlediska, že plánovaná trasa prochází pod Panským vrchem, tedy oblastí, kde není takřka žádná dokumentace historické těžby zlata a důlní činnosti. K ražbě těchto děl by se tedy nemělo přistupovat pouze z hlediska stavby tunelu dálnice, ale i z hlediska prozkoumání oblasti jako celku, což bude zahrnovat komplexní rozbory hornin či případné prozkoumání naražených stařin.

3.5 Geologie v místě zářezu km 11,700

Zářez ve staničení km 11,700 bude zajištěn pomocí svahování. Toto staničení bylo vybráno na základě skutečnosti, že se zde nachází průzkumný vrt J30. V tomto vrtu nebyla zastižena podzemní voda, proto se nebude uvažovat ani při výpočtu. Přehled vrstev, zastižených zemin a jejich parametrů v km 11,700 je uveden v tabulce 5

Tabulka 1: Geologie km 11,700

Hloubka	Popis	Zatřídění	γ [kN/m ³]	φ_{ef} [°]	c [kPa]	ν [-]	Edef [Mpa]
0,00 - 2,50	Písčitý jíł, tuhá konzistence	F4	18,50	24,50	14,00	0,35	5,0
2,50 - 5,00	Metabazalt, zcela zvětralý	R6/R5	20,00	38,00	15,00	0,35	5,0
5,00 - 6,30	Metabazalt, silně a mírně zvětralý	R5/R4	20,00	38,00	20,00	0,35	5,0
6,30 - 12,00	Králodvorské břidlice	R3	20,00	38,00	30,00	0,35	5,0

3.6 Geologie v místě návrhu průzkumné štoly km 11,650

Návrh primárního ostění bude proveden ve staničení km 11,650. Toto staničení bylo zvoleno z důvodu přítomnosti průzkumného vrtu J29 a nízkého nadloží. Vrtem J29 taktéž nebyla zastižena podzemní voda, proto se při výpočtu nebude uvažovat. Přehled vrstev, zastižených zemin a jejich parametrů v km 11,650 je uveden v následující tabulce:

Tabulka 2: Geologie km 11,650 [18]

Hloubka	Popis	Zatřídění	γ [kN/m ³]	φ_{ef} [°]	c [MPa]	ν [-]	Edef [Mpa]
0,00 - 1,75	Písčitý jíł, tuhá konzistence	F4	18,50	24,50	0,014	0,35	5,0
1,75 - 2,00	Eluvium, šterkovitý jíł	R6/F2	19,50	27,00	0,010	0,35	7,0
2,00 - 2,45	Porfyr, mírně zvětralý	R4	27,00	40,00	10,00	0,15	150,0
2,45 - 3,00	Porfyr, silně zvětralý	R5	27,00	38,00	8,00	0,15	100,0
3,00 - 3,80	Porfyr, mírně zvětralý	R3	27,00	45,00	100,00	0,15	500,0
3,80 - 3,90	Porfyr, silně zvětralý	R5	27,00	38,00	8,00	0,15	100,0
3,90 - 5,00	Porfyr, silně zvětralý	R4	27,00	40,00	10,00	0,15	150,0
5,00 - 11,40	Porfyr, mírně zvětralý	R3	27,00	45,00	100,00	0,15	500,0
11,40 - 50,00	Ryolit, mírně zvětralý	R3	28,00	42,00	80,00	0,20	400,0

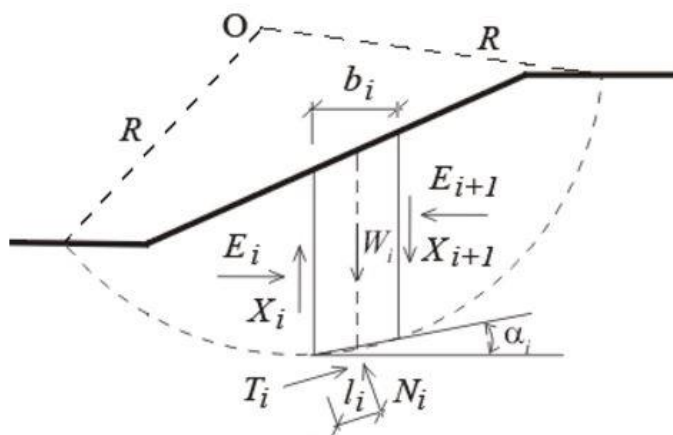
4 Zajištění zářezu svahováním

Část zadání této bakalářské práce se týká zajištění dálničního zářezu svahováním. Bude se posuzovat jeden řez, který se po dohodě se společností Pragoprojekt, a.s. zvolil ve staničení km 11,700 00. Toto staničení bylo zvoleno především z toho důvodu, že v tomto místě byl proveden průzkumný vrt při průzkumných pracích pro přípravu dokumentace pro územní rozhodnutí. Toto staničení se také nachází v místě hlubokého zářezu, přibližně v oblasti začátku průzkumné štoly. Svahy byly v počáteční fázi namodelovány na základě podkladů poskytnutých společností Pragoprojekt, a.s., kde svahování zahrnovalo tzv. lavičky o šířce 1,5 m vždy po 5,0 výškových metrech. Poté byly sklony svahů zoptimalizovány tak, aby se hodnota stupně bezpečnosti přiblížila $FS=1,5$ a zamezilo se zbytečným záborům vzniklých při svahování. Následně byly navrženy jednotné sklony svahů bez laviček při obdobných sklonech a výsledky následně porovnány.

Výpočet byl proveden v programu GEO5 – Stabilita svahu od společnosti FINE, a to metodou mezní rovnováhy. Výpočet probíhá na procento využití, které se následně převede na stupeň bezpečnosti. Smyková plocha se uvažuje jako kruhová. Vlastní výpočet musí začít zadáním vlastní smykové plochy, která se přibližně odhadne. Poté program provede optimalizační výpočet, kdy najde nejnepříznivější smykovou plochu (kritickou smykovou plochu) pro daný svah. To znamená, že pokud by došlo na daném svahu k sesuvu, stalo by se tak s největší pravděpodobností právě na této smykové ploše. Existuje mnoho proužkových metod pro posouzení stability svahu. Program Stabilita svahu umožňuje práci s metodami podle Bishopa, Fellenius/Pettersen, Spencer, Janbu a Morgenstern-Price. Primárně bylo pracováno s metodou podle Bishopa, ale výsledné sklony se ověří i pomocí ostatních metod. Vybraný výsledný sklon bude také ověřen pomocí programu Plaxis, který je založen na výpočtu metodou konečných prvků. Tento program je použit především v další části bakalářské práce – návrhu průzkumné štoly.

4.1 Princip Bishopovy metody

Bishopova metoda předpokládá kruhovou smykovou plochu stejně jako ostatní metody mezní rovnováhy pro posouzení stability svahu. Předpokládá se rozdělení zemního tělesa nad kruhovou plochou na proužky (dělicí roviny mezi bloky jsou vždy svislé). Statické schéma sil působících na blok je na obrázku. [3]



Obrázek 6: Kruhová smyková plocha [3]

Kde: X_i a E_i jsou smykové a normálové síly mezi bloky,
 T_i a N_i jsou smykové a normálové síly na úsecích smykové plochy,
 W_i jsou tíhy jednotlivých bloků.

Bishopova zjednodušená metoda je založena na předpokladu nulových smykových sil mezi bloky X_i . Metoda je založena na splnění momentové podmínky kolem bodu O a svislé silové podmínky rovnováhy. Stupeň stability FS je vypočten podle následujícího vztahu: [4]

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \times \sin \alpha_i} \times \sum_i \frac{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i) \times \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \times \sin \alpha_i}{FS}} \quad (1)$$

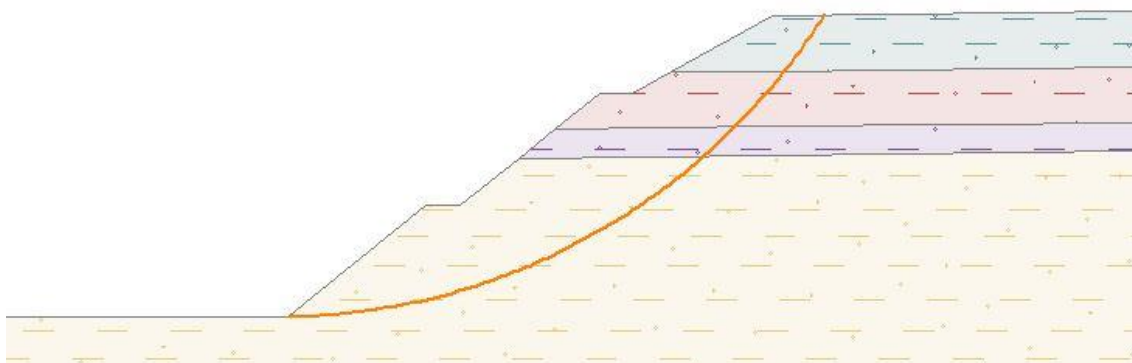
Kde: u_i pórový tlak na bloku,
 c_i, φ_i efektivní hodnoty parametrů zemin,
 W_i tíha bloku,
 α_i sklon úseku smykové plochy,
 b_i šířka bloku.

Při výpočtu stability svahu byl stanoven požadovaný stupeň bezpečnosti $FS=1,5$, avšak vzhledem k počáteční fázi projektu je lepší počítat s určitou rezervou. Proto by se do budoucna (Dokumentace pro stavební povolení) mělo počítat spíše se svahy, které mají sklon na stupeň bezpečnosti $1,6 - 1,75$. To je zapříčiněno nedostatečnou znalostí geotechnických podmínek v dané oblasti. Pro přesné posouzení by bylo potřeba znát skutečné parametry zemin, které se v této fázi pouze odhadují.

U ostatních metod se výsledky pohybovaly v rozmezí 95-100 % hodnoty podle Bishopa. Výjimku tvořil především výpočet podle metody Fellenius/Petterson, kde byly výsledky na zmíněné hranici 95 %.

4.2 Řez km 11,700 s původní geometrií

V první fázi byl vymodelován svah podle původního zadání od společnosti Pragoprojekt, a.s. Nejdříve byl použit pravý svah ve směru staničení, jelikož terén se svažuje zprava doleva. Svah je rozdělen na 3 části, mezi každou částí je lavička široká 1,5 m. První dvě části jsou ve sklonu $1:1,25$ a vysoké 5,0 m a zbývající část je ve sklonu $1:1,75$ až na povrch. Výpočet pomocí optimalizace proběhl s výsledným stupněm bezpečnosti $FS=1,97$, což je výsledek s dostatečnou rezervou.

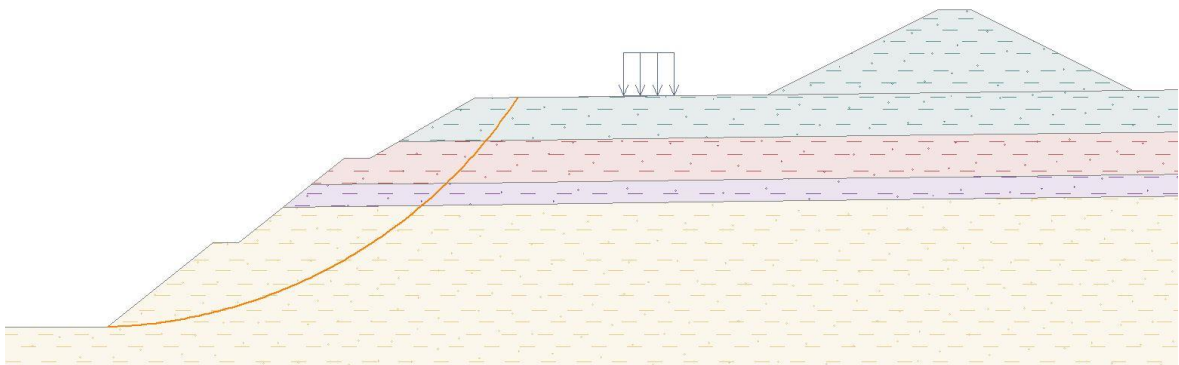


Obrázek 7: Optimalizovaná smyková plocha programem GEO5

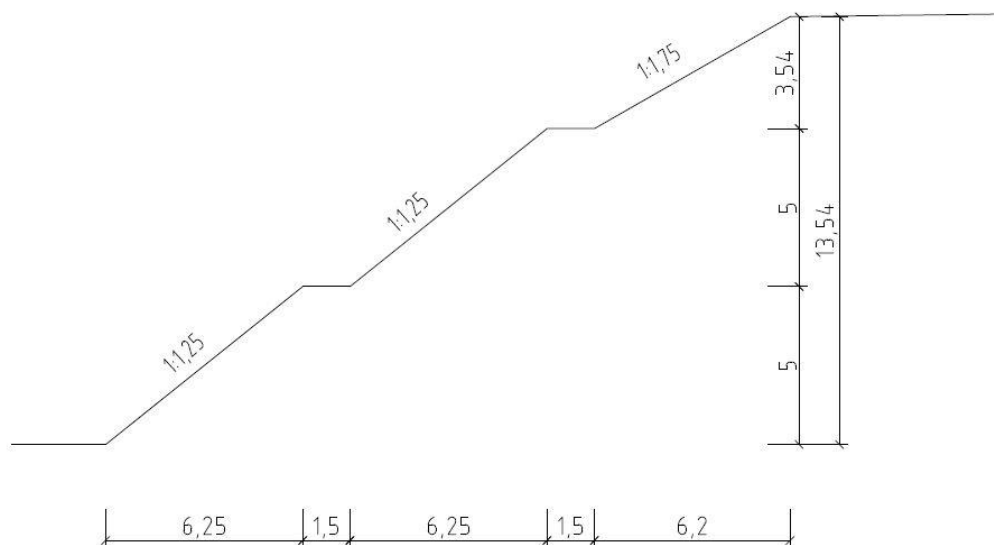
V další fázi byly do výpočtu přidány další věci, které by mohly ovlivnit stabilitu svahu – jedná se o komunikaci, která je široká 4,0 m ve vzdálenosti cca 8,75 m od hrany zářezu. Uvažováno bylo zatížení 60 kN/m^2 šířky 3,0 m. Zatížení bylo uvažováno

podle dumperu Volvo A 30 6, který má maximální váhu s nákladem 54 tun. Při třech nápravách vychází zatížení na nápravu 180 kN a při šířce stroje 3,0 m a předpokladu rovnoměrného roznosu vychází 60 kN/m². Dále byl přidán násyp o výšce 5,0 m, šířce 22,0 m a sklonu svahu 1:2. Tento násyp začíná ve vzdálenosti přibližně 17,0 m od hrany zářezu a je uvažován pro uložení přebývajících zeminy při provádění stavby dálnice. Obě tyto skutečnosti byly převzaty z již zpracované koordinační situace (situace je vyobrazena v příloze č. 1 této práce). Tyto skutečnosti byly doplněny po vypracování dokumentace pro územní rozhodnutí a společnost Pragoprojekt, a.s. navrhla, aby byl svah ověřen s přihlédnutím na tyto nové skutečnosti.

Po optimalizaci kritické smykové plochy vyšel stupeň bezpečnosti $FS=1,97$, což je stejná hodnota, jako když zatížení komunikací a násypem nebylo uvažováno. Komunikace a násyp tedy nemají v tomto uspořádání vliv na stabilitu svahu.



Obrázek 8: Optimalizovaná smyková plocha programem GEO5 s uvažováním komunikace a násypu



Obrázek 9: Geometrie svahu 11,700

V dalším kroku byl ověřen dotčený svah ostatními proužkovými metodami pro výpočet stability svahu. Kritické smykové plochy, které program vypočetl, byly u všech metod velmi podobné a ani u jedné z metod nemělo zatížení od komunikace a násypu vliv na stabilitu svahu. U metody Fellenius/Petterson byl stupeň bezpečnosti $FS=1,88$. U metody podle Spencera byl $FS=1,97$, což je stejně jako podle Bishopa. Podle Janbu byl $FS=1,96$ a podle metody Morgenstern-Price byl stupeň bezpečnosti rovněž $FS=1,96$.

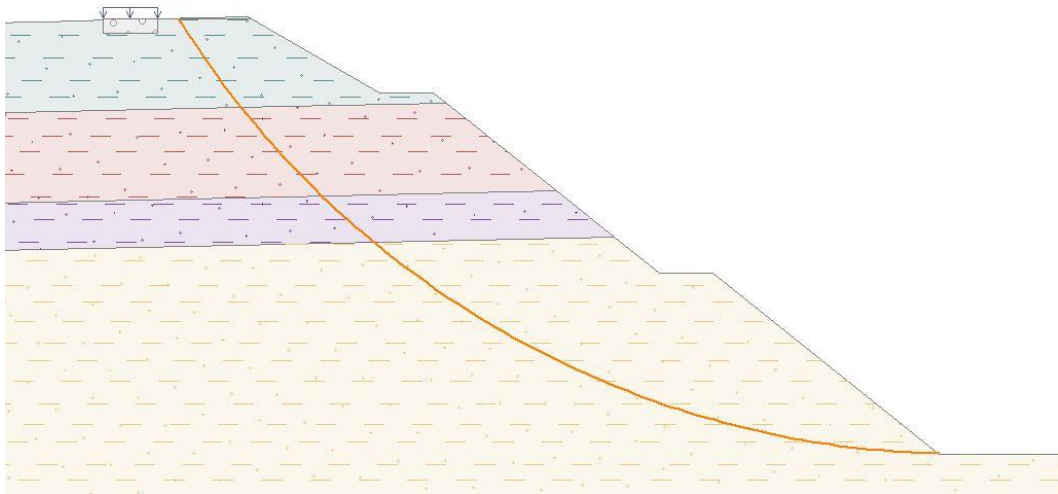
Tabulka 3: Výsledky jednotlivých metod u svahu podle původní geometrie

Metoda	Stupeň bezpečnosti FS
Bishop	1,97
Fellenius/Petterson	1,88
Spencer	1,97
Janbu	1,96
Morgenstern-Price	1,96

Co se týče levého svahu ve směru staničení, má stejnou geometrii jako svah na pravé straně. Poslední část je však trochu nižší v důsledku terénu, který se lehce svažuje zprava doleva. Na jeho vrcholu je uvažován stožár vysokého vedení 22 kV, což je předpokládáno podle Technické zprávy, strana 30.[2] Hmotnost sloupu je uvažována

2 tuny podle tiskové zprávy skupiny ČEZ.[5] Hmotnost kabelu s průměrem 70 mm² je uvažována 270 kg/km.[6] Kabely jsou předpokládány 3, vzdálenost stožárů je přibližně 20,0 m. Hmotnost kabelů je tedy $m=3 \times 0,020 \times 270=16,2$ kg. Hmotnost stožáru a kabelů je tedy 2,016 tuny. Po přičtení rezervy 30 % je to 2,62 tuny. Betonový základ je uvažován 1,5x1,5 m hloubky 40 cm. Je předpokládán rovnoměrný roznos zatížení do základové půdy, proto zatížení 12 kN/m².

Posouzení svahu vyšlo na stupeň bezpečnosti FS=2,01.



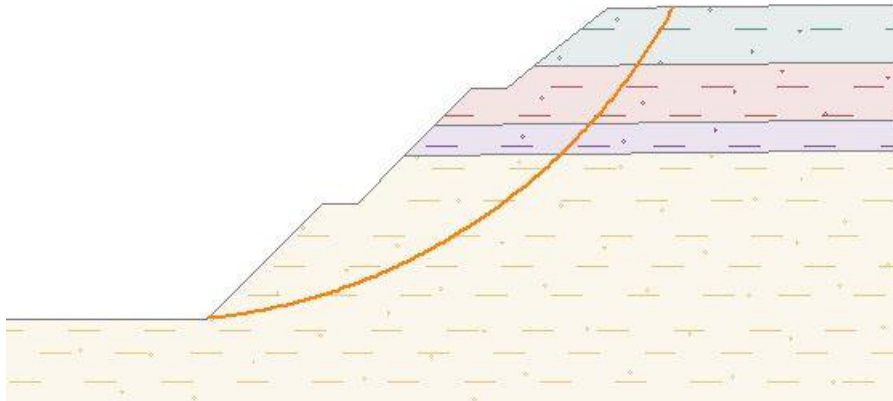
Obrázek 10: Optimalizovaná kritická smyková plocha levého svahu s uvážením stožáru vysokého napětí

Teoreticky by mohlo dojít k lokálnímu porušení svahu vyvolané základem sloupu. Pro zjednodušení se toto možné porušení ale nebude uvažovat s přihlédnutím na menší stupeň propracovanosti u bakalářské práce.

4.3 Řez km 11,700 s optimalizací sklonu

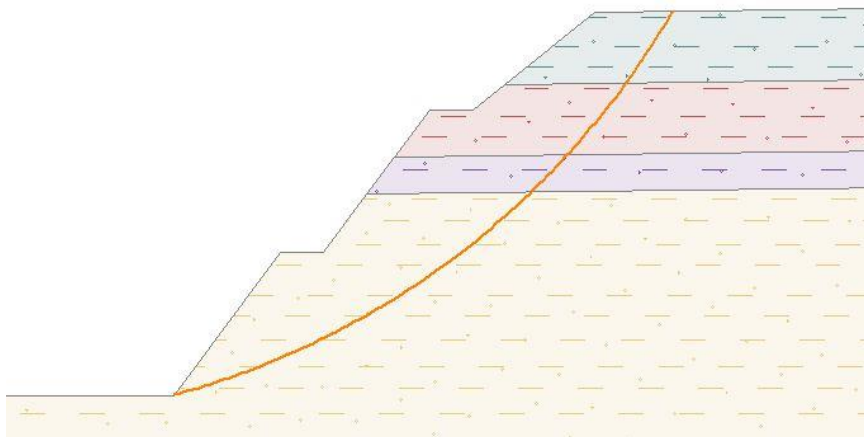
V této části se prověří provedení svahu v několika sklonech a s cílem dosáhnout co možná největší ekonomické efektivity. Zvětšením sklonů se docílí zmenšení objemu zemních prací při odtěžování zeminy a menších potřebných záborů pro dálniční těleso. V této fázi je zvolena podobná geometrie jako v předchozí kapitole, tedy svah rozdělen na tři části po pěti výškových metrech. Mezi každými dvěma částmi bude lavička o šířce 1,5 metru.

Jako první byl posouzen návrh svahu ve sklonu dvou spodních částí 1:1 a horní části 1:1,25. Pomocí optimalizace smykové plochy programem GEO5 a posouzením podle Bishopa vyšel stupeň bezpečnosti $FS=1,74$.



Obrázek 11: Optimalizovaná smyková plocha při sklonu dvou spodních částí 1:1 a horní 1:1,25

Při sklonu dolních dvou částí 1:0,75 a horní 1:1,25 byl pomocí optimalizace vypočten stupeň bezpečnosti $FS=1,55$, což se blíží hodnotě 1,5, která byla dříve stanovena jako hranice. Tento návrh by tedy mohl být považován za neekonomičtější, ale vzhledem k nedostatečnému průzkumu geotechnických podmínek a faktu, že vlastnosti zemín jsou pouze odhadnuté na základě jejich zatřídění, tento návrh by mohl být riskantní z hlediska dlouhodobé stability.



Obrázek 12: Optimalizovaná smyková plocha při sklonu dvou spodních částí 1:0,75 a horní 1:1,25

Dále bylo provedeno ověření této geometrie i pomocí ostatních proužkových metod pro posouzení stability svahu. Výsledky jsou shrnuty v tabulce 4:

Tabulka 4: Výsledky všech metod při sklonu 1:0,75 a 1:1,25

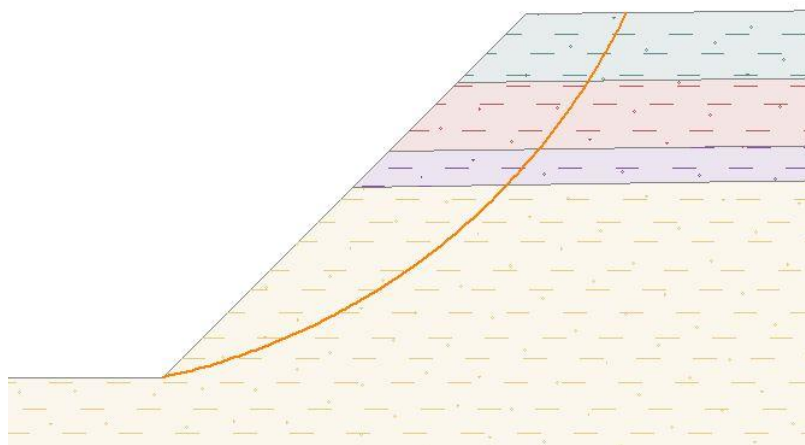
Metoda	Stupeň bezpečnosti FS
Bishop	1,55
Fellenius/Petterson	1,49
Spencer	1,54
Janbu	1,54
Morgenstern-Price	1,54

4.4 Řez km 11,700 s jednotnými sklony bez laviček

V této části se práce zabývá provedením svahu v jednotném sklonu bez takzvaných laviček, které se modelovaly v předchozí části. Všechny sklony budou posouzeny primárně metodou podle Bishopa a výsledný sklon bude posouzen opět všemi proužkovými metodami.

Zpočátku byl použit sklon 1:1,25, kterým se začínalo i v předchozí fázi. Pomocí optimalizace byl vypočítán výsledný stupeň bezpečnosti FS=1,71. Při stejném sklonu dvou spodních částí při použití laviček o šířce 1,5 m a sklonu 1:1,75 horní části vyšel FS=1,97. Pro zajímavost, při použití laviček a sklonu 1:1,25 u všech tří částí vyšel FS=1,92, což dokazuje, že provádění laviček má zásadní vliv na stabilitu svahu.

Při jednotném sklonu 1:1,15 byl FS=1,63. U jednotného sklonu 1:1 byl stupeň bezpečnosti FS=1,51, což je téměř dokonale na požadované mezní hodnotě FS=1,5.



Obrázek 13: Optimalizovaná kritická smyková plocha při jednotném sklonu 1:1

Následuje posouzení svahu při jednotném sklonu ostatními proužkovými metodami. Výsledky jsou shrnuty v tabulce 5:

Tabulka 5: Výsledky všech metod u jednotného sklonu 1:1 bez použití laviček

Metoda	Stupeň bezpečnosti FS
Bishop	1,51
Fellenius/Petterson	1,43
Spencer	1,50
Janbu	1,50
Morgenstern-Price	1,50

4.5 Řešení svahu pomocí metody konečných prvků

Výsledný svah, který byl získaný pomocí optimalizace sklonů, bude v této části ověřen pomocí metody konečných prvků v programu PLAXIS. Jedná se o svah, který je rozdělen na tři části pomocí laviček o šířce 1,5 metru po každých pěti výškových metrech. Sklon prvních dvou částí je 1:0,75 a horní část je ve sklonu 1:1,25. Při řešení metodou mezní rovnováhy pomocí programu GEO5 vyšel tento svah na hodnotu stupně bezpečnosti FS=1,55.

Ve stavebním inženýrství se stupeň bezpečnosti obvykle definuje jako poměr sil při kolapsu konstrukce ku skutečnému namáhání. Nicméně, pro problémy stability svahu to není ideální přístup. Většina zatížení je vyvinuta tíhou zeminy a zvětšování tíhy zeminy by ani nemuselo vést nutně ke kolapsu. Mnohem vhodnější cestou, jak určit stupeň stability, je redukovat parametry zeminy (úhel vnitřního tření a soudržnost zeminy) tak, aby došlo k porušení. Při zavedení modelu podle teorie Mohr-Coulomb je stupeň bezpečnosti získán pomocí rovnice 2. [9]

$$FS = \frac{c - \sigma_n \tan \varphi}{c_r - \sigma_n \tan \varphi_r} \quad (2)$$

Kde: c soudržnost zeminy,
 φ úhel vnitřního tření,
 σ_n normálové napětí,
 c_r a φ_r redukované parametry zeminy.

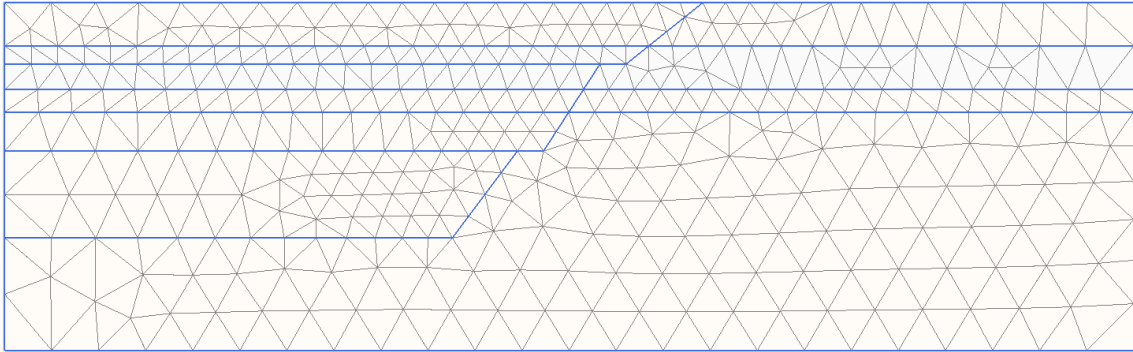
V přístupu podle programu PLAXIS jsou k vypočtení stupně bezpečnosti parametry zeminy c a φ redukovány stejným poměrem až do stavu, kdy nastane kolaps. Rovnice 2 se tedy může zjednodušit na vztah, který popisuje rovnice 3. [9]

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_r} = FS \quad (3)$$

Kde: c soudržnost zeminy,
 φ úhel vnitřního tření,
 c_r a φ_r redukované parametry zeminy.

Metoda konečných prvků vyžaduje zejména vhodný přístup k tvorbě modelu tak, aby pokud možno vystihnul reálné chování konstrukce. Velice důležitým krokem je nastavit rozsah modelu tak, aby výpočet proběhl správně. Kraje modelu totiž fungují jako striktní okrajové podmínky. Všechny prvky dolního okraje numerického modelu jsou vetknuté a okraje se mohou posouvat pouze ve svislém směru. Je tedy nutno zvolit takové rozsahy, aby deformace nezasahovaly k těmto vnějším podmínkám, jelikož by to mohlo mít zásadní vliv na výpočet. Dalším krokem je správné určení všech vlastností zemin použitých ve výpočtu. Výpočet proběhne podle materiálového modelu

Mohr-Coulomb a zeminy jsou použity stejné jako při výpočtu pomocí programu GEO5. Jejich parametry jsou shrnuty v tabulce 1. Dalším krokem je vytvoření sítě konečných prvků. Ta byla programem PLAXIS vytvořena na jemný stupeň, to znamená, že síť obsahuje více bodů a výsledky by měly být přesnější. Vytvořená síť je znázorněna na obrázku 14.



Obrázek 14: Síť konečných prvků při řešení svahu pomocí MKP

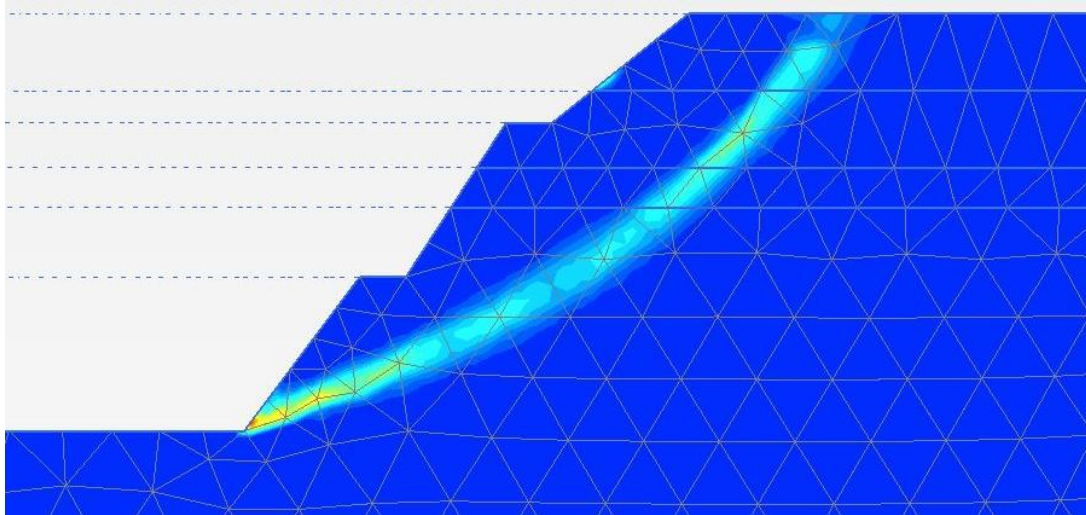
Dále je nutné definovat fáze výpočtu. Bylo použito celkem 5 fází:

- 1) Fáze primární napjatosti
- 2) Fáze těžení zeminy po první lavičku
- 3) Fáze těžení zeminy po druhou lavičku
- 4) Fáze těžení zeminy na dno
- 5) Fáze „safety“ (postupné redukování parametrů zeminy)

Poslední fáze je na výpočtu nejdůležitější. Všechny předchozí fáze program PLAXIS počítal podle plastického modelu. V poslední fázi se neměnila geometrie svahu a úkolem tohoto výpočtu bylo postupné snižování parametrů zemin, dokud nedojde k plastickému přetváření. K tomu došlo, když byly parametry zemin redukovány součinitelem $FS=1,82$. Průběh zplastizování a následná smyková plocha jsou vyobrazeny na obrázku 15. Zde je dobře vidět, že předpoklad kruhové smykové plochy je splněn.

Při výpočtu stejné geometrie svahu programem GEO5 vyšel stupeň bezpečnosti $FS=1,55$, avšak při výpočtu metodou konečných prvků programem PLAXIS byly parametry zemin redukovány faktorem $FS=1,82$ tak, aby došlo ke zplastizování

zeminy a kolapsu. Tento rozdíl je dán rozdílným přístupem a metodami obou programů. Rozdíl však není veliký, tudíž je výsledek metody konečných prvků uspokojivý.



Obrázek 15: Průběh zplastizování zeminy

4.6 Závěr svahování

Primárním úkolem bylo posoudit zajištění předportálového zářezu svahováním podle zadané geometrie. Kombinace mírných sklonů a provádění laviček o šířce 1,5 m po každých pěti výškových metrech dává velikou rezervu, která se ale vzhledem k nedetailnímu průzkumu a neznalosti přesných parametrů zemin zdá být ideální konzervativní volbou na straně bezpečnosti. Také bylo provedeno posouzení svahu při uvážení zatížení od přilehlé komunikace a náspu sloužícího pro uložení přebytku zeminy. Jak se ukázalo, tyto skutečnosti by dle výpočtu neměly mít zásadní vliv na stabilitu svahu.

Při následné optimalizaci sklonů za účelem přiblížit se meznímu stupni bezpečnosti $FS=1,5$ bylo dosaženo sklonu 1:0,75 dvou spodních částí a 1:1,25 horní části při použití laviček. Toto řešení si v příčném řezu vyžádalo 728,9 m² odtěžení zeminy. Při použití jednotných sklonů a následné optimalizaci vyšel nejbližší $FS=1,5$ jednotný sklon svahu 1:1. Toto řešení si v příčném svahu vyžádalo 733,8 m². Použití

laviček při sklonu 1:0,75 dvou spodních částí a 1:1,25 horní části je tedy optimálním řešením z hlediska bezpečnosti i z hlediska zemních prací. Lavičky se realizují především proto, aby zachytily padající materiál, který se uvolní ze svahu z důvodu degradace povrchu v důsledku mrazových cyklů a zajistili bezpečnější pohyb osob při údržbě svahu.

Svah při použití laviček a sklonu 1:0,75 dvou spodních částí a 1:1,25 horní části byl ověřen pomocí programu PLAXIS, který provedl výpočet postupným redukováním parametrů zemin. Stupeň bezpečnosti při použití této metody vyšel $FS=1,82$.

Zajištění zářezu svahováním se zdá být ideální volbou, jelikož lokální geologie umožňuje provedení svahů s relativně velkými sklony bez velikých trvalých záborů. Použití některé metody speciálního zakládání, jako jsou pilotové nebo pažící stěny, se jeví jako neekonomické a zbytečně složité.

5 Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM)

Realizace průzkumné štoly tunelu Luka se předpokládá podle Nové rakouské tunelovací metody. Tato metoda patří mezi metody s cyklickým způsobem ražby (konvenční metody). Mezi ty se řadí „pražská“ prstencová metoda, NRTM, metoda Perforex a ADECO-RS. Při cyklickém způsobu ražby se postupuje po záběrech výrubu provedeného trhacími pracemi nebo výložníkovou frézou. Jednotlivé záběry se vyztužují buď přímo definitivním prefabrikovaným ostěním (prstencová metoda), nebo postupně realizovaným dvouplášťovým ostěním (NRTM). [10]

NRTM s dvouplášťovým ostěním důsledně a vědomě využívá vlastní nosnou schopnost horninového masivu, realizovanou spolupůsobením s poddajným primárním (provizorním) ostěním, jehož rychlá a dokonalá aktivace neumožní porušení a rozvolnění horniny a uvede síly v okolí výrubu do rovnováhy. Sekundární (definitivní) ostění se realizuje s časovým odstupem i několika měsíců a zajistí bezpečnou stabilitu podzemního díla po celou dobu jeho životnosti. [10]

Jedním z nejdůležitějších atributů Nové rakouské tunelovací metody je aplikace tzv. **observační metody navrhování konstrukcí** při provádění díla. Ta spočívá ve sledování (observaci) chování a upravování původního návrhu konstrukce na základě analýzy vybraných monitorovaných veličin. V aplikaci na Novou rakouskou tunelovací metodu to znamená pozorování chování masivu a primárního ostění a jejich deformací. Observační metoda byla ihned po svém vzniku použita v tunelovém stavitelství, kde našla největší uplatnění. První tunel realizovaný touto metodou byl dokončen roku 1963. Obecné zásady observační metody byly pro ražbu pomocí NRTM formulovány následovně:

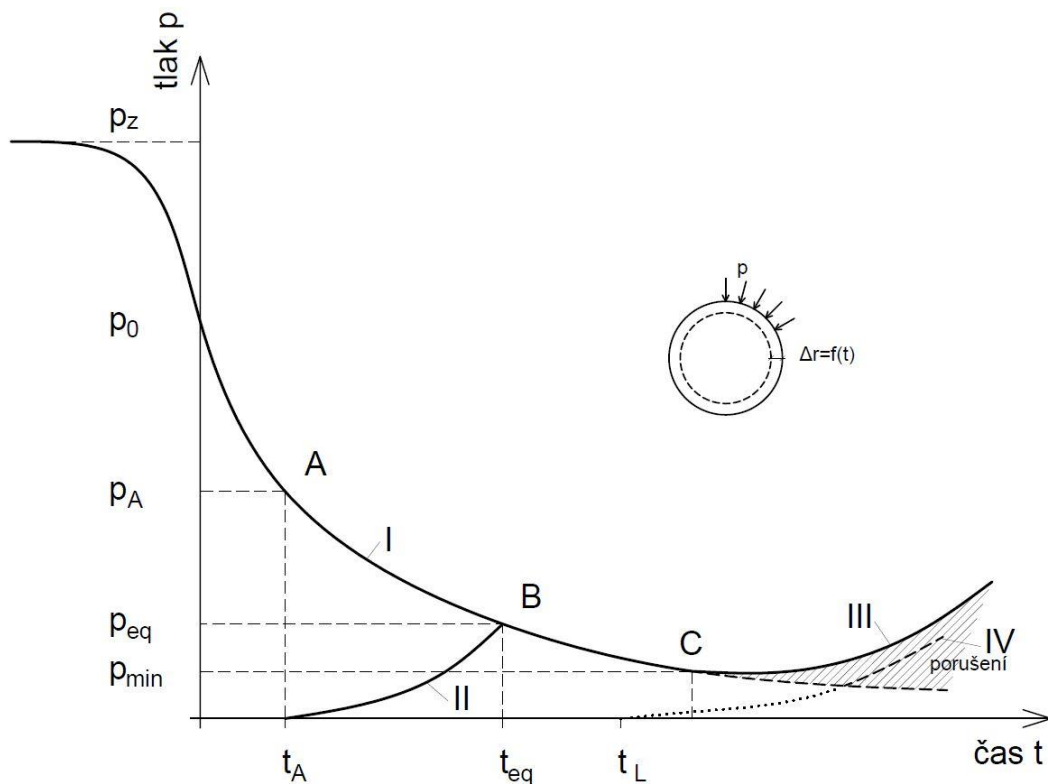
PRINCIP: Postup ražby a způsob vyztužování výrubu se upravuje v průběhu ražby

POŽADAVKY:

1. Základní návrh primárního ostění z vyztuženého a v prvních fázích tvrdnutí deformabilního stříkaného betonu – statickým výpočtem jsou stanoveny meze deformací primárního ostění a nadloží,

2. Monitorují se vybrané veličiny, nejčastěji deformace primárního ostění (konvergenční měření) a deformace po výšce tunelového nadloží (extenzometrická měření),
3. Nepříznivý průběh deformací primárního ostění nutno zastavit – zkrácením záběru, zahuštěním svorníků, členěním čelby, uzavřením ostění, zesílením primárního ostění. [10]

Nová rakouská tunelovací metoda cíleně využívá poznatek, podle něhož se tlak na výstroj zmenší, jestliže se výstroj deformuje. Graficky tento poznatek znázorňuje tzv. Fenner-Pacherova křivka, která vystihuje průběh reakce horninového masivu na vzrůst deformací provedeného výrubu (tzv. křivka reakce horninového masivu). Při zvětšující se deformaci výrubu klesá horninový tlak působící na výrub. Deformace ale nesmí překročit určitou mez, jinak dojde k porušení horniny a k nárůstu tlaků na ostění.

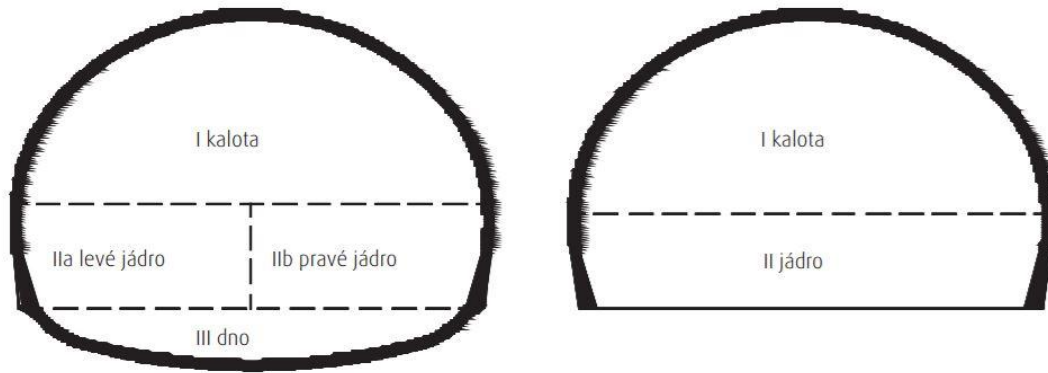


Obrázek 16: Fenner-Pacherova křivka

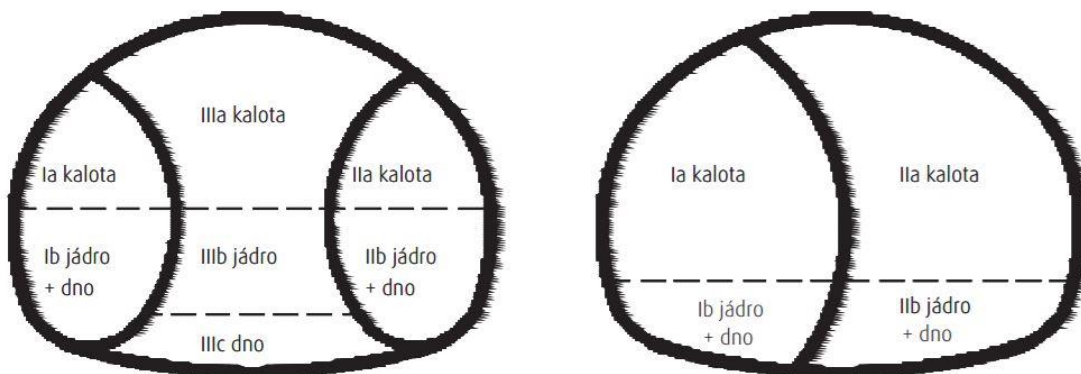
- Kde:
- I křivka reakce horninového masivu (F.-P. křivka),
 - II křivka reakce včas zabudované výztuže,
 - III nárůst tlaku z porušení masivu,
 - IV křivka reakce pozdě zabudované a příliš poddajné výztuže.

Fenner-Pacherova křivka znázorňuje praxi, že do času t_A proběhnou určité deformace výrubu. To se stane po vyražení výrubu, ale ještě před instalací primárního ostění. Tyto deformace mají za následek to, že se sníží hodnota horninového tlaku z p_0 , která odpovídá snížení původní geostatické napjatosti p_z způsobené vlivem deformací masivu proběhlých před čelbou tunelu, na ještě nižší hodnotu p_A (bod A). V tomto okamžiku dojde k instalaci primárního ostění výrubu. Po aplikaci beton teprve postupně nabývá pevnosti, takže dovoluje výrubu další deformace, které mají za následek další snížení horninového tlaku. S rostoucími deformacemi narůstá i namáhání primárního ostění (křivka II) až do okamžiku vyrovnání hodnoty klesajícího horninového tlaku s hodnotou vzrůstajícího namáhání primárního ostění. V tomto okamžiku nastane rovnovážný stav a celý proces se zastaví na hodnotě p_{eq} (bod B). Bod C na křivce reakce horninového masivu (I) určuje minimální hodnotu p_{min} tzv. pravého horninového tlaku, odpovídajícího pružnému přetváření horniny. Pokud se výrub ponechá nevystrojený příliš dlouhou dobu, začnou vznikat nadměrné deformace, které způsobí porušení horninového masivu v okolí výrubu. Od bodu C začíná zatížení výrubu vzrůstat tlakem horniny v porušené oblasti – tzv. nepravý horninový tlak (křivka III). Pokud dojde k instalaci primárního ostění příliš pozdě v čase t_L , křivka reakce výztuže (IV) se neprotne s křivkou tlaku z porušení (III), což znamená, že nedojde k vytvoření rovnovážného stavu. To může mít za následek kolaps výrubu i s primárním ostěním. [10]

Dalším významným atributem Nové rakouské tunelovací metody je možnost téměř jakéhokoli profilu výrubu. Tunely je možné razit na tzv. plný profil (nečleněný výrub) nebo je výrub členěn na jednotlivé části, které jsou raženy postupně. Členění výrubu na dílčí části se provádí zpravidla z důvodů geologických a geotechnických, což umožňuje lépe pracovat se stabilitou horniny ve stropě a v čelbě výrubu, díky čemuž se dosáhne menších deformací a menšího vlivu na nadzemní zástavbu, nebo z důvodů prováděcích – akční radius použité mechanizace. K základním typům členění výrubu patří členění horizontální (obrázek 17) a členění vertikální (obrázek 18). [10] [11]



Obrázek 17: Příklad horizontálního členění výrubu NRTM [11]



Obrázek 18: Příklad vertikálního členění výrubu NRTM [11]

Horizontální členění výrubu se zpravidla používá v kvalitnějších horninových masivech a provádí se primárně z důvodů prováděcích, kdy je strop nedostupný pro mechanismy stojící na počvě (=dnu), příp. z důvodu stability čelby. Kombinované horizontální členění je vhodné v masivech, které mají v opěří (=jádro) a počvě lepší vlastnosti než v kalotě. Svislé členění výrubu se používá v horninových masivech zhoršené a špatné kvality, jejichž stabilitu je možno zajistit pouze prováděním dílčích výrubů o malé plošné výměře, jejich vhodným tvarem a podstatným zmenšením rozpětí klenby primárního ostění ve střední kalotě. Také se používá u tunelů velkých profilů z důvodů jak prováděcích, tak stabilitních. [10] [11]

Výrazným atributem Nové rakouské tunelovací metody je použití skladby primární ostění – mezilehlá izolace – sekundární ostění. Po dosažení rovnovážného stavu primárního ostění a horninového tlaku se na líc primárního ostění připevňuje hydroizolační fólie, nejčastěji z materiálů PE či PVC-S. Ta může být po celém obvodu tunelu (typ „ponorka“) nebo jen kryje pohledovou část definitivního ostění (typ „deštník“). Sekundární ostění je nejčastěji z železového betonu, v příznivých podmínkách i z prostého betonu. Nejčastěji se provádí pomocí posuvného teleskopického bednění. [10]

6 Návrh průzkumné štoly

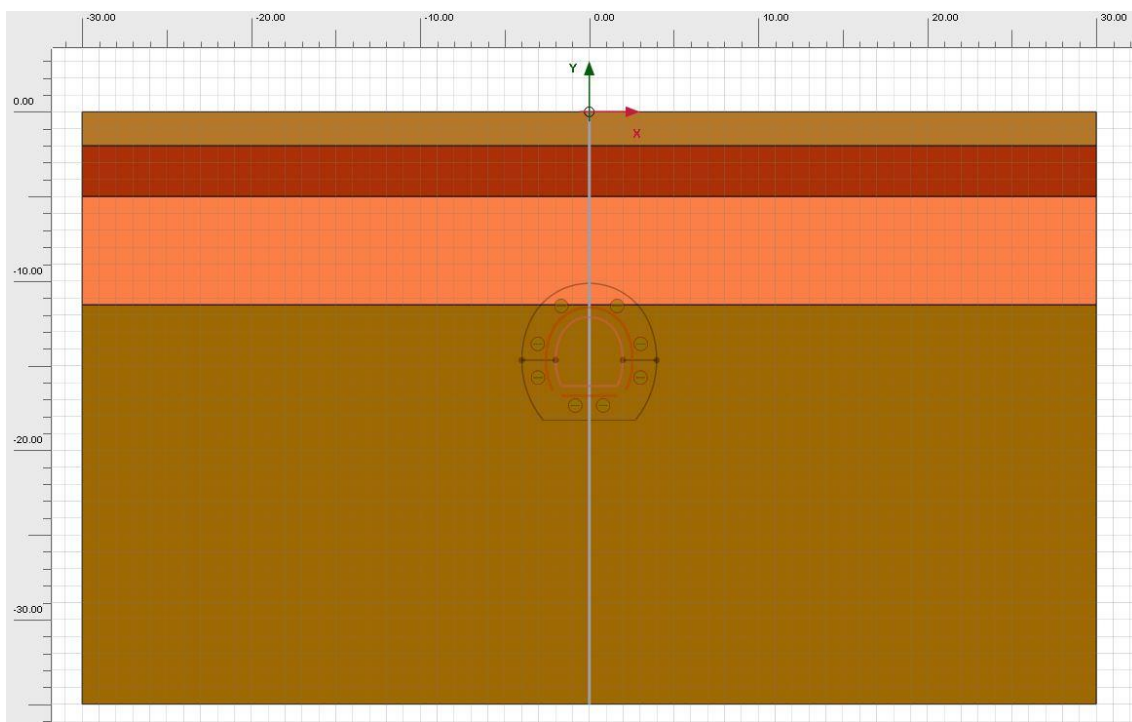
V následující části se bude bakalářská práce zabývat návrhem průzkumné štoly tunelu Luka. Cílem je vymodelovat a posoudit jeden řez průzkumné štoly pomocí programu PLAXIS, jedná se tedy o návrh primárního ostění průzkumné štoly ve 2D pomocí metody konečných prvků. Řez byl po dohodě se společností Pragoprojekt, a.s. zvolen v přibližném staničení km 11,650. Tento řez byl zvolen, protože přibližně v tomto staničení byl proveden průzkumný vrt J29, což přináší alespoň přibližnou znalost geologie v místě řezu pro vytvoření modelu. Tento řez byl také zvolen z důvodu relativně nízkého nadloží v porovnání se zbytkem trasy. Zastižená geologie v místě řezu je podrobně popsána v kapitole 3.6 této práce pomocí tabulky 2.

Cílem práce není plánovat výškové či směrové vedení trasy průzkumné štoly. To je převzato z již zpracované dokumentace pro územní rozhodnutí poskytnuté společností Pragoprojekt, a.s. Jak již bylo zmíněno v této práci, zastižené území se vyznačuje pozůstatky po důlní činnosti v Jílovském zlatonosném revíru. Trasa tunelu Luka byla původně plánována blíže dolu Bohuliby, ale to bylo vyhodnoceno jako příliš riskantní. Nyní plánovaná trasa prochází pod Panským vrchem, který ale není prakticky vůbec zdokumentován na stará důlní díla. Výjimku tvoří dvě chodby z dolu Bohuliby, které byly realizovány v 60. letech minulého století. Tyto chodby jsou popsány v kapitole 3.4 této bakalářské práce.

6.1 Vytvoření modelu

Prvním krokem při tvoření modelu je správné odhadnutí rozsahu, ve kterém se bude daný úkol modelovat. Pro výpočet bylo zvoleno vymodelování celé štoly. Pro zjednodušení je možno vymodelovat pouze polovinu štoly a spoléhat na symetrii, to však neplatí pro tento případ. Jak již bylo zmíněno v předchozí části 4.5, kde proběhl výpočet svahu pomocí metody konečných prvků, je důležité nastavit rozsah dostatečně veliký, jelikož okrajové podmínky pro dno modelu jsou takové, že body jsou vetknuté a boční okraje jsou stlačitelné ve svislém směru a umožňují posun. Jedná se v podstatě o kloub posuvný v jednom směru. Model by měl být tedy dostatečně veliký, aby tyto okrajové podmínky neměly vliv na zájmovou oblast.

Výrub štoly je široký necelé 4 metry a vysoký 4,07 metru. Velikost rozsahu ve vodorovném směru (osa x) je -30,0 až 30,0 m. Pro lepší orientaci byla osa výrubu vsazena do $x=0$. Velikost rozsahu ve svislém směru (osa y) je 0 až -35,0 m. Dno výrubu se nachází na souřadnici $y = -16,2$ m, to bylo zjištěno odměřením z podélného profilu. Rozsah modelu s umístěním štoly znázorňuje obrázek 19.



Obrázek 19: Rozsah modelu a umístění štoly

Dalším krokem je definování zemin a jejich rozhraní. Geologie popsaná v kapitole 3.6 obsahuje celkem 9 vrstev. To je však pro modelování v programu PLAXIS zbytečně podrobné, jelikož horní vrstvy mají na štolu především zatěžující účinek. Horní dvě vrstvy byly tudíž sloučeny do jedné, F4. Další sloučenou vrstvu tvoří porfyr R4, který slučuje celkem 5 vrstev od hloubky 2,0 m až do 5,0 m. Poté následuje vrstva porfyr R3 a Ryolit R3. Tyto dvě vrstvy však zůstávají nezměněné, jelikož jsou dostatečně mocné a zasahuje do nich návrh štol. Rozhraní zemin/hornin použité pro model průzkumné štol je patrné z obrázku 19 a popisuje je taktéž tabulka 6. Vrtem J29 nebyla zastižena podzemní voda, proto nebude ve výpočtu uvažována.

U všech zemin/hornin je důležité nastavit součinitel interface. Ten byl pro výpočet nastaven na hodnotu $R_{int} = 0,7$. Pokud by byl tento součinitel nastaven na hodnotu 1, znamenalo by to, že hornina a konstrukce spolu budou napevno propojeny. To lze popsat jako kloubovou vazbu mezi horninou a konstrukcí – pokud by se konstrukce deformovala, „tahala“ by horninu s sebou jako svoji součást. To je však nepřirozené chování modelu, kterému se předejde právě nastavením tohoto součinitele na hodnotu nižší než 1.

Tabulka 6: Přehled zemin/hornin modelu v PLAXIS [18]

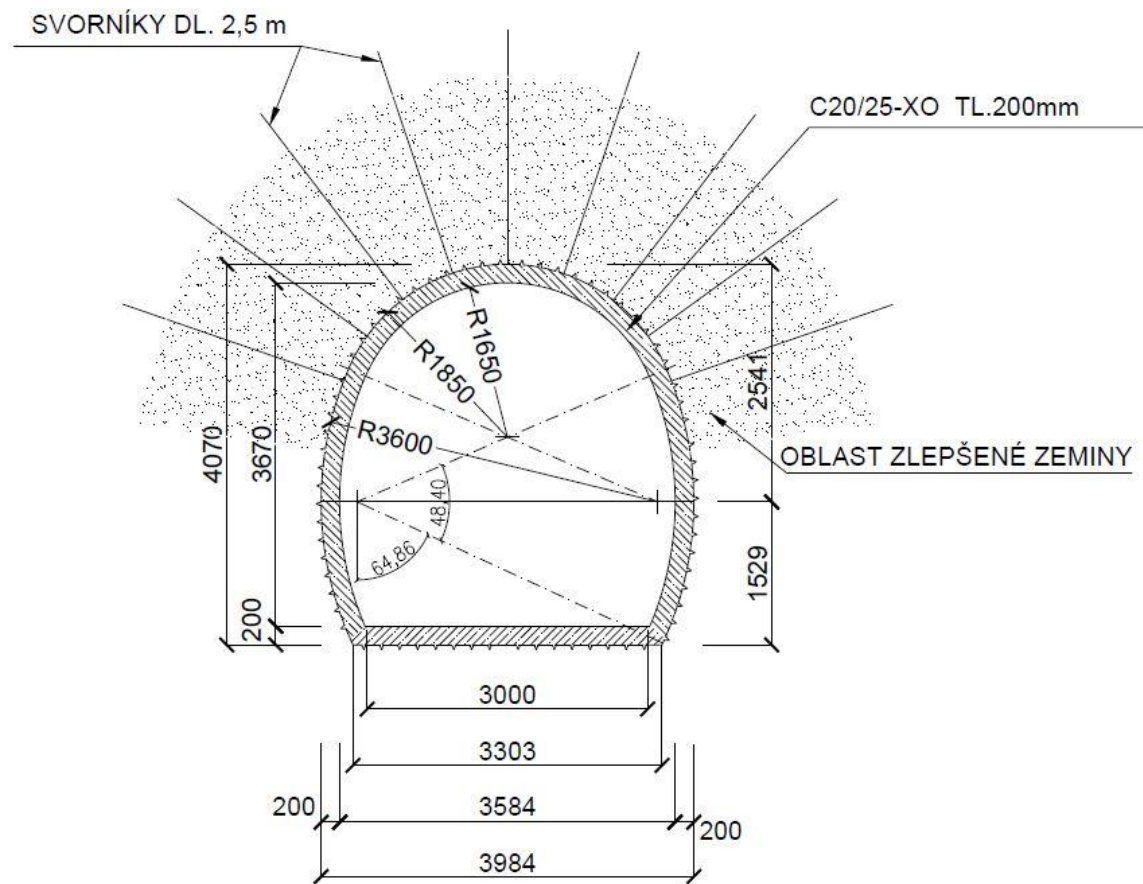
Hloubka	Popis	Zatřídění	γ [kN/m ³]	φ_{ef} [°]	C_{ef} [MPa]	ν [-]	E_{def} [Mpa]
0,00 - 2,00	Eluvium char. štěrkovitého jílu	F4	18,50	24,50	0,014	0,35	5
2,00 - 5,00	Porfyr, mírně či silně zvětralý	R4	27,00	40,00	10,00	0,15	150
5,00 - 11,40	Porfyr, mírně zvětralý	R3	27,00	45,00	100,00	0,15	500
11,40 - 35,00	Ryolit, mírně zvětralý	R3	28,00	42,00	80,00	0,20	400

Následuje definování všech rozhraní, které se týkají výrubu a štol. Tato fáze probíhá v programu PLAXIS v záložce Structures. Prvním krokem je vymodelování tvaru výrubu pro průzkumnou štol. Geometrie výrubu a průzkumné štol byla převzata z Technické zprávy tunelu Luka zpracované společností Pragoprojekt, a.s. [2]

Dno výrubu je ploché, tvořené přímkou šířky 3303 mm. V rohu následuje kružnice, jejíž počáteční relativní úhel je 64,86°, rádius 3,6 metru a úhel segmentu je 48,4°. Poté navazuje kružnice, jejíž rádius je 1,85 metru a úhel segmentu je 66,74°.

Tato kružnice uzavírá výrub po strop. Všechny tyto popsané kružnice jsou zrcadlově stejné na druhé straně výrubu.

Výrub není nijak dále členěn na několik dílčích výrubů. Jelikož se průzkumná štola nachází v tomto řezu v kvalitních horninách příznivých pro provádění podzemního díla Novou rakouskou tunelovací metodou, uvažuje se odstřel plného profilu. Znázornění příčného řezu štolou je na obrázku 20.



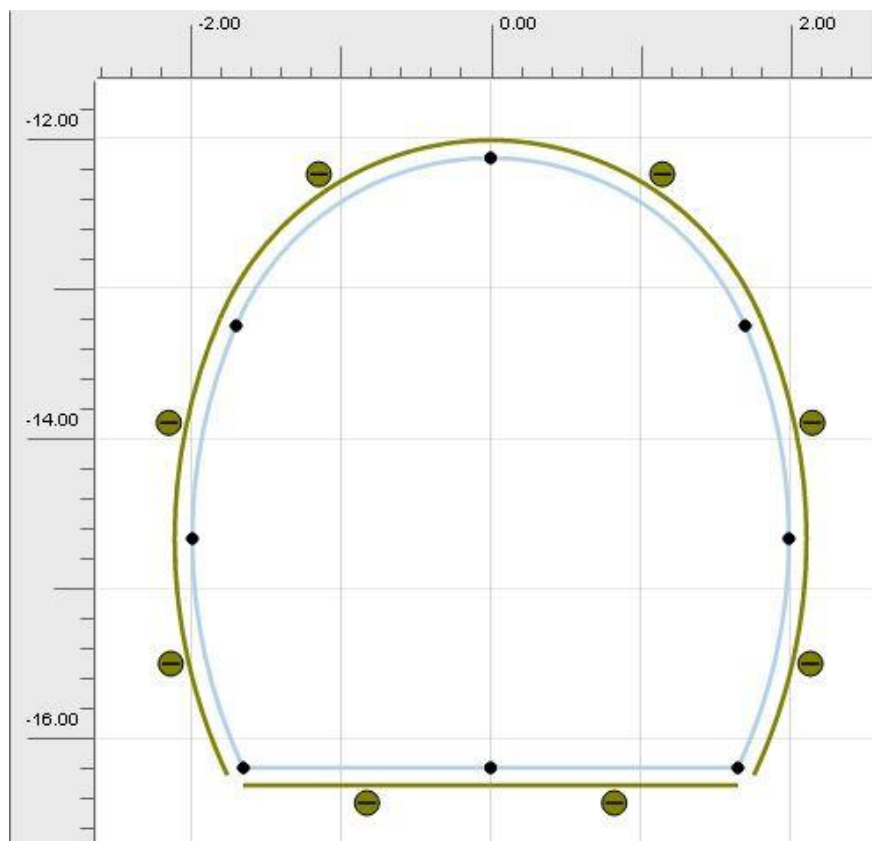
Obrázek 20: Geometrie průzkumné štoly

Všechny operace týkající se zadávání geometrie výrubu apod. probíhají v programu PLAXIS pomocí funkce „Create tunnel.“ V tomto kroku je dobré ihned po zadání geometrie vytvořit na linii výrubu prvek typu „plate,“ čímž vytvoříme nosník. Jsou dva možné přístupy, jak modelovat ostění. První, který je použit v této práci, spočívá ve vytvoření nosníku, jemuž se poté přiřadí vlastnosti jako je ohybová

tuhost EI, normálová tuhost EA, tíha materiálu v kN/m² a Poissonovo číslo ν . Jedná se tedy o nosíkový prvek.

Druhý přístup spočívá v plošném modelování ostění, kdy se do modelu vnese skutečná tloušťka ostění, která se vyplní materiálem definovaným s vlastnostmi betonu. Tento přístup je však složitější a náchylnější na chyby při vytváření modelu, jelikož se musí vytvořit velmi jemná síť, proto byl v této práci zvolen první přístup.

Druhou věcí, která se musí při zadávání geometrie definovat, je vytvoření tzv. interface. V tomto případě se jedná o negativní interface, který definuje chování mezi ostěním a přiléhající zeminou. To je názorně ukázáno na obrázku 21. Světle modrá barva znázorňuje vytvořený nosník a zelená negativní interface.



Obrázek 21: Tunnel designer

Ve chvíli, kdy jsou vytvořeny nosníky, které modelují ostění, je nutné taktéž definovat materiály, ze kterých bude vlastní ostění. Primární ostění bude provedeno ze stříkaného betonu SB 20 (C20/25) J2. Pro lepší simulaci reálných podmínek jsou do

modelu vneseny dvě stádia pevnosti stříkaného betonu. V modelu je zaveden Mladý SB a Starý SB. Pro přibližné stanovení Youngova modulu pružnosti se vyšlo z „Předepsaných pevností v tlaku mladého stříkaného betonu pro jednotlivé obory“ [12] a z modulu pružnosti vyzrálého betonu C20/25 vypočteného ze vztahu:

$$E_{cm} = 9500 f_{cm}^{\frac{1}{3}} \quad (4)$$

Kde: E_{cm} střední hodnota modulu pružnosti [GPa]

f_{cm} střední hodnota pevnosti v tlaku

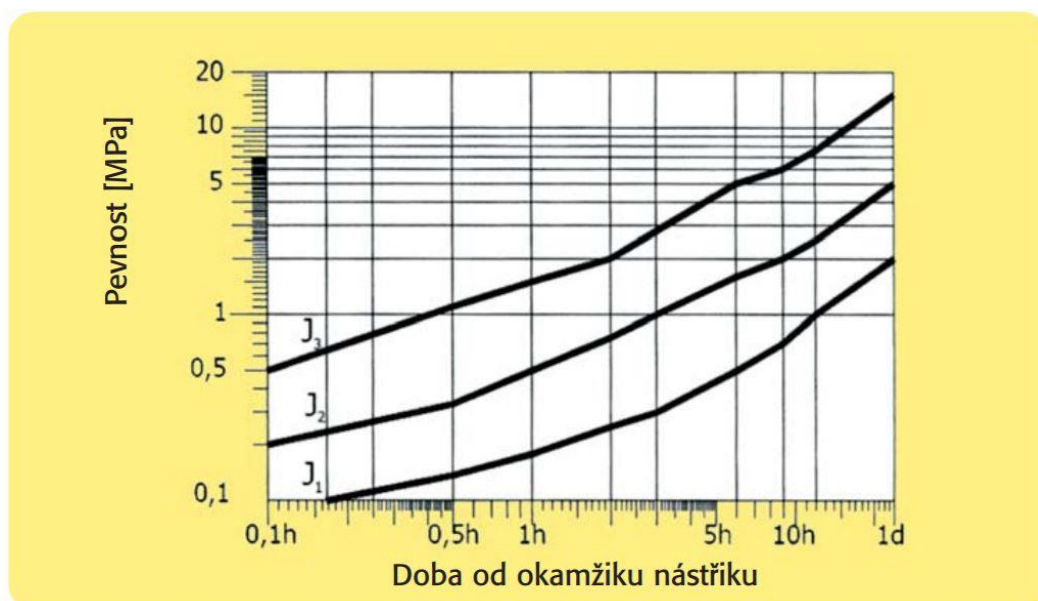
$$f_{cm} = f_{ck}[\text{MPa}] + 8 \quad (5)$$

$$f_{cm} = 20 + 8 = 28 \text{ MPa} \quad (6)$$

$$E_{cm} = 9500 \times 28^{\frac{1}{3}} = 29 \text{ GPa} \quad (7)$$

Tabulka 7: Nárůst pevnosti stříkaného betonu v čase

Obory	Doba po nástřiku									
	6 min.	10 min.	30 min.	1 hod.	2 hod.	3 hod.	6 hod.	9 hod.	12 hod.	24 hod.
J1	0,10	0,14	0,18	0,25	0,30	0,50	0,70	1,00	2,00	
J2	0,20	0,25	0,33	0,50	0,75	1,00	1,60	2,00	2,50	5,00
J3	0,50	0,75	1,10	1,50	2,00	2,80	5,00	6,00	7,50	15,00



Obrázek 22: Průběh nárůstu pevnosti stříkaného betonu v čase [12]

Parametry stříkaného betonu použité pro návrh a výpočet primárního ostění průzkumné štoly jsou uvedeny v tabulce 8.

Tabulka 8: Použité parametry stříkaného betonu

	Materiálový model	E [Mpa]	γ [kN/m ³]	ν [-]	d [m]
SB Mladý	Elastický	5 000	24,0	0,3	0,2
SB Starý	Elastický	15 000	24,0	0,2	0,2

Dalším prvkem, který je nutno definovat, jsou horninové svorníky. Svorníky jsou do horniny instalovány jako tahová výztuž, která omezuje deformaci výrubu. Svorníky se do horniny instalují nepředepnuté a aktivují se deformací horniny. Uvažují se svorníky o délce 2,5 metru a síle ve svorníku 100 kN. Na jeden záběr budou v počtu 9, což znázorňuje i obrázek 20.

Svorníky se modelují metodou, kdy se oblast horninového masivu vně výrubu nahradí horninou se zlepšenými parametry a simuluje se tak vliv svorníků na zlepšení horninového masivu. Obvykle se zvyšuje soudržnost zeminy dle vztahu, který je popsán pomocí rovnice 8 a rovnice 9.

$$c_{h+s} = c_h + c_s \quad (8)$$

Kde: c_{h+s} soudržnost horniny zvýšená vyztužením svorníky

c_h soudržnost zeminy před instalací svorníků

c_s nárůst soudržnosti vlivem instalace svorníků

$$c_s = \frac{N}{A} \times \frac{1 + \sin \varphi_{ef}}{2 \times \cos \varphi_{ef}} \times \frac{1}{\gamma_{kc}} \quad (9)$$

Kde: N uvažovaná síla ve svorníku [kN]

A plocha horniny připadající na jeden svorník [m²]

φ_{ef} úhel vnitřního tření horniny [°]

γ_{kc} koeficient bezpečnosti kotvení [-]

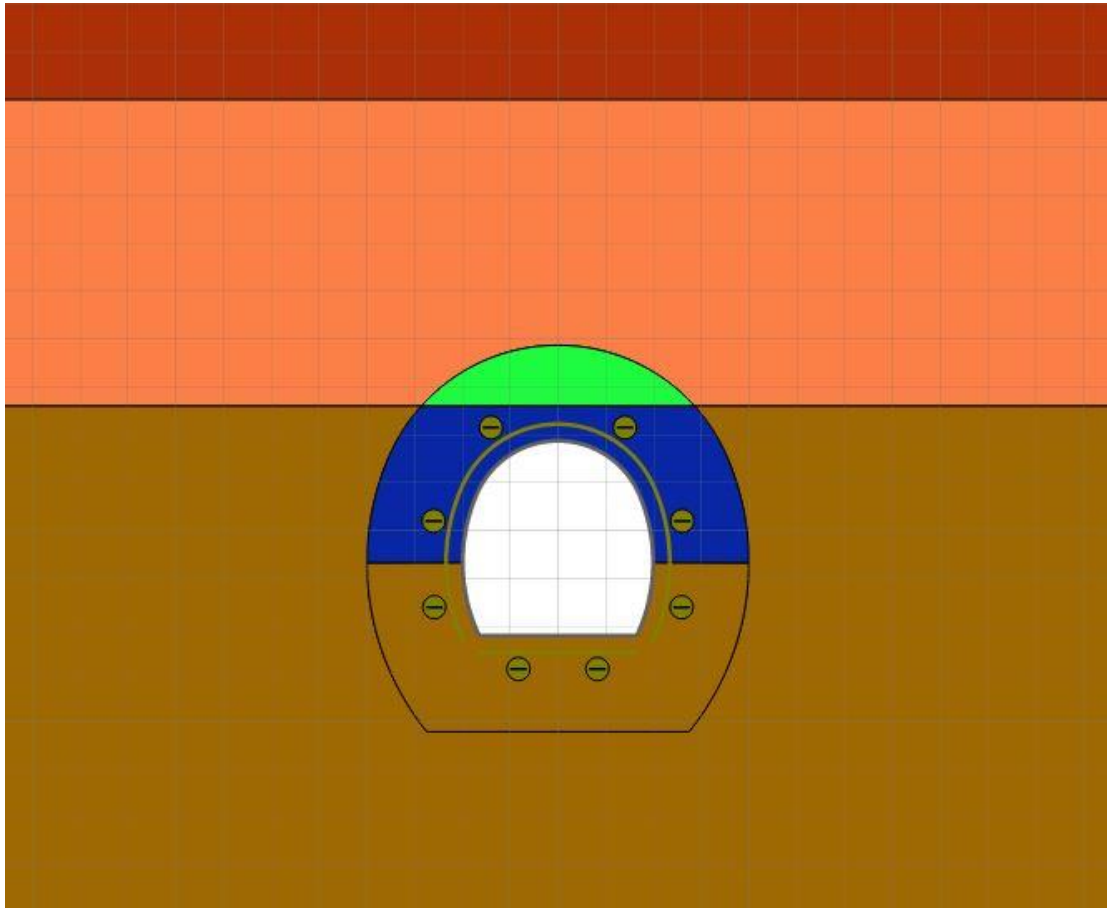
Délka svorníků je 2,5 m, ale nedá se uvažovat, že by měly svorníky zásadní vliv na horninu v místě ukončení svorníků. Proto se bude prokotvená oblast uvažovat 2,0 metru od hranice výrubu. Tato oblast je znázorněna na obrázku 20. Délka záběru se předpokládá 1,5 m. Obvod výrubu, kde jsou uvažovány svorníky, je přibližně 5,70 m. Při délce záběru je plocha připadající na svorníky $A = 1,5 \times 5,7 = 8,55 \text{ m}^2$. Při uvážení devíti svorníků je plocha na jeden svorník přibližně $1,0 \text{ m}^2$.

Oblast zlepšené zeminy zasahuje do rozmezí dvou různých hornin – Porfyr R3 a Ryolit R3. Proto je nutné spočítat nárůst zpevnění u obou těchto hornin. Výpočet bude proveden podle rovnice 9. Rovnice 10 vyjadřuje výpočet pro Porfyr R3 a rovnice 11 vyjadřuje výpočet pro Ryolit R3.

$$c_{s \text{ porfyr}} = \frac{100}{1} \times \frac{1 + \sin 45}{2 \times \cos 45} \times \frac{1}{1,5} = 80 \text{ kPa} \quad (10)$$

$$c_{s \text{ ryolit}} = \frac{100}{1} \times \frac{1 + \sin 42}{2 \times \cos 42} \times \frac{1}{1,5} = 75 \text{ kPa} \quad (11)$$

Dalším krokem je zanesení zlepšení horniny v důsledku instalace svorníků do výpočtového modelu. V programu PLAXIS je patrně nejjednodušším řešením vytvoření ekvidistantního tunelu, který bude sloužit jako vnější hranice oblasti zlepšené horniny. Proto byl vytvořen ještě jeden tunel, který byl proveden 2,0 metru vně skutečného tunelu. Tomuto tunelu se nepřičítá žádný nosník, ani interface. Jeho účelem je pouze definovat hranici oblasti. Tím v modelu vznikly další 3 oblasti – okolo opěří a dna štoly, v místě kaloty v Ryolitu R3 a v místě kaloty v Porfyru R3.



Obrázek 23: Ekvidistanční tunel a oblasti zlepšené zeminy

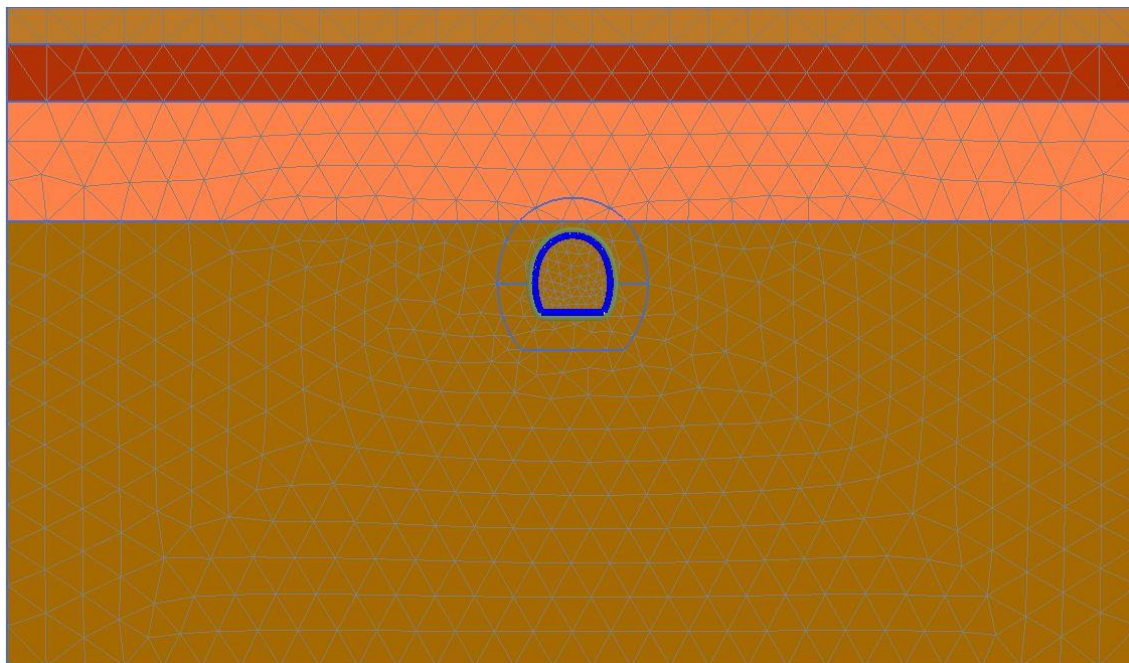
Na obrázku 23 je zelenou barvou vyznačena oblast zlepšené horniny Porfyr R3 a modrou barvou oblast zlepšené horniny Ryolit R3 v důsledku instalace svorníkové výztuže.

Tímto je sestrojen a definován celý výpočtový model. V následujících krocích bude proveden výpočet.

6.2 Výpočet

Základem výpočtu je vytvoření sítě konečných prvků MKP. Program PLAXIS vytvoří síť konečných prvků pomocí zabudovaného generátoru sítě. Není potřeba nastavovat délky prvků. Program automaticky odhadne, ve kterých místech je potřeba síť zjemnit za účelem dosažení přesnějších výsledků – to se děje zejména v oblastech nosníků, uvnitř tunelu či na rozhraní jednotlivých oblastí. Uživatel však může zadat, zda chce síť vytvořit spíše jemnou nebo hrubou a také může síť ručně změnit v oblastech, ve kterých by nebyl s automaticky vygenerovanou sítí spokojen. Při výpočtu této úlohy bylo nastaveno, aby se síť vytvořila velmi jemná. To znamená, že program vytvoří nejvíce bodů v síti MKP. V případě této úlohy program PLAXIS vytvořil síť konečných prvků, která obsahuje 1366 prvků. Na první pohled se může zdát, že jemnější síť je vždy lepším řešením, ale při modelování složitých úloh to znamená delší a komplikovanější výpočet programu, který nemusí přinést přesnější výsledky.

Síť MKP vytvořená programem PLAXIS je znázorněna na obrázku 24.



Obrázek 24: Síť MKP

Dalším krokem je vytvoření a definování jednotlivých fází výpočtu. Zde je velice důležité jednotlivé fáze dobře promyslet tak, aby se výpočtový model co možná nejvíce přiblížil skutečnosti a výsledky získané výpočtem byly co nejpřesnější. V této práci je snaha nastavit fáze tak, aby odpovídaly realizaci podzemního díla podle zásad Nové rakouské tunelovací metody.

Výpočet bude rozdělen do následujících fází:

- 1- Fáze výpočtu primární napjatosti
- 2- Odtěžení – provedení výrubu
- 3- Aplikace betonu a svorníkové výztuže
- 4- Starý beton s vyšší pevností

Následuje podrobnější popis jednotlivých fází. Výsledky výpočtu budou následovat v další kapitole.

6.2.1 Fáze 1 – Fáze výpočtu primární napjatosti

V této fázi dojde k výpočtu primární napjatosti, což je původní napjatost v horninovém masivu dosud neporušeném výrubem. Primární napjatost se dělí na gravitační a tektonickou. Gravitační primární napjatost je vyvolána objemovou tíhou hornin. Vztah pro výpočet primární napjatosti ve svislém směru je popsán rovnicí 12.

$$\sigma_z = \gamma \times h \quad (12)$$

Kde: σ_z napětí ve svislém směru [kPa]
 γ objemová tíha zeminy/horniny [kN/m³]
 h hloubka masivu [m]

Pro výpočet vodorovné složky primární napjatosti platí vztah popsán rovnicí 13.

$$\sigma_x = K_0 \times \sigma_z \quad (13)$$

Kde: σ_x napětí ve vodorovném směru [kPa]
 K_0 koeficient pro výpočet vodorovné složky napětí [-]
 σ_z napětí ve svislém směru [kPa]

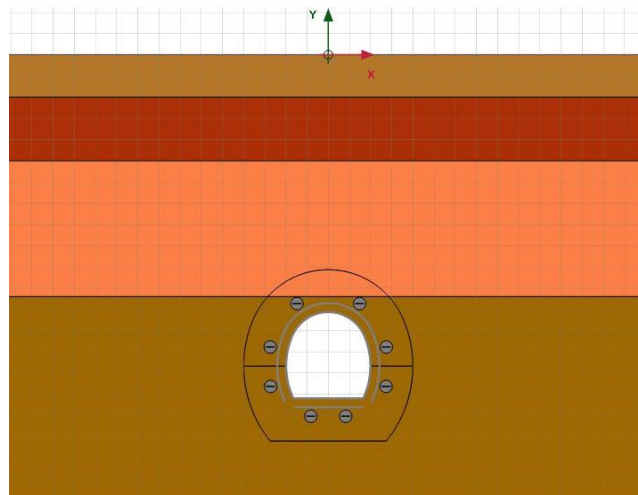
Koeficient K_0 je v programu PLAXIS získán podle vztahu, který je popsán rovnicí 14. Tento způsob výpočtu je vhodný pro modely, kde jsou všechna rozhraní vodorovná, což platí pro náš model.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (14)$$

Kde: K_0 koeficient pro výpočet vodorovné složky napětí [-]
 φ úhel vnitřního tření horniny [°]

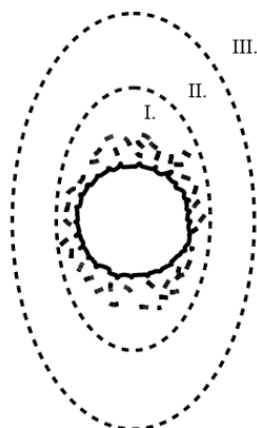
6.2.2 Fáze 2 – Odtěžení – provedení výrubu

V této fázi dojde k odtěžení horniny. Jak již bylo zmíněno, uvažuje se plný výrub. Vylomením výrubu v horninovém masivu nastane stav tzv. sekundární napjatosti. To znamená, že dojde k narušení původního rovnovážného stavu primární napjatosti, který se přetransformuje do stavu sekundární napjatosti. Napětí „obeče“ výrub. Tento předpoklad bude ověřen v části interpretace výsledků.



Obrázek 25: Provedení výrubu

Horninu v okolí výrubu lze rozdělit do tří pásem. V pásmu 1 má hornina v okolí výrubu tendenci deformovat se do výrubu a v důsledku změny napětí se rozvolňuje. Proto je nutné co nejdříve aktivovat ostění tak, aby se hornina nezbortila do výrubu. Pásmo 2 tvoří oblast zvýšených napětí. V této oblasti dochází k vytvoření tzv. horninové klenby, která přenáší většinu zatížení, proto zde dojde k vytvoření napětí, které je vyšší než ve fázi primární napjatosti. Pásmo 3 je oblast, ve které nedochází k ovlivnění napětí výrubem. Napětí v této oblasti je tedy totožné s primárním napětím.



- I.- pásmo snížených napětí**
II. - pásmo zvýšených napětí
III. - pásmo napětí neovlivněných výrubem

Obrázek 26: Pásma napětí okolo výrubu

Ražba tunelu je modelována jako rovinný model 2D, což ale nedostatečně vystihuje prostorové chování a změny napjatosti horninového masivu probíhající během realizace podzemního díla. Horninová klenba se nevytváří jen ve směru příčném, tak jako je to znázorněno na obrázku 26, ale i ve směru podélném, kdy je dočasně nevystrojený výrub podporován horninovým masivem před čelbou a již vystrojenou částí výrubu. Výrub vymodelovaný ve 2D tedy není namáhán plným zatížením od horniny nacházející se nad výrubem. Je tedy nutné alespoň částečně zavést toto prostorové chování masivu do plošného modelu.

Prostorové chování horniny se může do modelu zavést několika způsoby. Prvním je metoda změkčení jádra, při které se postupně snižuje modul pružnosti horniny v oblasti výrubu. Druhým způsobem je metoda výpočetních prstenců, která je podobná metodě změkčení jádra. Při ní se ražba rozdělí na několik prstenců, kterým se postupně mění vlastnosti horniny. Třetím způsobem je metoda HME – změkčení ostění hypotetickým modulem pružnosti. Čtvrtým způsobem, který je použit v této práci, je β metoda. Principem této metody je rozdělení počátečního napětí p_0 do dvou částí: $(1-\beta)p_0$ a βp_0 . Ve fázi 2 – odtěžení je použit koeficient $\beta=0,4$, což znamená, že na neobzděný výrub působí 60 % zatížení a dojde tak k vývoji části deformací ještě před

provedení primárního ostění. V programu PLAXIS se toto definuje v nastavení fáze, kdy se hodnota ΣM_{STAGE} nastaví na hodnotu 0,6, což odpovídá koeficientu $\beta=0,4$.

6.2.3 Fáze 3 – Aplikace betonu a svorníkové výztuže

V této fázi dojde k aplikaci ostění, které bude tvořit stříkaný beton mladý. Mladý stříkaný beton má simulovat počáteční stadia tuhnutí, kdy ještě nenabyl vysoké tuhosti. To dovolí masivu deformovat se ještě před tím, než ostění dosáhne vyšší tuhosti a rovnovážného stavu s horninou, což je přesně principem NRTM. Také je to druhá fáze výpočtu podle β metody, kdy na ostění působí zbytek zatížení a dosáhne se tak simulace prostorového chování horninového masivu. V tomto případě bude na ostění působit zbytek, tedy 40 % zatížení. To se v programu PLAXIS zařídí tak, že v této fázi už je nastaveno ΣM_{STAGE} na hodnotu 1,0.

Je důležité, aby se s ostěním aktivoval i tzv. interface, čili nastavení spolupůsobení horniny a ostění. Tento princip byl podrobně popsán v kapitole 6.1 na straně 41.

V této fázi je současně uvažováno provedení horninových svorníků. Jejich provedení je do modelu zaneseno tak, že byl vytvořen ekvidistantní tunel ve vzdálenosti 2,0 metru od hrany výrubu a v prostoru mezi těmito hranicemi se nyní vymění původní hornina za horninu se zlepšenou soudržností. Hranice zlepšené horniny zasahují jak do Porfyru R3, tak Ryolitu R3. Celé rozvržení zlepšené horniny, aktivovaného ostění a interface je patrné z obrázku 23 na straně 47.

6.2.4 Fáze 4 – Starý beton s vyšší pevností

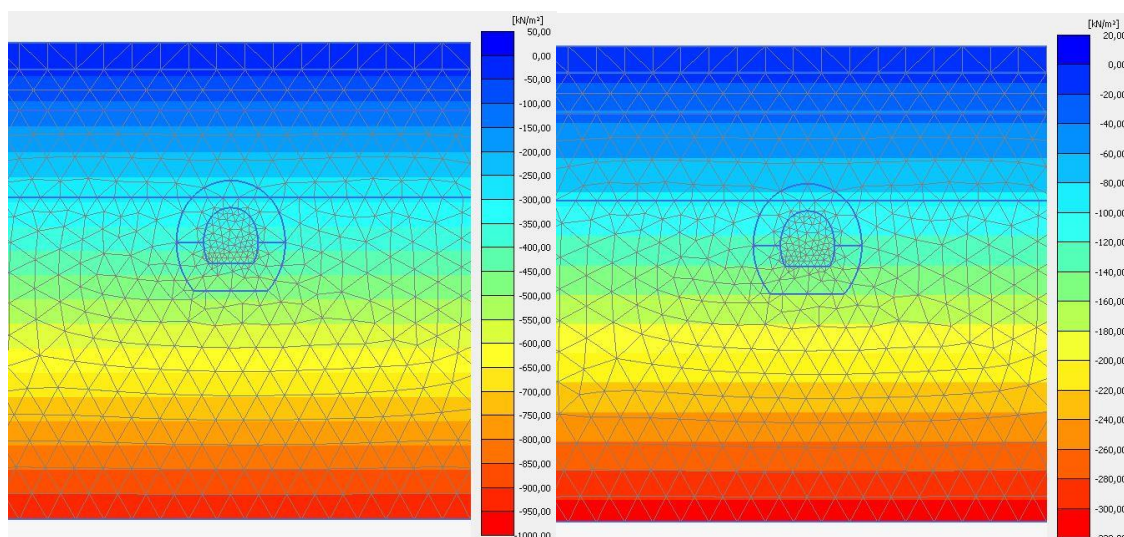
V této fázi dojde pouze k výměně parametrů ostění mladého za parametry ostění starého. Tento krok má simulovat postupné stárnutí a vyztváření betonu, který se v čase stává únosnější a nastane tak rovnovážný stav horniny a primárního ostění. Tento princip byl podrobně popsán v kapitole 5 při popisu Nové rakouské tunelovací metody.

6.3 Výsledky

Výsledky budou interpretovány podle jednotlivých fází výpočtu a vždy podány tak, aby potvrdily teorie a předpoklady související s Novou rakouskou tunelovací metodou.

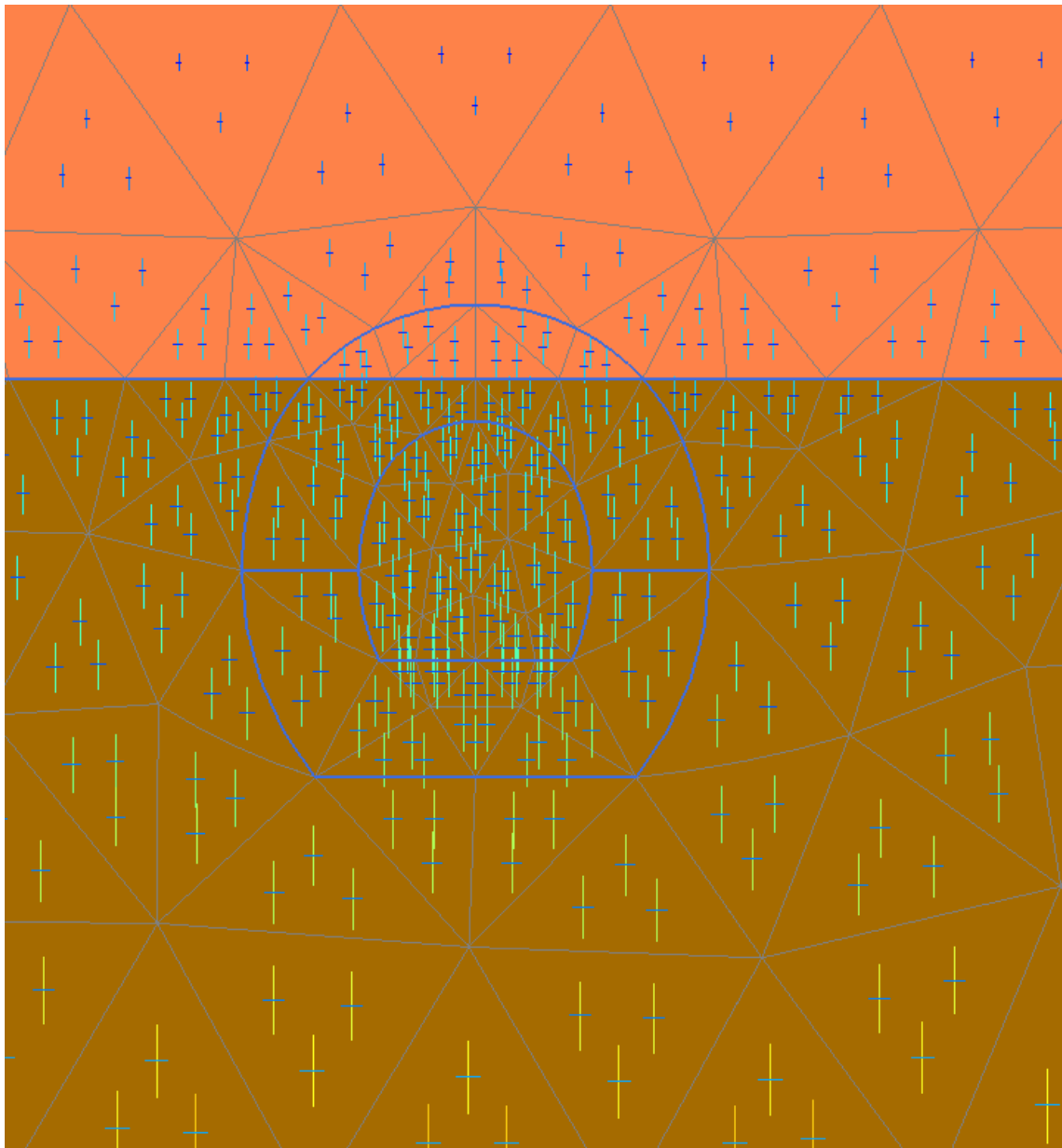
6.3.1 Fáze 1 – Fáze výpočtu primární napjatosti

Ve fázi 1 je nejdůležitější průběh napětí neporušeným horninovým masivem. Výsledky odpovídají předpokladům popsaným v kapitole 6.2.1.



Obrázek 27: Fáze 1 - Vlevo průběh napětí σ_z ; vpravo průběh napětí σ_x

Obrázek 27 znázorňuje průběh napětí σ_z a σ_x . Je splněn předpoklad, že s přibývajícím hloubkou napětí rovnoměrně narůstá. Také je zde splněn předpoklad, že $\sigma_x = K_0 \times \sigma_z$, přičemž K_0 odpovídá přibližně hodnotě 0,293 ve spodních vrstvách ryolitu podle vztahu popsaného rovnicí 14: $K_0 = 1 - \sin 45 = 0,293$.

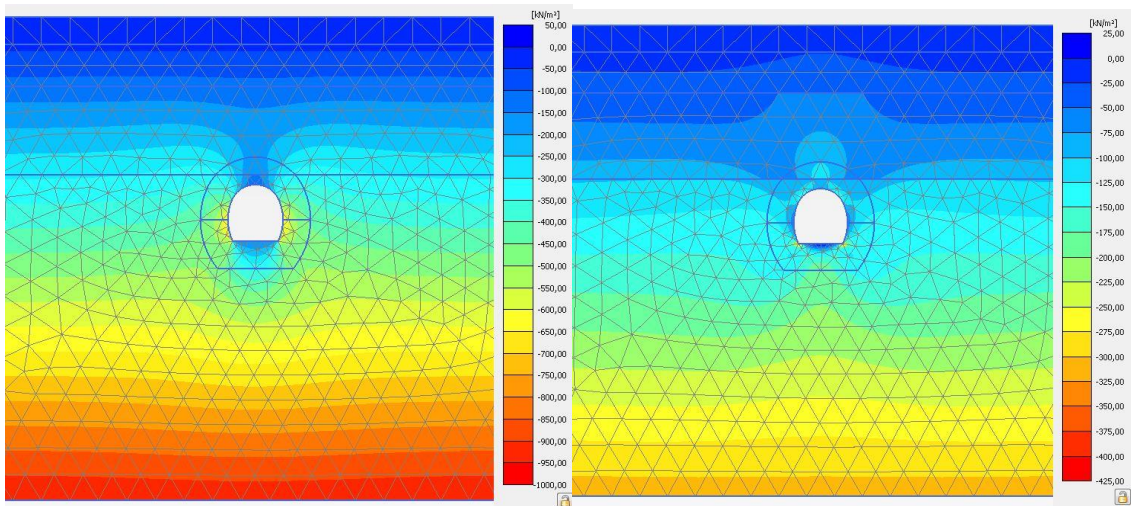


Obrázek 28: Fáze 1 - hlavní napětí

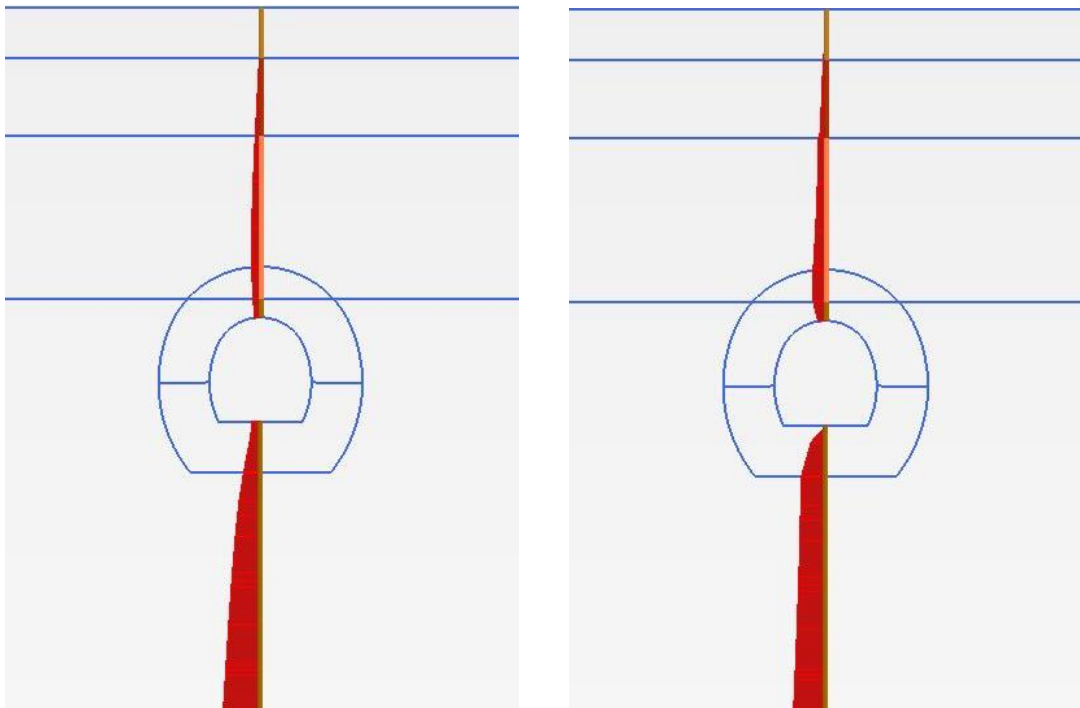
Obrázek 28 znázorňuje hlavní napětí v oblasti budoucího výrubu ve formě os elips hlavních napětí. Je jasně vidět, že hlavní napětí jsou v dokonale svislém a vodorovném směru a jsou na sebe kolmá. Napětí ve svislém směru je mnohem větší a vodorovné napětí svou velikostí odpovídá přenásobení svislého napětí hodnotou 0,293.

6.3.2 Fáze 2 – Odtěžení – provedení výrubu

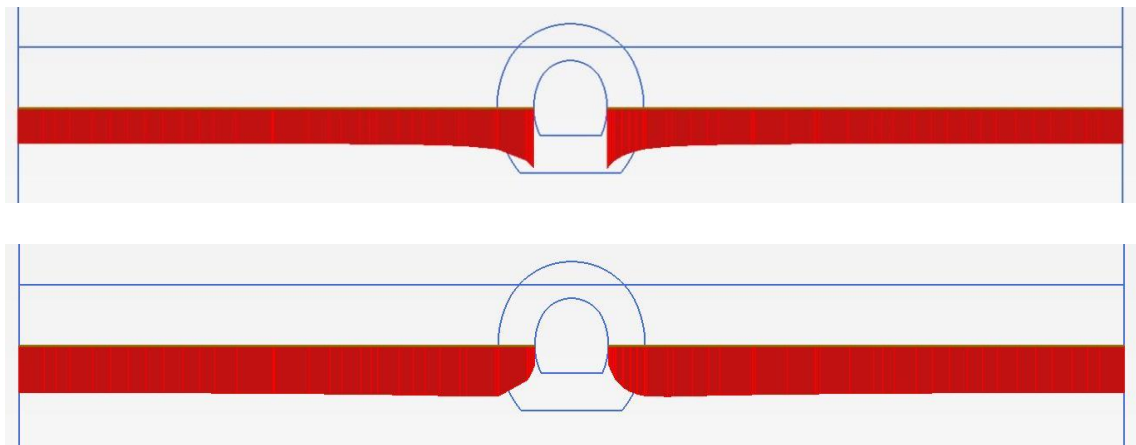
V této fázi došlo k provedení výrubu horniny. Na obrázku 29 a na obrázku 30 a 31 je vidět, jak dochází k redistribuci napětí po provedení výrubu. Je zde dobře vidět, že je splněn předpoklad sekundární napjatosti, že ve svislém řezu se napětí σ_z a σ_x v místě výrubu blíží nule a poté se vrací do hodnot blížících se primární napjatosti.



Obrázek 29: Fáze 2 - Vlevo průběh napětí σ_z ; vpravo průběh napětí σ_x

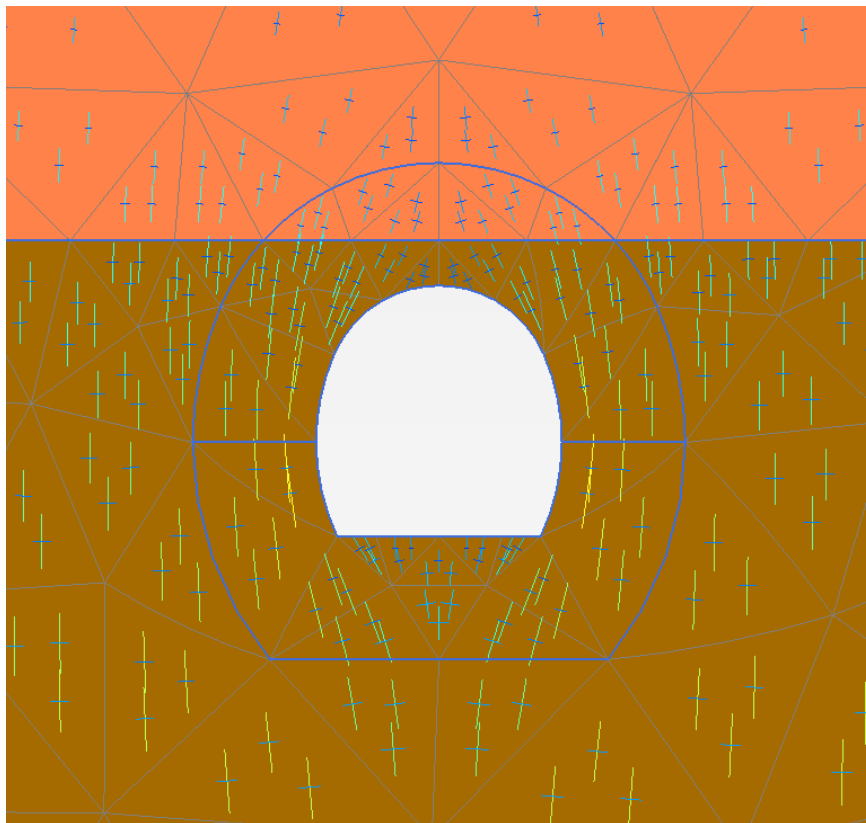


Obrázek 30: Fáze 2 - Průběh napětí ve svislém řezu – vlevo σ_z a vpravo σ_x



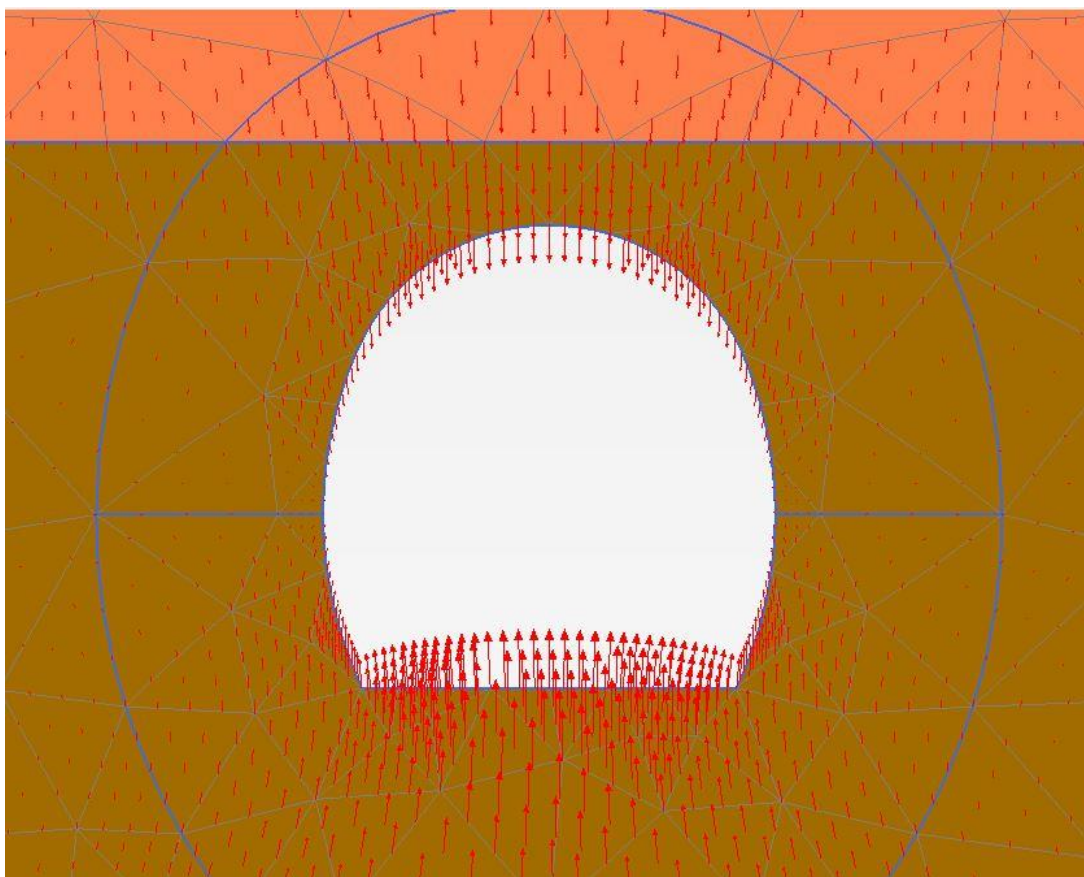
Obrázek 31: Fáze 2 - Průběh napětí ve vodorovném řezu – nahoře σ_z a dole σ_x

Na obrázku 31 je potvrzen předpoklad, že napětí σ_z ve vodorovném řezu naroste v místě výrubu. To je zapříčiněno vytvořením klenby a koncentrací svislého napětí. Napětí σ_x ve vodorovném řezu naopak klesá k nule v místě výrubu. To je zapříčiněno tím, že hornina se ve vodorovném směru může deformovat do výrubu.



Obrázek 32: Fáze 2 - hlavní napětí

Na obrázku 32 je vidět redistribuce a obtékání napětí v okolí výrubu pomocí znázornění hlavních napětí.



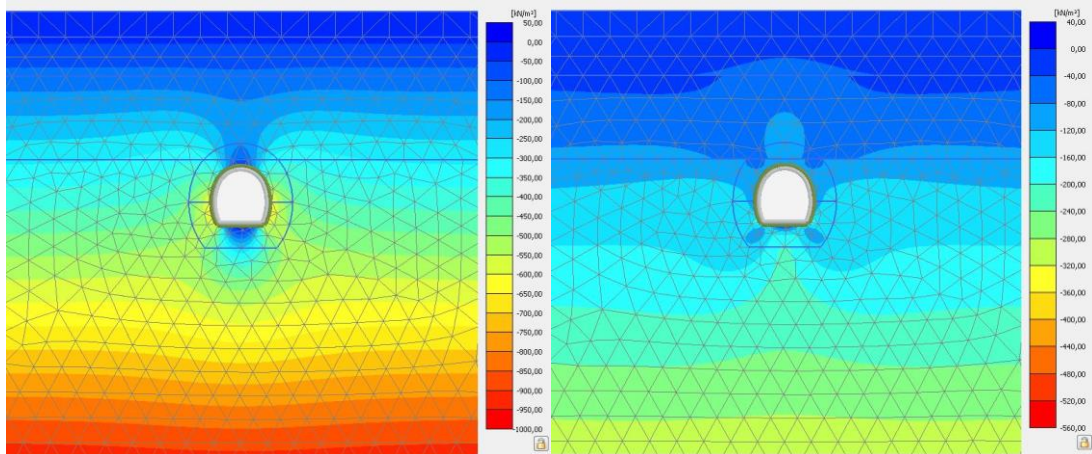
Obrázek 33: Fáze 2 - směr a velikost deformací

Na obrázku 33 jsou znázorněny velikosti a směr deformací nevystrojeného výrubu, na který působí 60 % zatížení od horniny v důsledku použití β metody s koeficientem $\beta = 0,4$. Nevystrojený výrub se nejvíce deformuje v oblasti dna. To je způsobeno především rovným tvarem dna, které není ideální z hlediska statického působení. Mnohem příznivější by bylo, pokud by bylo dno také klenbovitě zakřivené. To by však nebyl ideální tvar z hlediska realizace díla. Největší deformace v oblasti dna výrubu však podle výpočtu byla přibližně 2,5 mm, což je velice příznivá hodnota.

6.3.3 Fáze 3 – Aplikace betonu a svorníkové výztuže

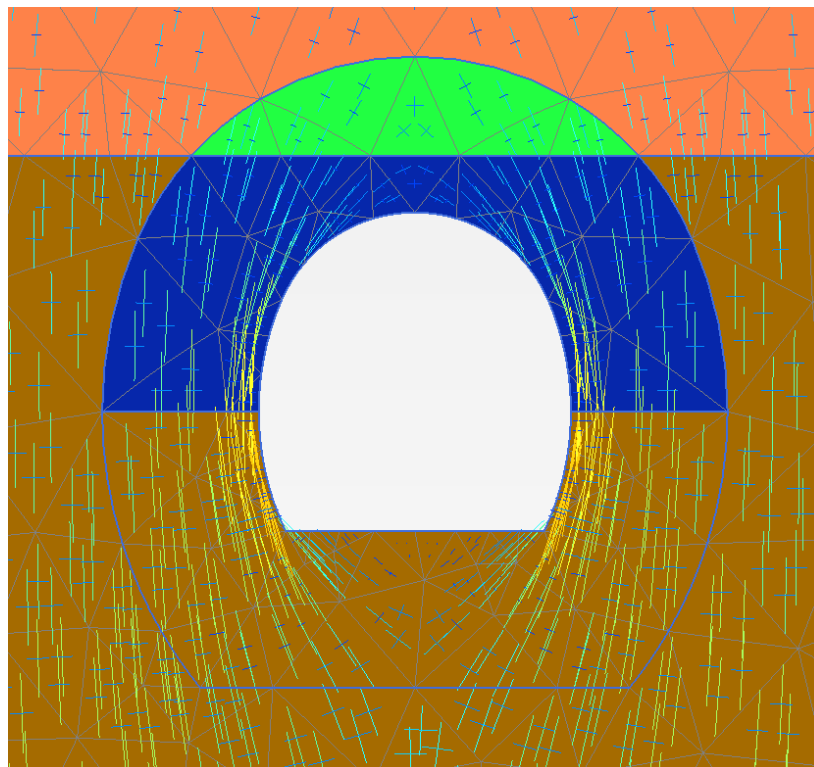
V této fázi došlo k aplikaci primárního ostění a svorníkové výztuže. Byly použity parametry pro mladý beton tak, aby bylo primární ostění poddajné a mohlo docházet k dalšímu vývoji deformací. Svorníková výztuž byla do modelu vnesena pomocí výměny původní horniny za horninu se zlepšenými parametry.

Tato fáze je taktéž druhou částí aplikace β metody, což znamená, že oproti předchozí fázi už na výrub působí 100 % zatížení. 60 % zatížení však přenesla v předchozí fázi sama hornina a v této fázi na ostění působí zbylých 40 %.

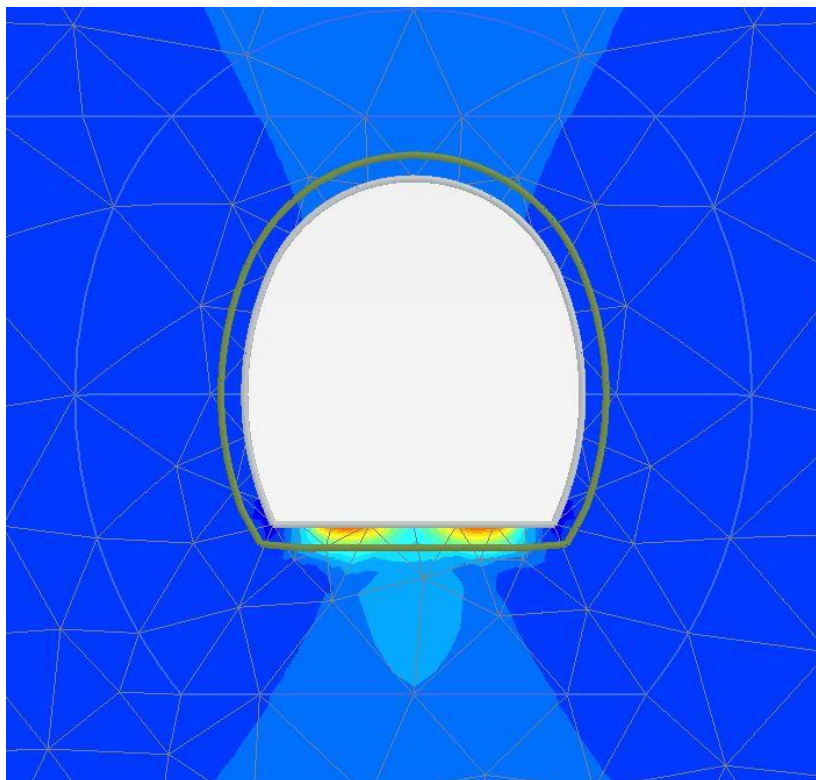


Obrázek 34: Fáze 3 - Vlevo průběh napětí σ_z ; vpravo průběh napětí σ_x

Průběh napětí σ_z a σ_x je ve fázi 3 podobný průběhu ve fázi 2. Některé změny však nastaly, například aplikací primárního ostění se napětí nad výrubem transformovaly do dokonalejší klenby, což dokazuje obrázek 35, kde je nad výrubem řádově větší napětí ve vodorovném směru.



Obrázek 35: Fáze 3 - Hlavní napětí



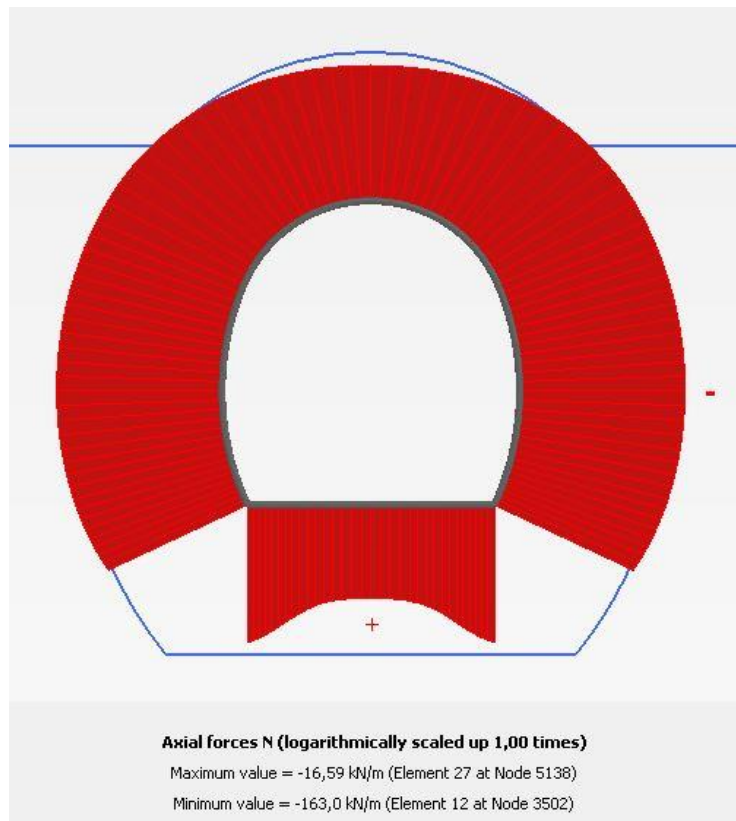
Obrázek 36: Fáze 3 - Plastické přetvoření

Na obrázku 36 jsou znázorněna poměrná přetvoření horniny v okolí výrubu. V místě žluté a červené barvy dochází k rozvoji plastického přetváření horniny, což dokazuje, že hornina je nejvíce namáhána v místě dna štoly.

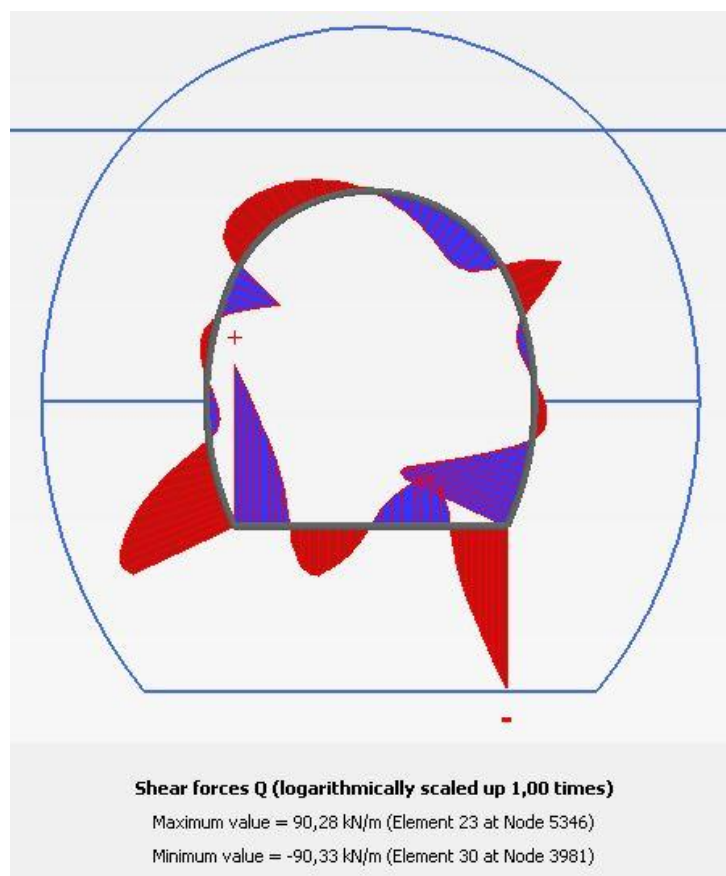
Ve fázi 3 došlo k největším deformacím rovněž v oblasti dna štoly. Hodnota největší deformace je 3,70 mm, což představuje nárůst deformace přibližně o 48 %. To dokazuje, že primární ostění bylo dostatečně poddajné, aby mohlo dojít k dalšímu rozvoji deformací a nastolení rovnovážného stavu horniny a primárního ostění.

6.3.4 Fáze 4 – Starý beton s vyšší pevností

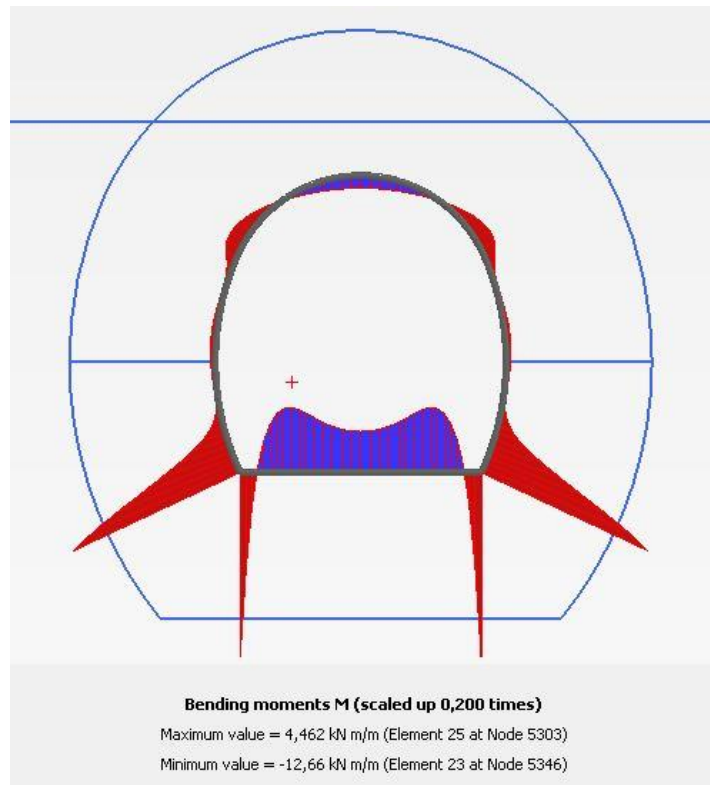
Ve fázi 4 došlo pouze k vyměnění parametrů stříkaného betonu z mladého na starší. Uvažuje se, že v této fázi došlo k rovnováze mezi horninou a ostěním. Proto jde v této fázi zejména o získání průběhů vnitřních sil, které budou použity pro návrh výztuže primárního ostění. Průběhy vnitřních sil znázorňují obrázky 37, 38 a 39.



Obrázek 37: Fáze 4 - Průběh normálové síly primárního ostění



Obrázek 38: Fáze 4 - Průběh posouvající síly primárního ostění



Obrázek 39: Fáze 4 - Průběh momentu primárního ostění

Pro návrh výztuže budou použity kombinace N a M. V místě největší normálové síly $N = -163,00 \text{ kN/m}$ je moment $M = -0,341 \text{ kNm/m}$. V místě největšího momentu $M = -12,66 \text{ kNm/m}$ je normálová síla $N = -114,08 \text{ kN/m}$.

6.4 Návrh výztuže

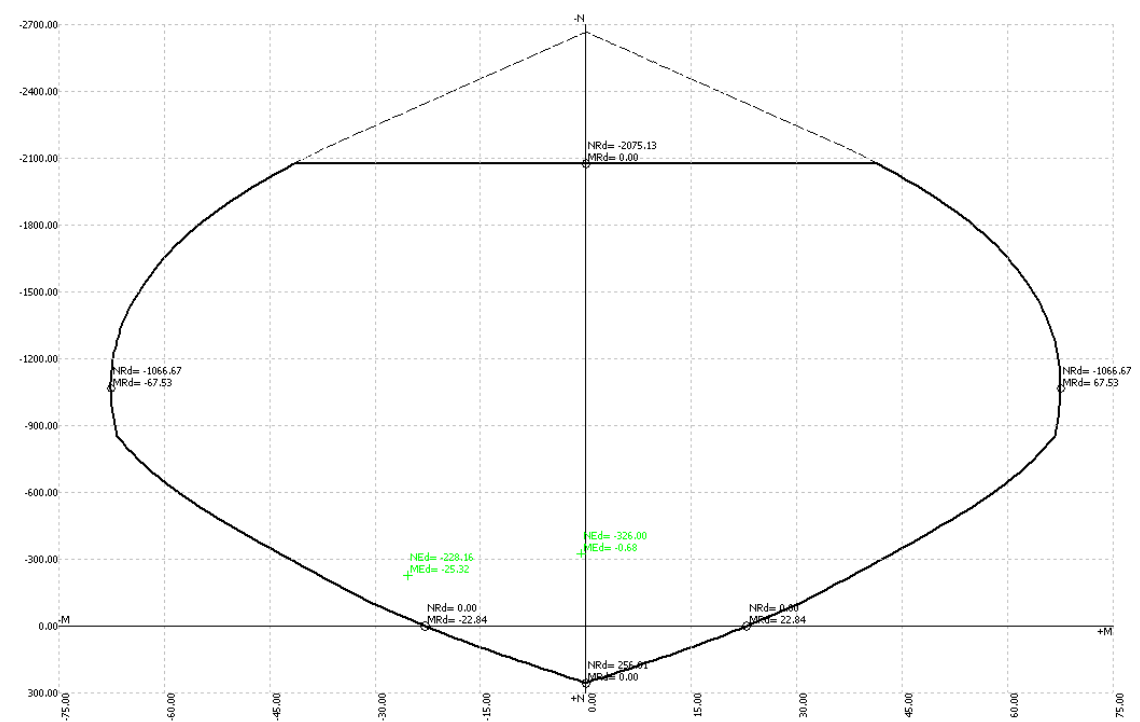
Výztuž bude navržena pomocí programu FIN10 – Beton 2D EC, který vytvoří interakční diagram pro zadaný průřez a poté posoudí, zda jednotlivé zatěžovací stavy vyhovují a jsou uvnitř interakčního diagramu. Program Beton 2D EC posuzuje průřezy podle ČSN EN 1992-1-1. Pracuje s několika součiniteli spolehlivosti, které automaticky aplikuje. Jsou to:

- součinitel spolehlivosti betonu $\gamma_c = 1,5$
- součinitel spolehlivosti oceli $\gamma_s = 1,15$
- součinitel spolehlivosti modulu pružnosti betonu $\gamma_{ce} = 1,2$

Je také nutné přenásobit charakteristické vnitřní síly součinitelem bezpečnosti numerického modelu, který byl zvolen jako $\gamma_F = 2,0$. Návrhové zatěžovací stavy shrnuje tabulka 9.

Tabulka 9: Návrhové zatěžovací stavy pro návrh výztuže

Zatěžovací stav	Normálová síla N_{ED} [kN]	Moment M_{ED} [kNm]
1. ZS	-326,00	-0,682
2. ZS	-228,16	-25,320



Obrázek 40: Interakční diagram

Obrázek 40 znázorňuje interakční diagram vytvořený programem Beton 2D EC. Oba zatěžovací stavy vyhovují na zadaný průřez při použití KARI sítě 6 mm 10x10 cm při uvážení krytí 50 mm. První zatěžovací stav vyhovuje s využitím 14,9 % a druhý zatěžovací stav vyhovuje s využitím 66,7 %.

7 Technická zpráva

7.1 Údaje o stavbě

Název stavby	D3 0302 Jílové u Prahy – Hostěradice – Tunel Luka
Název objektu	Portálová oblast Tábor, Průzkumná štola
Katastrální území	Luka pod Medníkem, Jílové u Prahy

7.2 Základní charakteristika stavby a území

Tunel Luka se nachází na úseku dálnice D3 0302 Jílové u Prahy – Hostěradice, který prochází územím Středočeského kraje. U obce Horní Studené trasa tunelem Luka podchází Panský vrch a vystupuje na povrch před údolím řeky Sázavy. Trasa překračuje údolí Sázavy mostem s hlavním polem 250 m a ve výšce 100 m nad řekou. Navrhovaná trasa dálnice D3 a přivaděč Benešov prochází mimo zastavěná území jednotlivých obcí a prochází především po zemědělsky využívaných a lesních plochách dotčeného území. Z terénního hlediska je území mírně zvlněné až pahorkovité, v místě záměru se nadmořská výška terénu pohybuje v rozmezí mezi 320 - 410 m n. m. Délka úseku 0302 je 4,486 km.

7.3 Předportálová oblast km 11,700

Práce řeší předportálovou oblast tunelu Luka blízko řeky Sázavy, tzv. portál Tábor. Stavební jáma pro hloubený úsek a portál Praha je navržena jako otevřená svahovaná. V místě portálu Tábor se vyskytují kvalitní skalní horniny. Je však nutno provést podrobnější geotechnický průzkum, který dotčenou oblast zmapuje detailněji. Výkopy jsou svahovány ve sklonech 1:1,25 až 1:1,75. Bylo ověřeno, že tyto sklony mají velkou rezervu a mohly by se zvětšit na sklony 1:1 až 1:1,25.

Při hloubení stavební jámy je možné, že ve spodních oblastech bude nutnost použít trhací práce menšího rozsahu k rozpojení horniny. V současné době není uvažováno zajištění svahu stříkaným betonem s hřebíkováním či sítěmi.

Při geotechnickém průzkumu a provedení vrtu J30, který je ve staničení km 11,700, nebyla zastižena podzemní voda. Proto není uvažován její výskyt v oblasti svahu a v současnosti se neuvažuje provedení odvodňovacích drénů svahu.

7.4 Průzkumná štola

Území plánované trasy tunelu Luka prochází územím, které je dotčeno pozůstatky důlní činnosti v Jílovském zlatonosném revíru. Hrozí zde naražení stařin a provalení vod a zvodnělého materiálu. Tyto pozůstatky důlní činnosti nejsou podrobně zmapovány, proto je potřeba vyrazit průzkumnou štolu, díky které se lépe zdokumentuje dotčená oblast. Ražba průzkumné štoly není žádoucí jen z hlediska dokumentace pro budoucí tunel Luka, ale je to také skvělá příležitost zdokumentovat oblast z hlediska pozůstatků důlní činnosti a provést tak podrobný geologický průzkum společně s rozbory půdy na výskyt zrudnění apod.

Ražba se uvažuje po záběrech 1,5 metru, což by mělo umožnit vyražení 3 metrů za den. Přibližně jednou za týden bude potřeba provést průzkumný vrt v čelbě, který ověří geologii v budoucí části ražby a případný výskyt stařin a zvodnělých oblastí. Ražba bude probíhat dovrchně od portálové oblasti Tábor tak, aby bylo gravitačně zajištěno odvedení vod z podzemního díla.

Ražba bude převážně probíhat v horninách s dobrými parametry. Může však docházet k porušení horninového masivu v okolí výrubu i z hlediska pozůstatků důlní činnosti. Proto je potřeba zajistit výrub co nejdříve stříkaným betonem a tahovou výztuží v hornině. Primární ostění bude tvořit stříkaný beton SB 20 (C20/25) J2 v tloušťce 200 mm s výztuží ze svařovaných KARI sítí 6 mm 10x10 cm při obou površích s krytím 50 mm.

Optimální poloha průzkumné štoly vůči budoucímu plnému profilu tunelové trouby je její umístění ve spodní části kaloty.

8 Závěr

Cílem této práce bylo navrhnout zajištění předzářezu plánovaného tunelu Luka, který bude součástí dálnice D3 vedoucí z Prahy do Českých Budějovic a návrh primárního ostění průzkumné štoly, která má za cíl prozkoumat geologicky složitou oblast vedoucí územím zasaženém historickou těžbou zlata.

V první části práce bylo navrženo zajištění předzářezu svahováním v jednom řezu. Řez se nachází ve staničení km 11,700, což je oblast portálu Tábor plánovaného tunelu Luka. Tento portál se nachází blíže řece Sázavě a trasa zde plynule přechází na plánovanou estakádu. Pravý svah ve směru staničení dosahuje výšky 13,54 m. Všechny svahy jsou uvažované jako trvalé, tudíž požadavek na návrhový stupeň bezpečnosti byl $FS=1,5$. V první fázi se ověřil svah s geometrií převzatou z již zpracované dokumentace pro územní rozhodnutí. Toto řešení zahrnuje provádění tzv. laviček o šířce 1,5 metru po každých 5,0 výškových metrech. První dvě spodní části byly ve sklonu 1:1,25 a horní ve sklonu 1:1,75. Výpočet probíhal v programu FINE GEO5 - Stabilita svahu metodou podle Bishopa. Oproti dokumentaci pro územní rozhodnutí byla stabilita svahu spočítána s uvážením přilehlé komunikace a násypu sloužícímu jako mezideponie pro zemní práce. Výpočet však ukázal, že tyto skutečnosti nemají na stabilitu svahu žádný dopad a stupeň bezpečnosti vyšel $FS=1,97$. Vzhledem k vysokému stupni bezpečnosti se přistoupilo k optimalizaci sklonu. Při sklonu spodních dvou částí 1:1 a horní části 1:1,25 vyšel stupeň bezpečnosti $FS=1,74$. Poté byl ještě ověřen sklon spodních dvou částí 1:0,75 a horní části 1:1,25 s výsledkem $FS=1,55$. Tento výsledek se zdá být ideálním, avšak vzhledem k nedetailnímu geotechnickému průzkumu dané oblasti a odhadu parametrů zemin pouze na základě zatřídění je lepší počítat s určitou rezervou a za ideální volbu prohlásit geometrii se stupněm bezpečnosti $FS=1,74$. Poté byly navrženy svahy v jednotném sklonu bez použití laviček, ale toto řešení se ukázalo jako méně stabilní a nevýhodné z hlediska zemních prací. Posledním krokem bylo ověření svahu se sklonem spodních dvou částí 1:0,75 a horní části 1:1,25 pomocí metody konečných prvků programem PLAXIS výpočtem typu „safety.“ Tento druh výpočtu spočívá v tom, že parametry zemin se postupně redukují zvyšujícím se součinitelem

bezpečnosti, dokud nedojde ke kolapsu v důsledku zplastizování zeminy. Ke kolapsu svahu došlo, když byly parametry zemin redukovány součinitelem $FS=1,82$.

Druhá část práce se zabývala návrhem primárního ostění průzkumné štoly tunelu Luka. Návrh primárního ostění průzkumné štoly proběhl v jednom řezu, který byl zvolen ve staničení km 11,650, což je místo, kde byl proveden průzkumný vrt, takže jsou zde známé dotčené horniny a jejich mocnosti. Jak již bylo řečeno, oblast budoucí stavby je zasažena historickou těžbou zlata a vyznačuje se výskytem stařin, které představují veliké riziko pro realizaci díla. Plánovaná trasa tunelu prochází pod Panským vrchem, což je oblast s nejmenší prozkoumaností stařin. Úvod práce se zabýval odhadem rizikových míst, ale absence dokumentace tento úkol značně znemožnila. Výjimku tvoří důlní činnost z 60. let minulého století. Samotný výpočet primárního ostění štoly proběhl v programu PLAXIS za pomoci metody konečných prvků. Výpočet byl rozdělen do několika fází. V první fázi došlo k výpočtu primární napjatosti neporušeného masivu. Výpočtem se potvrdil předpoklad o hlavních napětích ve svislém a vodorovném směru. V druhé fázi byl proveden výrub masivu. Byla použita takzvaná β metoda s hodnotou $\beta = 0,4$. Tato metoda má za cíl simulovat prostorové chování masivu v oblasti výrubu. Ve výsledcích byly potvrzeny všechny předpoklady o stavu sekundární napjatosti, kdy dojde k transformaci napětí v oblasti výrubu a obtékání napětí. Ve třetí fázi bylo aplikováno primární ostění z betonu, jehož parametry byly nastaveny tak, aby odpovídaly počátečním fázím tuhnutí. Byl splněn předpoklad, že poddajné primární ostění se stále deformuje současně s horninovým masivem, dokud nedojde k nastolení rovnováhy mezi ostěním a horninou. Ve čtvrté, poslední fázi, byly vyměněny parametry mladého stříkaného betonu za parametry starého stříkaného betonu. Zde se splnil předpoklad, že již nedochází k rozvoji deformací. Návrh výztuže proběhl v programu Beton 2D a jeho výsledkem bylo vyztužení pomocí KARI sítí 6 mm 10x10 cm při obou površích.

Návrh ostění ukázal, že pokud bude ražba probíhat v zastižených horninách, nebude realizace díla komplikovaná, jelikož deformace jsou v kvalitních horninách minimální a masiv dokáže přenést většinu zatížení. Problém však představuje pozůstatek důlní činnosti, který bude mít na svědomí porušení masivu a častý výskyt zvodnělých oblastí.

9 Použité zdroje

- [1] Historie dálnic. Ceskedalnice.cz [online]. 2014 [cit. 2017-05-22]. Dostupné z: <http://www.ceskedalnice.cz/odborne-info/historie-dalnic/>
- [2] KOLEKTIV AUTORŮ - PRAGOPROJEKT. Technická zpráva Tunel Luka [dokument Word]. Praha, 2016
- [3] Kruhová smyková plocha. *FINE civil engineering software: Náповěda* [online]. 2017 [cit. 2017-05-12]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/kruhova-smykova-plocha-01/>
- [4] Bishop. *FINE civil engineering software: Náповěda* [online]. 2017 [cit. 2017-05-12]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/bishop-01/>
- [5] BERÁNKOVÁ, Šárka. Stavba stožárů vedení vysokého napětí s pomocí vrtulníku. In: *Skupina ČEZ* [online]. 2009 [cit. 2017-04-30]. Dostupné z: <https://www.cez.cz/cs/pro-media/tiskove-zpravy/2570.html>
- [6] *Technická specifikace standardu č. 341417022XXX* [online]. , 3-3 [cit. 2017-04-30]. Dostupné z: <https://www.cez.cz/edee/content/file/o-spolecnosti/10-6-1-vodic-izolovany-22kv-50-70-120-mm2.doc>
- [7] MORÁVEK, Petr a Jiří LITOCHEB. *Jílovské zlaté doly*. Jílové u Prahy: Regionální muzeum v Jílovém u Prahy, 2002. ISBN 80-238-9209-6.
- [8] MORÁVEK, Petr. Vycházky: Jílovský zlatonosný revír. In: *Česká geologická služba* [online]. [cit. 2017-05-06]. Dostupné z: http://www.geology.cz/svet-geologie/vylety/vylety/vychazka_JILOVE_web.pdf
- [9] *PLAXIS 2D 2017 - Tutorial Manual* [online]. 2017, 61-76 [cit. 2017-05-13]. Dostupné z: <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>
- [10] BARTÁK, Jiří a Jan PRUŠKA. *Podzemní stavby*. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2011. ISBN 978-80-01-04789-7.
- [11] ČLENOVÉ PRACOVNÍ SKUPINY ČTUK PRO KONVENČNÍ TUNELOVÁNÍ. Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR. *DOKUMENTY ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES* [online]. 2006, , 34-36 [cit. 2017-05-13]. Dostupné z: http://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/ctuk_02.pdf

- [12] HILAR, Matouš. *Stříkaný beton v podzemním stavitelství* [online]. Praha: Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008 [cit. 2017-05-19]. Dokumenty českého tunelářského komitétu ITA-AITES. ISBN 978-80-254-1262-6. Dostupné z: http://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/ctuk_03_strikany_beton.pdf
- [13] Dálnice D3. Ceskedalnice.cz [online]. 2017 [cit. 2017-05-22]. Dostupné z: <http://www.ceskedalnice.cz/dalnice/d3/>
- [14] PIRNEROVÁ, Helena. Vláda schválila financování jihočeské dálnice D3 ze soukromých peněz. *IDnes.cz* [online]. 2008 [cit. 2017-05-23]. Dostupné z: http://ekonomika.idnes.cz/vlada-schvalila-financovani-jihoceske-dalnice-d3-ze-soukromych-penez-1i1-/ekonomika.aspx?c=A081020_135752_ekonomika_pin
- [15] Úsek 0302 Jílové - Hostěradice. Středočeská D3 [online]. 2016 [cit. 2017-05-23]. Dostupné z: <https://www.stredoceskad3.cz/usek-0302-jilove-hosteradice/>
- [16] Geologická mapa 1:50 000. Česká geologická služba [online]. Praha [cit. 2017-05-23]. Dostupné z: http://mapy.geology.cz/geocr_50/
- [17] Báňské mapy. Česká geologická služba [online]. Praha [cit. 2017-05-23]. Dostupné z: <http://mapy.geology.cz/GISViewer/?mapProjectId=2>
- [18] KOLEKTIV AUTORŮ. Praha a inženýrská geologie. Praha: ČSVTS Púdis Praha, 1979.

10 Seznam obrázků

Obrázek 1: Silniční magistrála podle J. A. Bati [1]	9
Obrázek 2: Znázornění dálnice D3 a její úseky [14]	10
Obrázek 3: Znázornění úseku 0302 [15]	14
Obrázek 4: Výřez geologické mapy v jílovské oblasti [16]	16
Obrázek 5: Výřez mapy M-33-77-(96)-3, signatura AB/1-1/013 [17]	20
Obrázek 6: Kruhová smyková plocha [3]	23
Obrázek 7: Optimalizovaná smyková plocha programem GEO5	24
Obrázek 8: Optimalizovaná smyková plocha programem GEO5 s uvážením komunikace a násypu	25
Obrázek 9: Geometrie svahu 11,700	26
Obrázek 10: Optimalizovaná kritická smyková plocha levého svahu s uvážením stožáru vysokého napětí	27
Obrázek 11: Optimalizovaná smyková plocha při sklonu dvou spodních částí 1:1 a horní 1:1,25	28
Obrázek 12: Optimalizovaná smyková plocha při sklonu dvou spodních částí 1:0,75 a horní 1:1,25	28
Obrázek 13: Optimalizovaná kritická smyková plocha při jednotném sklonu 1:1	30
Obrázek 14: Síť konečných prvků při řešení svahu pomocí MKP	32
Obrázek 15: Průběh zplastizování zeminy	33
Obrázek 16: Fenner-Pacherova křivka	36
Obrázek 17: Příklad horizontálního členění výrubu NRTM [11]	38
Obrázek 18: Příklad vertikálního členění výrubu NRTM [11]	38
Obrázek 19: Rozsah modelu a umístění štoly	40
Obrázek 20: Geometrie průzkumné štoly	42
Obrázek 21: Tunnel designer	43
Obrázek 22: Průběh nárůstu pevnosti stříkaného betonu v čase [12]	44
Obrázek 23: Ekvidistantní tunel a oblasti zlepšené zeminy	47
Obrázek 24: Síť MKP	48

Obrázek 25: Provedení výrubu	50
Obrázek 26: Pásma napětí okolo výrubu	51
Obrázek 27: Fáze 1 - Vlevo průběh napětí σ_z ; vpravo průběh napětí σ_x	53
Obrázek 28: Fáze 1 - hlavní napětí	54
Obrázek 29: Fáze 2 - Vlevo průběh napětí σ_z ; vpravo průběh napětí σ_x	55
Obrázek 30: Fáze 2 - Průběh napětí ve svislém řezu – vlevo σ_z a vpravo σ_x	55
Obrázek 31: Fáze 2 - Průběh napětí ve vodorovném řezu – nahoře σ_z a dole σ_x	56
Obrázek 32: Fáze 2 - hlavní napětí	56
Obrázek 33: Fáze 2 - směr a velikost deformací	57
Obrázek 34: Fáze 3 - Vlevo průběh napětí σ_z ; vpravo průběh napětí σ_x	58
Obrázek 35: Fáze 3 - Hlavní napětí	58
Obrázek 36: Fáze 3 - Plastické přetvoření	59
Obrázek 37: Fáze 4 - Průběh normálové síly primárního ostění	60
Obrázek 38: Fáze 4 - Průběh posouvající síly primárního ostění	60
Obrázek 39: Fáze 4 - Průběh momentu primárního ostění	61
Obrázek 40: Interakční diagram	62

11 Seznam tabulek

Tabulka 1: Geologie km 11,700	21
Tabulka 2: Geologie km 11,650 [18]	21
Tabulka 3: Výsledky jednotlivých metod u svahu podle původní geometrie.....	26
Tabulka 4: Výsledky všech metod při sklonu 1:0,75 a 1:1,25	29
Tabulka 5: Výsledky všech metod u jednotného sklonu 1:1 bez použití laviček	30
Tabulka 6: Přehled zemin/hornin modelu v PLAXIS [18]	41
Tabulka 7: Nárůst pevnosti stříkaného betonu v čase	44
Tabulka 8: Použité parametry stříkaného betonu	45
Tabulka 9: Návrhové zatěžovací stavy pro návrh výztuže	62

12 Seznam příloh

Příloha č. 1: Situace

Příloha č. 2: Řez km 11,700

Příloha č. 3: Podélný profil tunelu Luka a průzkumné štoly

Příloha č. 4: Řez průzkumnou štolou

¹Příloha č. 5: Geologická dokumentace vrtu J29

Příloha č. 6: Geologická dokumentace vrtů J30 – J39

¹ Přílohy č. 5 a 6 jsou umístěny pouze na přiloženém CD-ROMU