

Univerzita Karlova v Praze
Přírodovědecká fakulta
Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užitě
geofyziky



Problematika ražby dálničních tunelů v Českém středohoří

(Tunnelling in České Středohoří)

Bakalářská práce

Vojtěch Rychnovský

Vedoucí: RNDr. David Mašín, PhD, MPhil.

Praha, září 2010

Poděkování

Rád bych touto cestou poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce RNDr. Davidu Mašínovi, PhD, MPhil. za trpělivost, poskytnutí podkladů a cenných komentářů. Rovněž bych chtěl poděkovat doktorandovi Tomáši Svobodovi za vysvětlení základního použití Plaxisu.

Abstrakt

Obsahem této práce jsou informace o tunelu Prackovice, tunel přes České středohoří na dálnici D8, geologické stavbě území, předstihovému zahájení prací a průběhu výstavby. Práce obsahuje také numerickou 2D analýzu tunelu Prackovice provedenou pomocí metody konečných prvků. Na základě srovnání vypočtených výsledků geotechnického monitoringu byla provedena zpětná analýza. Na základě parametrické studie byl vytvořen model, který lépe odpovídá skutečnému chování horninového masivu při ražbě tunelových trub.

Abstract

This work contains the information about the Prackovice tunnel, tunnel across the České středohoří highland on highway D8, geological structure of the area, advanced works and the process of construction. The work also includes a 2D numerical analysis of the Prackovice tunnel using the finite element method. Parametric study and back analysis were carried out, therefore an original model could be modified to comply with the results of geotechnical monitoring. This led to better compliance between the model and reality

Obsah

1. Úvod.....	6
2. Podzemní stavitelství.....	7
2.1 České podzemí.....	7
2.2 Budoucnost českého podzemního stavitelství.....	7
3. Dálnice D8.....	8
3.1 Dálniční úsek O805.....	8
3.2 Tunel Prackovice.....	10
3.2.1 Hloubená část tunelu.....	11
3.2.2 Ražená část.....	11
3.2.3 Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM).....	12
3.2.4 Popis ražby.....	14
4. Geologické, morfologické a hydrogeologické poměry.....	17
4.1 Geografie a morfologie.....	17
4.2 Průzkumná geologická štola.....	18
4.3 Doplnující inženýrsko-geologický průzkum pražského portálu.....	19
4.4 Výsledky průzkumu.....	19
4.4.1 Navážky a násypy.....	20
4.4.2 Svahové hlíny.....	21
4.4.3 Kamenito-hlinité sutě.....	21
4.4.4 Tufy.....	21
4.4.5 Vulkanické horniny - bazalty.....	21
4.5 Hydrogeologické poměry.....	22
5. Průběh výstavby tunelu.....	23
5.1 Příprava stavby.....	23
5.2 Hloubení a zajišťování portálu.....	23
5.2.1 Mikropilotový deštník.....	24
5.2.2 Injektáž.....	25
5.3 Geotechnický monitoring.....	26
5.3.1 Geotechnický monitoring při hloubení.....	26
5.3.2 Geotechnický monitoring v průběhu ražby.....	27
6. Numerická analýza.....	30
6.1 Úvod.....	30

6.2 Způsob výpočtu.....	30
6.2.1 Model horninového masivu.....	30
6.2.2 Model prvků výstroje tunelu.....	30
6.3 Vstupní parametry.....	31
6.3.1 Parametry horninového masivu.....	31
6.3.2 Parametry prvků zajištění portálu.....	31
6.4 Vytvořené numerické modely.....	33
6.4.1 Základní model.....	33
6.4.2 Model bez hřebíků.....	38
6.4.3 Model bez kotev.....	39
6.4.4 Model bez zajištění.....	40
6.5 Výpočet stability svahu.....	41
6.5.1 Smykové plochy.....	41
6.5.2 Celkové posunutí po odtěžení a zajištění 3. úrovně.....	46
6.6 Výsledky numerického modelování.....	48
7. Závěr.....	49
8. Seznam použité literatury.....	51

1. Úvod

Tato práce byla zadána na téma Problematika ražby dálničních tunelů v Českém středohoří. Zabýval jsem se jen tunelem Prackovice. Nejprve bude popsána situovaná oblast, její geologické, morfologické a hydrogeologické poměry, dále průběh výstavby. V druhé části práce budou podány výsledky mého numerického modelování o stabilitě portálové konstrukce. Cílem mé práce je tedy shrnutí veškerých dostupných informací o tunelu Prackovice a vytvoření numerického modelu metodou konečných prvků.

2. Podzemní stavitelství

2.1 České podzemí

I přesto, že Česká republika má poměrně malou rozlohu a morfologické uspořádání, řadí se dlouhodobě mezi státy s vyspělou úrovní oboru podzemního stavitelství. Spíše než rozsahem staveb, i když v minulosti i v současné době zde vznikla díla srovnatelná se světovými parametry, disponuje velmi pestrým a rozvinutým fondem podzemních objektů různého účelu využití, typu konstrukce a data vzniku. (Barták, 2007)

Horninové prostředí je neodmyslitelně spjata s podzemními stavbami. Stáří, původ a typ hornin, ve kterých je ražba prováděna, a hlavně jejich tektonické porušení s vlivem podzemní vody výrazně ovlivňují průběh a bezpečnostní předpisy tunelování. Nutným předpokladem úspěšného konání v mnohostranně náročném oboru podzemního stavitelství je porozumění geologickému vývoji a obvykle komplikovaným vlastnostem prostředí, které náleží zájmovému území. (Barták, 2007)

2.2 Budoucnost českého podzemního stavitelství

Podzemní stavitelství se v průběhu 2. poloviny 20. století stalo součástí řady investičních záměrů ve stavebnictví, zejména pak v dopravě, městském inženýrství, vodohospodářství a civilní ochraně obyvatelstva. Nejrozšířenější typy dopravních staveb - železnice, silnice a dálnice - využívají při vedení trasy ve stále větší míře tunelových úseků. Zdolávání výškových terénních překážek se neprovádí pomocí náročného vedení trasy, ale řeší se jednoduchým podzemním vedením, které je sice technicky a investičně náročnější, ale zase přináší značné úspory časové i energetické. Navíc podzemní vedení představuje ve většině případů řešení velmi příznivé z hlediska ochrany životního prostředí. Můžeme říci, že již dnes se mění vztah investorů k podzemním stavbám jako součástí dopravních sítí, neboť jejich evidentně pozitivní ekologický charakter získává stále silnější převahu nad ekonomickými aspekty a nad technickou náročností. (Barták, 2007)

3. Dálnice D8

Tunel Prackovice je realizován v rámci dálničního úseku 0805 Lovosice - Řehlovice dálnice D8. V podstatě se jedná o poslední nedokončený úsek dálničního tahu Praha - Ústí nad Labem - státní hranice ČR/SRN. Tato dálnice je součástí mezinárodního dálkového tahu E55 Stockholm - Rostock - Praha - Linz - Ravenna, jenž spojuje Baltické moře a Jaderské moře. (Hilar et al., 2010)

Řešení koncepce dálniční sítě Československé republiky včetně dálnice D8 se datuje od roku 1963. V roce 1993 byla schválena a upřesněna českou vládou. Dálniční koridor prochází chráněnou krajinnou oblastí České středohoří, a tak bylo více než nutné vydat výjimku pro průchod dálnice výše zmiňovanou oblastí. Pro trasu byla, podle podmínek stanoviska v roce 2000, vydána výjimka pro průchod dálnice Českým středohořím a poté v roce 2002 bylo vydáno i územní rozhodnutí a postupně jednotlivá stavební povolení. (Svoboda a Novosad, 2008)

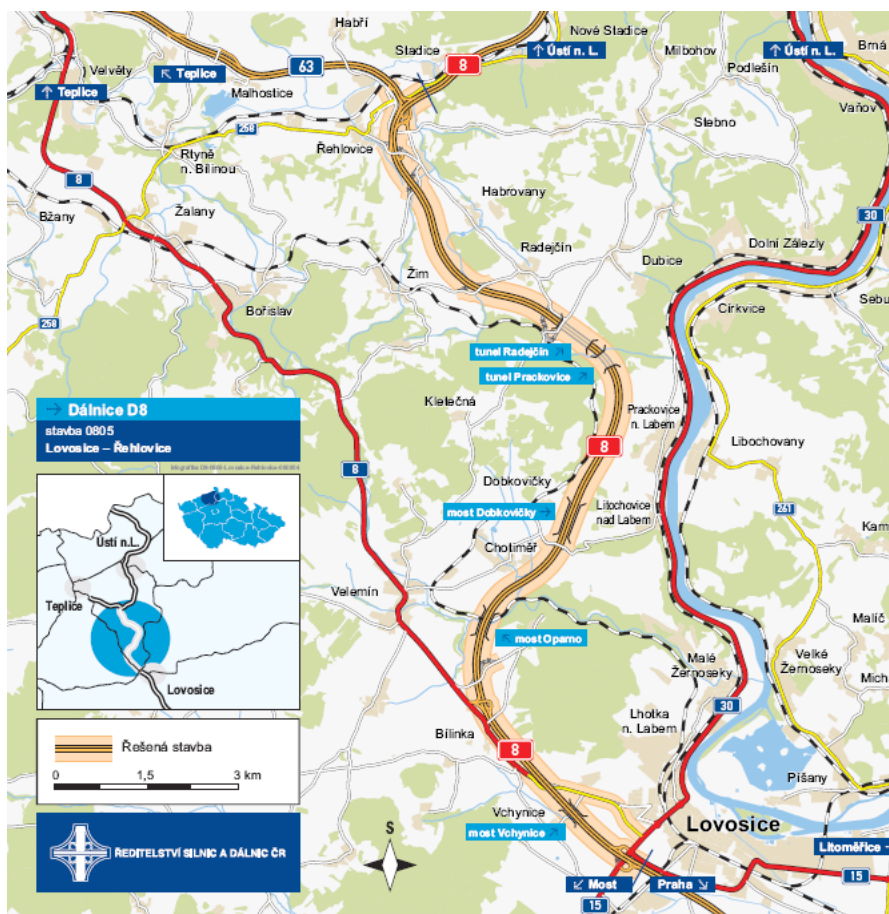
Trasa dálnice D8 byla v zájmové oblasti vyprojektována a investorsky připravena tak, že především z důvodů ochrany krajiny Českého středohoří prochází morfologicky velmi členitým územím. (Barták, 2008)

3.1 Dálniční úsek 0805

Celková délka stavby 0805 je 16,4 km. Nacházejí se zde 3 mimoúrovňové křižovatky, 2 dálniční tunely, 18 dálničních mostů a 9 nadjezdů, přeložky silnic, polních cest a místních komunikací, přeložky všech druhů inženýrských sítí, rekultivace, objekty vodohospodářské, potřebná protihluková opatření a vegetační úpravy. (Svoboda a Novosad, 2008)

Stavba 0805 (obr.1) navazuje u Lovosic na vybudovaný úsek 0804 dálnice D8. Zmiňovaná oblast 0805 se dostává do provozu mimoúrovňovou křižovatkou se silnicí I/15 (I/30), dále její pokračování je po původní silnici I/8 přes obec Vchynice, kde se odklání směrem vpravo kolem vrchu Lovoš, kde je u obce Bílinka také mimoúrovňová křižovatka s možností napojit se na silnici I/8 směr Teplice. Dálnice pokračuje přes Oparenské údolí kolem obcí Chotiměř a následně Dobkovičky až do širokého údolí Labe, kde je nejprve obec Litochovice nad Labem a pak Prackovice nad Labem. V Prackovicích prochází 270 m dlouhým tunelem skrz prackovický lom, přechází údolí a dalším tunelem délky 620 m nás dovede do prostoru obce Radejčín. Zde se trasa již svažuje kolem obce Habrovany k obci s názvem Řehlovice, u níž se

v pravém oblouku napojuje na vybudovanou a provozovanou stavbu D8 - 0806 Řehlovice - Trmice. V Řehlovicích je navržena další mimoúrovňová křižovatka se silnicí I/63. (Ředitelství silnic a dálnic, 2010)



Obr.1 Dálniční úsek 0805 dálnice D8 od Lovosic až do Řehlovic (Ředitelství silnic a dálnic, 2010)

Najde se tu i několik jedinečných řešení průchodu krajinou - jako příklad můžeme uvést dálniční most Vchynice, který je zakrytý protihlukovým tubusem, dále pozoruhodný dálniční obloukový most přes Oparenské údolí budovaný bez zásahu do údolí, ekomosty (krátké přesypané tunely pro přechod zvěře s naváděcí výsadbou zeleně), dvě dvojice ražených dálničních tunelů pojmenovaných podle blízkých obcí a řadu dalších zajímavých objektů. (Svoboda a Novosad, 2008)

Z hlediska realizace se stavba dělí do 7 samostatných částí, které však nebudou uváděny do provozu samostatně, nýbrž budou zprovozněny jako celek.

Popis jednotlivých částí stavby

Stavba 0805 A (trasa dálnice) - Samostatná stavba dálnice D8, je kapacitním dopravním řešením a navazuje na dopravu stávající silniční sítě.

Stavba 0805 B (most Vchynice) - Novostavba zakrytého dálničního mostu délky 232 m a 840 m dlouhé komunikace III. třídy.

Stavba 0805 C (most Oparno) - Obloukový železobetonový most o rozpětí 135 m se spolupůsobící předpjatou deskovou mostovkou. Výstavba letmou betonáží je řešena vyvěšováním oblouku zpětnými závěsy bez zásahu do prostoru údolí. Celková délka mostu je 275 m.

Stavba 0805 D (most Dobkovičky) - Dálniční most, jehož nosnou konstrukci tvoří trémový předpjatý spojitý nosník, délka mostu je cca 454 m.

Stavba 0805 E (tunel Prackovice) - Novostavba dálničního tunelu, který prostupuje masiv hřebene kopce Debus ve vrcholové partii prackovického lomu nad obcí Prackovice a vyúsťuje na opačné straně úbočí nad údolím „Uhelné strouhy“. Celková délka tunelových trub je 260m a 270 m.

Stavba 0805 F (tunel Radejčín) - Realizace dálničního tunelu, mostu mezi tunely a kompletního tělesa dálnice v délce 1080 m. Dálniční tunelové trouby Radejčín délky 600m a 620 m podchází plochý Radejčínský hřbet Českého středohoří východním směrem od nádraží Radejčín. (Ředitelství silnic a dálnic, 2010)

3.2 Tunel Prackovice

Zhotovitelem stavby tunelu je společnost Metrostav, a.s., která získala zakázku v rámci sdružení firem ve výběrovém řízení. Součástí jsou tyto 4 firmy: SSŽ, Metrostav, a.s., SMP CZ a Berger Bohemia. Koordinátorem stavby je firma Pragoprojekt, investorem stavby Ředitelství silnic a dálnic ČR, technický dozor provádí firma Infram a geotechnický monitoring firma AZ Consult. (Hilar et al., 2010)

Tunel má dvě samostatné trouby o délkách 270 m (levá tunelová trouba) a 260 m (pravá tunelová trouba). Jedná se o jednosměrný tunel, v každé troubě prochází dvoupruhová silniční komunikace kategorie T 9,5. (Fuksa a Čejka, 2009)

Tunelové trouby byly rozděleny na ražené a hloubené části. Ražené části se nacházejí uprostřed, na krajích nalezneme části hloubené. V případě nebezpečí je zhotovena úniková chodba pro možný přesun osob do druhého tunelu, která je situovaná uprostřed mezi oběma tunelovými troubami. V místě únikové chodby jsou umístěny výklenky pro SOS kabiny a

hydranty. U tunelových trub rozlišujeme severní stranu (ústecký portál) a jižní stranu (pražský portál). (Svoboda a Novosad, 2008)

Před jižním pražským portálem byla v rámci stabilizace svahu vyhotovena zárubní zeď. Sklon svahu je zvolen 2:1, stálý po celé délce úseku. Zárubní zeď zajišťuje trvalý výškový rozdíl přibližně 2,0-10,5 m v km 58,150 do km 58,285 (staničení v ose levého tunelu). Konstrukce je tvořena svislou řadou mikropilot a železobetonovým monolitickým roštem se šikmými železobetonovými žebry tloušťky 50 cm a šíře 70 cm s podélnou osovou roztečí 3,0 m. (Subterra, 2010)

3.2.1 Hloubená část tunelu

Dálniční trasa prochází ve staničení od 58,280 km do 58,550 km tunelem Prackovice. Hloubení je realizováno z povrchu. Na jižní pražské straně je hloubená část levého tunelu dlouhá 87 m (včetně 12 m portál), od km 58,280 do km 58,367. Pravý tunel má hloubenou část dlouhou 85 m (včetně 12 m portál), od km 58,280 do km 58,365. Jižní část hloubených tunelů je výrazně delší v porovnání se severní stranou, jejíž levý tunel je dlouhý 33 m od km 58,517 do km 58,550, pravý 37 m od km 58,503 do km 58,540. (Bým, 2009)

3.2.2 Ražená část

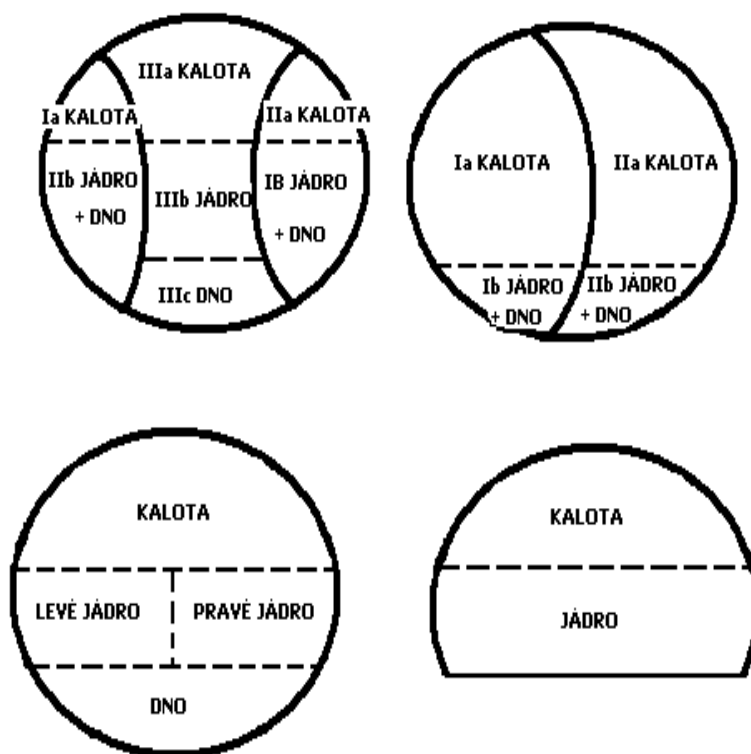
Ražená část tunelu je prováděna z pražského portálu. Ražba levého tunelu je dlouhá 150 m od 58,367 do km 58,517 a ražba pravého tunelu 138 m od km 58,365 do km 58,503. Metodou ražby je Nová rakouská tunelovací metoda (viz dále).

Primární ostění je navrženo v kombinaci stříkaného betonu s ocelovými sítěmi, s radiálními svorníky a ocelovými příhradovými rámy. K zajištění výrubu se používají vrtané jehly. Tloušťka ostění je 300 mm.

Sekundární ostění je železobetonové, monolitické, betonované do ocelové posuvné formy. Plášťová fóliová izolace by měla vyřešit otázku ochrany proti podzemní vodě, která je vložena mezi primární a sekundární ostění. (Bým, 2009)

3.2.3 Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM)

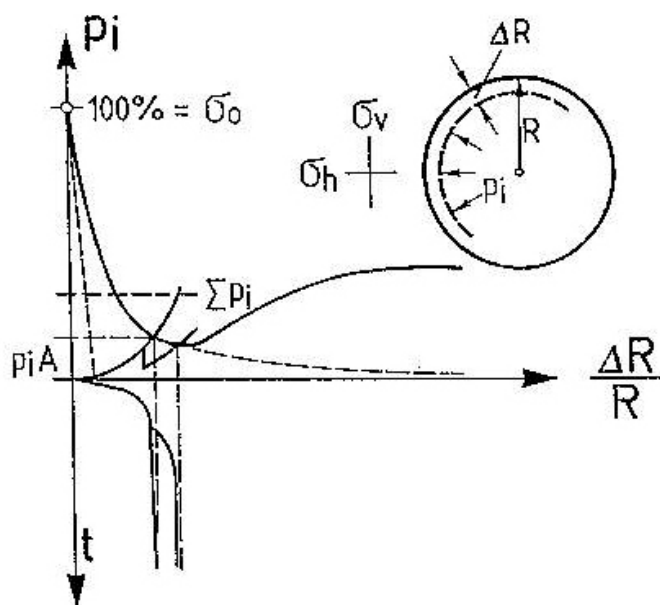
NRTM je tunelovací metoda, která vědomě a cíleně využívá nosných vlastností horninového masivu. Jejím cílem je optimalizovat proces ražení a zabezpečování výrubu a minimalizovat s tím spojené ekonomické náklady. Principem metody je vyražení výrubu, který se často člení na několik částí (obr.2), s minimálním rozrušením okolního horninového prostředí a jeho okamžité stabilizaci primárním ostěním stříkaným betonem, případně kotevním systémem. Tímto se umožní maximálního využití samonosnosti horniny, jejíž vlastnosti jsou ještě zdárně vylepšovány výztužnými prvky. Po ustálení napět'ově-deformačního stavu v okolí výrubu je budováno sekundární ostění. Kruhový tvar výrubu zamezuje koncentraci napětí do rohových partií, ve kterých by mohlo dojít k narušení únosnosti. Používá se tenké ostění ze stříkaného betonu, aby byly minimalizovány ohybové momenty a usnadněna reorganizace tlakových poměrů bez poškození ostění lokálními silami. Současně by ostění mělo být v úplném kontaktu s odkrytou horninou. (Hilar, 2008), (Kolymbas, 2005)



Obr.2 Svislé a podélné členění výrubu (Aldorf a kol., 2006)

Součástí NRTM je sledování horninového masivu před začátkem výstavby, během i po stavbě tunelu. Před realizací je nutné shromáždit co nejvíce informací o horninovém masívu a jeho potencionálním chování v trase tunelu. Z tohoto důvodu se v profilu stavby tunelu nejprve vyrazí pozorovací štoly, které se stabilizují ostěním ze stříkaného betonu. Vzniklé deformace po výrubu se srovnávají s matematickými modely. Výsledky pak umožňují vytvoření nového

a přesnějšího modelu deformací pro budoucí tunel. Vztah mezi nosností masivu a deformací výrubu ukazuje Fenner - Pacherova křivka (obr.3). Z grafu lze vyčíst, že umožníme-li větší deformace výrubu ($\Delta R/R$), sníží se tak napětí horninového masivu působící na ostění (P). Nosnost masivu roste s rostoucí deformací až do dosažení napětového minima, poté při příliš velkých deformacích znovu klesá. Fenner - Pacherova křivka nám pomáhá nalézt typ ostění, umožňující ideální deformace tak, aby bylo dosaženo největší samonosnosti horninového masivu. (Hilar, 2008), (Kolymbas, 2005)



Obr.3 Fenner - Pacherova křivka (Nielsen, 2008)

K ražbě tunelové trouby se přistoupí po ustálení a vyhodnocení všech potřebných zkoušek v oblasti mechaniky hornin či zemin. Ta se provádí pomocí impaktorů, tunelgabrů nebo výložníkových fréz. Primární ostění a nejbližší okolí štol se poté osadí trigonometrickým měřením, které má za úkol snímat případné deformace výrubu a dokládá tak informace o skutečném chování horniny po ražbě. Dále se v karotážních vrtech na povrchu provádí např. extenzometrická měření vertikálních pohybů terénu, inklinometrická měření horizontálních pohybů, hydrogeologický monitoring, měření pórovitosti, geodetická měření sedání na povrchu a podobně. K sestavení sekundárního ostění se přistoupí tehdy, až dojde k ustálení všech deformací horninového masívu. Definitivní ostění se většinou vyrábí z monolitického betonu, často vyztuženého ocelovými prvky a doplněného o hydroizolaci. Nemusí však být také provedeno vůbec (tzv. jednoplášťové ostění), přičemž dojde pouze k zesílení ostění primárního. (Hilar, 2008), (Kolymbas, 2005)

Výhodou metody NRTM je možnost posuzovat a upravovat původní návrh konstrukce v průběhu výstavby na základě pozorování vybraných veličin (tzv. observační metoda). Před zahájením stavby je třeba stanovit meze přijatelného chování a vypracovat návrh opatření pro případ, kdyby byly tyto meze překročeny. (Fuksa a Čejka, 2009)

3.2.4 Popis ražby

Kvůli odtékání nashromážděné podzemní vody v tubusu se preferuje dovrchní směr ražby. Tato ražba je využita z pražského portálu směrem k ústeckému pomocí výše popsané NRTM. Čelo ražby se horizontálně dělí na kalotu, lavici (opěří) a počvu. Kalota je dodatečně rozdělena na levou a pravou část - na opěrnou štolu (obr.4), později rozšířenou na celou plochu kaloty. Příčný řez ve výrubu má plochu 127,7 m². V rámci projektu se však počítalo s navýšením velikosti pro eliminaci konvergencí a tolerancí o 120 mm oproti vnitřnímu světlému profilu tunelu v primárním ostění. (Bým, 2009)



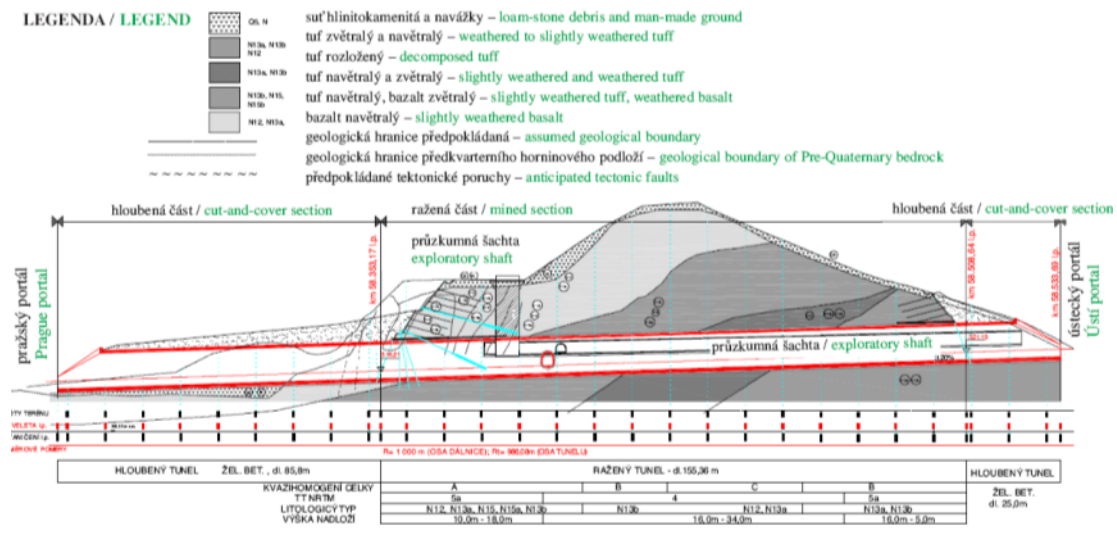
Obr.4 Členěná kalota prackovického tunelu (Hilar et al., 2010)

Způsob ražby je zaříděn do dvou technologických tříd - 4 a 5a podle již provedeného geologického průzkumu. Celý úsek byl tak rozdělen na 4 kvazihomogenní úseky podle předpokládané geologie (tab.1). Tabulka převzata z Býma (2009).

Označení celku	Staničení [km]	Délka úseku [m]	Litologický typ	Výška nadloží [m]	Technologická třída NRTM
A	58,378 - 58,420	42	N12,N13a,N13b,N15	8,5 - 21	5a
B	58,420 - 58,464	44	N13a,N13b	14 - 34	4
C	58,464 - 58,489	25	N12,N13a,N13b	14 - 34	4
D	58,489 - 58,518	29	N13a,N13b	3 - 14	5a

Tab.1 Rozdělení na kvazihomogenní celky (Bým, 2009)

Prackovickým tunelem byl zhotoven podélný geologický řez (obr.5) a jeho příslušné litologické typy jsou popsány na str. 19 (viz odstavec 4.4).



Obr.5 Geologický řez prackovickým tunelem (Svoboda a Novosad, 2008)

Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem C20/25-X0 se dvěma kari sítěmi 6/100/6/100 a příhradovým výztužným rámem. Jedná se o ostění se spodní železobetonovou klenbou.

(Bým, 2009)

Postup ražby (obr.6):

1. Výrub opěrné štoly

Pomocí jehel Roxor (32 mm) nebo pomocí samozávrtných svorníků se navrtá vějíř v podélném směru ražby v rámci stabilizace. Dále je na řadě výrub v délce jednoho záběru (délka jednoho záběru se liší v závislosti na technologické třídě ražby od 1 - 3 m). Nástříkem se stabilizuje čelo a stěny záběru. Ke stěnám výrubu přiložíme první kari síť s příhradovým výztužným rámem a poté se nastříká stříkaným betonem o tloušťce zhruba 2/3 definitivní tloušťky primárního ostění. Pak radiálně kotvíme primární ostění na výrub za pomoci svorníků, přidají se další kari sítě a dostříká se stříkaný beton na již požadovanou tloušťku.

2. Výrub kaloty

Opět se provede zpevnění čelby pomocí jehel Roxor nebo samozávrtných svorníků před dalším záběrem. V další fázi dochází k bourání opěrné štoly a to její vnitřní stěny, dochází k rozšíření výrubu na celou kalotu. Následuje postup totožný s prováděním opěrné štoly - vložení kari sítě, přidání stříkaného betonu, kotvení svorníky, přiložení druhé kari sítě a dostříkání zbývajících stříkaného betonu.

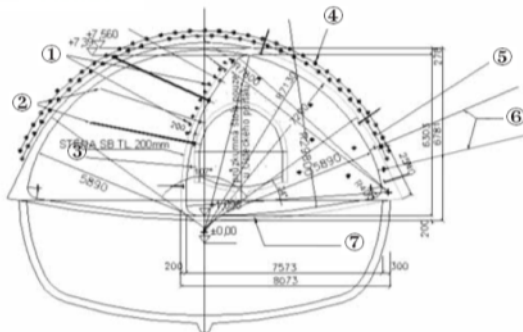
3. Výrub jádra

Pro zpevnění stěn výrubu se provede stabilizační nástřik. Následuje bourání protiklenby kaloty a výrub jádra. Primární ostění se zhotoví pomocí již popsaneho způsobu.

4. Výrub dna (počvy)

Výrub v záběru dna tunelu a provede se montáž stavební drenáže. Dále je na řadě montáž první kari sítě, dotvoření protiklenby primárního ostění druhou sítí a výztužného rámu. Nakonec se dno zasype štěrkovou drtí. (Bým, 2009)

I. FÁZE / PHASE I

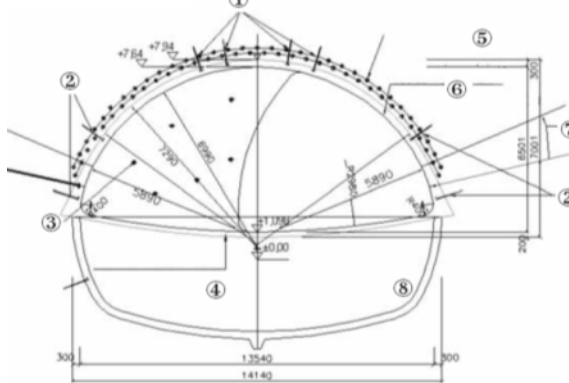


Ražba opěrové štoly + bourání průzkumné štoly, záběr 1 m (pouze u ústěckého portálu pod MP deštníkem)

Excavation of abutment gallery + breaking out of exploratory gallery, 1m round length (only at the Ústí portal; under canopy tube pre-support)

- 1 Jehly Roxor pr. 32 mm nebo samozávrtné svorníky dl. 4 m, použit v každém záběru
Roxor spiles 32mm dia or self-drilling rock bolts 4m long; to be used in each round
- 2 Hydraulicky upínané nebo samozávrtné svorníky dl. 4 m – Hydraulically expanded or self-drilling rock bolts, 4m long
- 3 Stěna SB tl. 200 mm – Shotcrete wall 200mm thick
- 4 Ochranný vějíř – mikropiloty pr. 114/12,5, dl. 20 m v rastru cca 0,55 m ve dvou řadách nad klenbou tunelu 20 až 25 cm, v počtu 63 ks
Canopy tube pre-support- tube dia. 114/12,5, 20m long, two tiers, 20-25cm above the tunnel roof, ca 0.55m spacing, 63 pcs
- 5 Primární ostění – SB C20/25-X0 tl. 300 mm + 2x KARI síť 6/100/6/100 + příhradový výztužný rám – Primary lining – SC C20/25-X0 300 mm thick + 2x KARI mesh 6/100/6/100 + lattice girder
- 6 Hydraulicky upínané nebo samozávrtné svorníky dl. 6 m – Hydraulically expanded or self-drilling rock bolts, 6m long
- 7 Spodní klenba opěrové štoly SB C20/25 tl. 200 mm 2x KARI síť 6/100/6/100
Invert of abutment gallery - SC C20/25 200mm thick, 2x KARI mesh 6/100/6/100

II. FÁZE / PHASE II

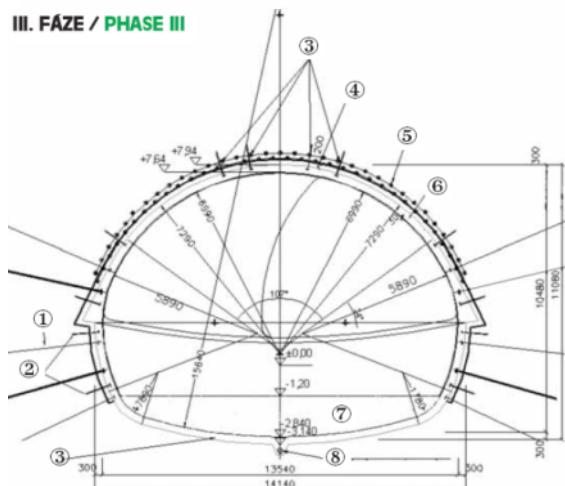


Ražba kaloty štoly + bourání stěny opěrové štoly záběr 1,0 m

Excavation of gallery top heading + breaking out of the wall of the abutment gallery, 1m round length

- 1 Svorníky pro kotvení příhrad. výztuže při montáži dl. 1,0 m – Rock bolts anchoring the lattice girders during assembly, 1m long
- 2 Hydraulicky upínané nebo samozávrtné svorníky dl. 6 m – Hydraulically expanded or self-drilling rock bolts, 6m long
- 3 Zajištění želvy v případě potřeby – Face support if necessary
- 4 Spodní klenba kaloty SB C20/25 – X0, tl. 200 mm 2x KARI síť 6/100/6/100
Invert of top heading - SC C20/25 200mm thick, 2x KARI mesh 6/100/6/100
- 5 Ochranný vějíř – mikropiloty pr. 114/12,5, dl. 15,0 m v rastru cca 0,55 m ve dvou řadách nad klenbou tunelu 20 až 25 cm, v počtu 63 ks – Canopy tube pre-support: tube dia. 114/12,5, 15,0m long, two tiers, 20-25cm above the tunnel roof, ca 0.55m spacing, 63 pcs
- 6 Primární ostění – SB C20/25-X0 tl. 300 mm + 2x KARI síť 6/100/6/100 + příhradový výztužný rám – Primary lining – SC C20/25-X0 300 mm thick + 2x KARI mesh 6/100/6/100 + lattice girder
- 7 Kotvy samozávrtné nebo kotvy hydraul. upínané, dl. 6 m – Self-drilling anchors or hydraulically expanded rock bolts, 6m long

III. FÁZE / PHASE III



Ražba jádra dna + bourání protiklenby kaloty záběr 2,0 m

Bottom core excavation + breaking out of top heading invert; round length of 2m

- 1 Hydraulicky upínané nebo samozávrtné svorníky dl. 4 m – Hydraulically expanded or self-drilling rock bolt, 4m long
- 2 Svorníky pro kotvení příhrad. výztuže při montáži dl. 1,0 m – Rock bolts anchoring the lattice girders during assembly, 4m long
- 3 Spodní klenba SB C20/25, tl. 300 mm 2x KARI síť 6/100/6/100 – Invert of top heading - SC C20/25 300mm thick, 2x KARI mesh 6/100/6/100
- 4 Technologický nadvýrub – Unavoidable overbreak
- 5 Ochranný vějíř – mikropiloty pr. 114/12,5, dl. 15,0 m v rastru cca 0,55 m ve dvou řadách nad klenbou tunelu 20 až 25 cm, v počtu 63 ks – Canopy tube pre-support: tube dia. 114/12,5, 15,0m long, two tiers, 20-25cm above the tunnel roof, ca 0.55m spacing, 63 pcs
- 6 Primární ostění – SB C20/25-X0 tl. 300 mm + 2x KARI síť 6/100/6/100 + příhradový výztužný rám – Primary lining – SC C20/25-X0 300 mm thick + 2x KARI mesh 6/100/6/100 + lattice girder
- 7 Ochranná vrstva štěrku nebo recyklat – Protective layer of gravel or recycled muck
- 8 Stav. drenáž DN 200 ve štěrkovém loži – Construction drainage DN200 in gravel bed

Obr.6 Postup technologické třídy 5a - levá tunelová trouba pod mikropilotovými deštníky (Fuksa a Čejka, 2009)

4. Geologické, morfologické a hydrogeologické poměry

4.1 Geografie a morfologie

Tunel Prackovice prostupuje v oblasti Českého středohoří masiv hřebene kopce Debus (395 m n.m.) ve vrcholové partii prackovického lomu (obr.7) nad obcí Prackovice. Staveniště se vyskytuje ve vzdálenosti cca 1,5 km SZ od obce Prackovice nad Labem. Lokalita tunelu je součástí komplexu vulkanických hornin Českého středohoří. České středohoří je tedy sopečné pohoří, které vzniklo v paleogénu, kdy vulkanická centra prorazila českou křídovou tabuli. Zastižený masiv v oblasti raženého tunelu je z podstatné části tvořen silně zvětralými až rozloženými čedičovými tufy, což jsou pozůstatky někdejší sopečné činnosti ve formě navrstvených vyvrženin sopečného popela v průběhu vulkanických explozí. Sopečné tufy mají charakter úlomkovitě až kusovitě odlučné horniny se strukturou pórovitou nebo konglomerátovou. (Barták, 2008)



Obr.7 Pohled na prostor pražského portálu (Barták a Čejka, 2010)

Z hlediska petrologického zde můžeme najít poměrně pestrou škálu hornin, z výlevných hornin převládají olivinické alkalické bazalty a bazalty, které jsou většinou silně alterované. Pro výlevné horniny byl používán smluvní souhrnný název „bazalt“, ať už rozložený, zvětralý či navětralý. U portálu jsou svahy z převážné části pokryté sutí, která má většinou kamenitý až balvanitý charakter s hlinito-písčitou výplní. (Svoboda a Novosad, 2008)

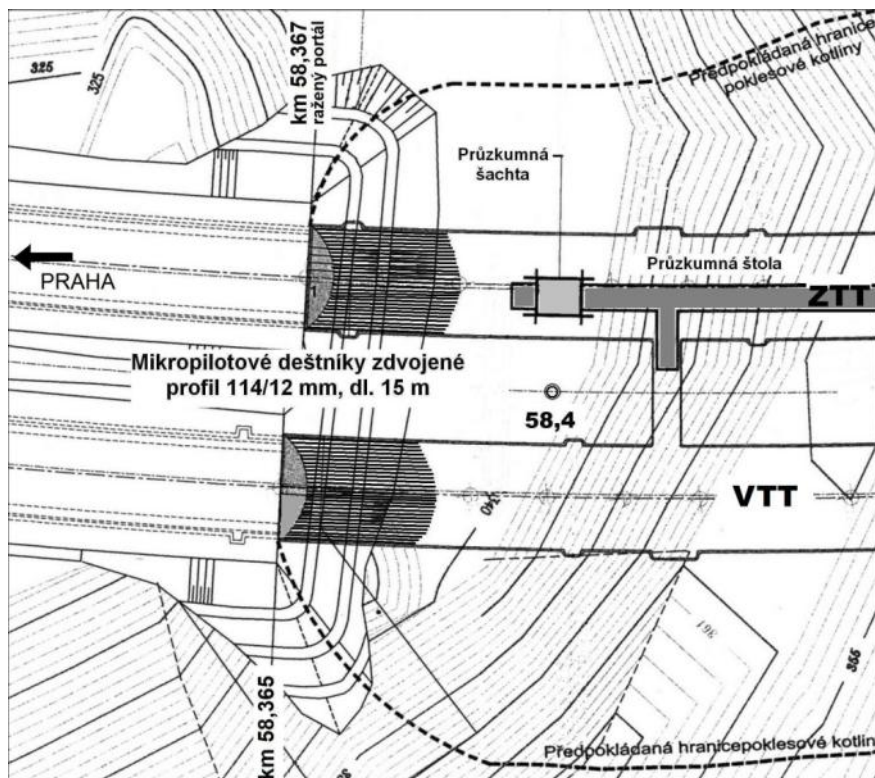
Těžba v lomu byla prováděna ve 2 etážích. Výška etáží se zde pohybuje kolem 20-22 m. Začátek spodní etáže se vyskytuje na úrovni cca 317-319 m n.m. Vrchol hřbetu se nachází zhruba ve výšce 360-362 m n.m. (Fuksa a Čejka, 2009)

Tunelové trouby procházejí z hlediska geologické stavby území a konfigurace terénu velmi komplikovaným prostředím. Dle ČSN 73 1001 je stavba zařazena do III. geotechnické kategorie, tj. náročná stavba ve složitých geotechnických podmínkách. (Svoboda a Novosad, 2008)

4.2 Průzkumná geologická štola

V rámci zpřesnění geologického průzkumu byla provedena ražba průzkumné štoly (stavba 0805/G). Přípravné práce k zahájení ražby štoly z jižního portálu odhalily výraznou nestabilitu masivu, která byla vyvolaná seismickými účinky někdejších hromadných (komorových) odstřelů ve starém prackovickém lomu. Pórovitost (v daném prostředí spíše mezerovitost) je v důsledku natřesení značná, v určitých místech má charakter dutin až malých kaveren. Jednoznačně zde nelze také vyloučit relikty ložiskového průzkumu a přístupových štol ke komorám hromadných odstřelů. (Barták a Čejka, 2010)

Štolu, která byla situována v pravé opěře levé tunelové troubě, se nepodařilo vybudovat v celé ražené délce. Největší problém nastal při realizaci portálu průzkumné štoly do nestabilní a silně tlačivé portálové části masivu. Od horizontálního zaražení průzkumné štoly muselo být upuštěno a začátek štolovaného úseku byl posunut o cca 50 m směrem do hory (obr.8). Nejdříve se vyhloubilo startovací dílo - šachta, která byla realizována z horní etáže, poté byla ze šachty vyražena směrem k severnímu portálu průzkumná štola. Průzkumná štola podrobným průzkumem ověřila složité geologické podmínky a stanovila vlastnosti horninového masivu včetně reakce na ražbu podzemního díla. (Barták, 2008)



Obr.8 Situace jižní portálové oblasti (Barták a Čejka, 2010)

4.3 Doplnující inženýrsko-geologický průzkum pražského portálu

Vzhledem k odsazení vstupní šachty od budoucího raženého portálu tunelu nebyly získány o nestabilní portálové oblasti žádné podrobnější geotechnické poznatky. Před zahájením realizačních prací bylo důležité provést doplňující průzkum portálového úseku. Poblíž hrany lomové etáže byly navrženy čtyři průzkumné vrty. Vrtný průzkum byl doplněn geofyzikální nepřímou průzkumnou metodou - mělkou refrakční seismikou. (Svoboda a Novosad, 2010)

4.4 Výsledky průzkumu

Díky inženýrsko-geologickému průzkumu dokážeme prostorově vymezit geologické struktury horninového masivu (tab.2). Sledovaný úsek se vyznačuje střídáním subvertikálně umístěných těles pevnějších bloků horniny (hrubozrnných aglomerátových tufů) nebo méně zvětralých bazaltových žil s polohami omezeně pevného, místy hlinito-ulomkovitě rozloženého tufu. Ražbu mohla zcela komplikovat pevnější blokově odlučná tělesa tzv. „vyjžděním“ ze stropu a z čela výrubu. (Bým, 2009)

Tabulka převzata z Altmana (2008).

kód	název	ČSN 731001	E	E _{def}	v	δ	c _{ef}	φ _{ef}	Těžitelnost
-	-	-	MPa	MPa	-	kN/m ³	kPa	°	-
N,Q4,Q5	suť a odval	F1,G4		5-10	0,35		4-12	26-32	3-4
N12	tuf rozložený	R6	70	35	0,33	18,5	30	26	3
N13a	tuf zvětralý	R5	700	350	0,3	20	40/25	33/30	4
N13b	tuf navětralý	R4	1300	650	0,28	22	100/30	38/34	3-4
N14a	bazalt zcela zvětralý	R5	800	400	0,3	23,5	40	27	4
N15	bazalt zvětralý	R4-R3	1400	700	0,25	25	50/30	38/34	5
N15a	bazalt navětralý	R2	3000	1500	0,15	28	300/70	46/40	6-7

Tab.2 Parametry horninového masivu (Altman, 2008)

Výskyt zemin a hornin od povrchu do podloží a jejich popsání je následující:

Převzato z Novosada (2008).

Symbolsy:

- **N** navážka - recent
- **Q1** recent
- **Q2 - Q9** kvartér (pleistocén, holocén)
- **N10 - N15** terciér (neogén)

Podkladem pro statické výpočty byly výsledky a vyhodnocení laboratorních zkoušek několika etap průzkumu:

- Doplnující geotechnický průzkum (PUDIS 1998)
- Podrobný geotechnický průzkum včetně doplňků (PUDIS 1997 a 2001)
- Pedologický průzkum (K+K průzkum 1996)
- Dálniční tunel Prackovice - pražský portál - ověření kvality nadloží (RNDr. J. Altmann - duben 2008)
- Průzkumná štola Prackovice - geotechnický monitoring - AZconsult spol. s.r.o. - 2005 (Novosad, 2008)

4.4.1 Navážky a násypy (N)

Výskyt hlavně při těžbě v prackovickém lomu a dosahují mocnosti více než 10 m. Převládají tu hlavně hlinito-písčité až písčité šterky s bloky a balvany bazaltu umístěné pod úhlem přirozené sklonitosti sypaniny (tj. kolem 35°). Podle obsahu a velikosti šterkové frakce se třída těžitelnosti dle ČSN 73 3050 pohybuje od třídy 3 do třídy 5.

4.4.2 Svahové hlíny (Q4)

Převaha hlín a písčitých hlín s úlomky zvětralých skalních hornin. Pomocí normy ČSN 73 1001 se zjistilo, že převládá třída F3 (symbol MS - písčitá hlína) až třída F5 (symbol ML - hlína s nízkou plasticitou). O konzistenci můžeme říci, že je převážně pevná a třída těžitelnosti je 3.

4.4.3 Kamenito-hlinité sutě (Q5)

Podle ČSN 73 1001 převládá třída G3 (symbol G-F - štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy). Můžeme o nich říci, že jsou proměnlivého složení ve vertikálním i horizontálním směru a vyskytují se zejména pod svahy vulkanitů. Podle ČSN 73 3050 spadají do třídy těžitelnosti 4 - 5.

4.4.4 Tufy

Jsou to pyroklastické horniny rezavě šedé barvy. Z hlediska petrografického převažuje litoklastický (částice krystalizované horniny) a krystaloklastický (krystaly minerálů) materiál. Na vzorcích můžeme makroskopicky odlišit krystaly biotitu, augitu, amfibolu a olivínu. Místy se v tufech objevují i slepence se zaoblenými ostrohrannými klastickými částicemi o velikosti do 8 cm. V podstatě se jedná o tufové a bazaltové konglomeráty, které lze rozbít geologickým kladívkem.

Podle stupně zvětrání rozlišujeme:

- **Rozložené tufy (N12)** - Dle ČSN 73 1001 převaha hlíny písčité a jíly písčité, místy písky hlinité. Jedná se o třídu R6 s těžitelností podle ČSN 73 3050 třídy 3. Dle ČSN 72 1001 třídy W5.
- **Zvětralé (N13a) a navětralé (N13b) tufy** - Porézní textura s proměnlivými úlomky hornin a polohami konglomerátu, tvořené úlomkovitě až kusovitě odlučnou horninou, zatřídění R5 resp. R4 těžitelnosti třídy 4 - 5. Dle ČSN 72 1001 třídy W4 (silně zvětralé) až W2 (slabě zvětralé až navětralé).

4.4.5 Vulkanické horniny - bazalty

Výskyt hlavně v okolí prackovického lomu. Podle stupně zvětrání rozlišujeme:

- **Rozložené bazalty (N14)** - Třída R6, složení charakteru eluviálního rezidua, převažuje písek hlinitý a hlína písčité s drobnými úlomky bazaltu, třída těžitelnosti 3 - 4. Dle ČSN 72 1001 třída W5.
- **Zvětralé bazalty (N15)** - úlomkovitě rozpadavé, max. 5 cm, porézní, většinou s povlaky Fe-oxidů a hydroxidů, snadno rozpojitelné, spadající dle ČSN 73 1001 do třídy R3, R4 a dle ČSN 73 3050 do třídy 4, místy i 5. Dle ČSN 72 1001 do třídy W4.
- **Navětralé bazalty (N15a)** - Mohou se vyskytovat povlaky Fe-oxidů a hydroxidů na puklinách, kusovitě rozpadavé, zřídka málokdy rozpojitelná poklepem kladívka, vysoká pevnost třídy R2 s těžitelností 5 - 6. Dle ČSN 72 1001 třídy W3 a W2.
- **Navětralé až technicky zdravé bazalty (N15b)** - V nezvětralém stavu je lze charakterizovat jako velmi jemnozrnné bazické horniny černé nebo šedočerné barvy. Masivní textura, zřídka pórovitá. Porfyrická struktura. Mineralogické složení: ve vyrostlicích (1 až 8 mm) amfibol, augit, olivín, v základní hmotě augit a bazický plagioklas, magnetit, sklo atd. V prackovickém lomu jsou výskyty bazaltu méně časté, pravděpodobně většinou vytěženy. Třída pevnosti je R1 s obtížnou rozpojitelností dle ČSN 73 1001 a podle ČSN 73 3050 je lze zařadit do třídy 6 - 7, dle ČSN 72 1001 třídy W1. (Novosad, 2008)

4.5 Hydrogeologické poměry

Výskyt pramenů při prováděném mapování nebyl zjištěn a ani podzemní voda v horizontálně prováděných vrtech nebyla nalezena. Zjištěná hladina podzemní vody se vyskytuje přibližně 10 m pod niveletou dálnice. Přírory z puklin nejsou vyloučené, voda může být zadržována další neprůchodností pukliny. Došlo se k závěru, že do tunelů nebude soustavně přitékat takové množství vody, aby ji nebylo možné běžnými technickými způsoby neškodně odvést. (Bým, 2009)

5. Průběh výstavby tunelu

5.1 Příprava stavby

Přípravné práce k zahájení ražby začaly v roce 2005 výstavbou průzkumné štoly z jižního (pražského) portálu skrz spodní etáž lomu Prackovice. Následně po proražení štoly byly práce zastaveny. Další obnovení prací proběhlo až v roce 2008, kdy byl zpracován doplňující průzkum pro ověření kvality tunelového nadloží v okolí pražského portálu. Dále proběhlo mýcení lesa a mimolesní zeleně. Ukázalo se, že obnažený terén neodpovídá mapovým podkladům, a proto bylo nutné provést nové zaměření. V tomto okamžiku došlo opět k přerušení stavebních prací. Vzniklo zde velké nebezpečí jak ze ztráty stability provizorní výztuže průzkumné štoly, tak ze ztráty stability celého masivu portálové stěny. Delší časové prodlevy v ražbě totiž nepříznivě ovlivňují fyzikálně - mechanické charakteristiky horninového masivu. (Fuksa a Čejka, 2009)

5.2 Hloubení a zajištění portálu

Všechny průzkumné předpoklady byly potvrzeny při hloubení jednotlivých etáží v oblasti pražského portálu. Geologická stavba masivu je mimořádně komplikovaná, ať už z hlediska pyroklastického charakteru hornin tak také z ovlivnění masivu těžbou lomu. Nepříznivé stabilitní vlastnosti a úlomkovitá rozpadavost poloh zvětralých tufů a bazaltů (obr.9) nutně vyžadovaly v oblasti portálu zajištění, které tvoří tížná zeď vytvořena soustavou kotevních trnů (hřebů) v kombinaci s plošnou skořepinou ze stříkaného betonu vyztuženou svařovanými sítěmi na svahu portálové stěny. Zajištění je doplněno pramencovými kotvami, a to ve dvou úrovních (obr.10). Povrchová napětí, která vznikala při postupném odtěžování části svahů se za pomoci hřebíků (ukotvených do skořepiny stříkaných betonů) přenáší do hlubších partií masivu. S ohledem na velmi špatné geologické podmínky bylo nutné provést zkušební pole. Po vyhodnocení zkoušek bylo rozhodnuto, že hřebíky (tyčové kotvy) nebude možno spolehlivě všude zajistit a tak bylo potřeba proinjektovat zejména 1. etáž pomocí tryskové injektáže. Teprve do sanovaného prostředí bylo možné osadit tyčové kotvy a aktivovat je cementovou zálivkou. (Barták a Čejka, 2010)



Obr.9 Zvětralé tufy a bazalty zastižené při hloubení portálu (Barták a Čejka, 2010)



Obr.10 Oblast pražského portálu před zahájením ražby (Barták a Čejka, 2010)

5.2.1 Mikropilotový deštník

Před vlastní ražbou tunelových trub bylo nutné provést další stabilizační opatření, to bylo provedeno pomocí dvojitého mikropilotového deštníku (obr.11) nad obrysem tunelových trub. Mikropiloty jsou ze silnostěnné oceli, dlouhé 20 m a jsou zainjektované. Během realizace zajištění portálu během jeho hloubení došlo u hřebíků a horninových kotev k vysoké spotřebě

injektážích hmot. Při provádění mikropilot se znovu ukázalo, že prostředí je silně mezerovité, kdy došlo k enormně vysoké spotřebě injekčních hmot. (Hilar et al., 2010)



Obr.11 Mikropilotový deštník (Hilar et al., 2010)

5.2.2 Injektáž

Mikropiloty jsou injektované přes manžetu (umístěná v zadní části vrtu) až do té doby, než prostoupí injekční směs odvodušňovací trubicou u ústí vrtu. Tehdy můžeme říci, že je zcela zaplněn prostor mezi ocelovou trubicou mikropiloty a stěnou vrtu. Tento objem se nazývá základní a značí se V_Z . Případně část injektážní směsi vyplní puklinky v horninovém prostředí v okolí vrtu. (Barták, 2008)

Možnost stanovit spotřebu injektážní směsi lze poměrně přesně. V horninovém prostředí s nepřilíš intenzivním porušením plochami diskontinuity je navýšení objemu směsi oproti základnímu V_Z obvykle 15 až 20 %. Zřejmě z tohoto teoretického odhadu vycházel údaj v realizační dokumentaci, který stanovil spotřebu injekční směsi u jednoho vrtu hodnotou 300 l. Skutečná spotřeba injektážní směsi se svým objemem V_S výrazně liší od základního teoretického objemu V_Z . Jedná se tu o prostředí mimořádně silně puklinaté, s dutinami a kavernami, případně s dalšími neidentifikovanými relikty starých důlních děl (stařin). V mikropilotách, v nichž bylo dosaženo úplného natlakování vrtu, což je pro předpokládané zlepšení pevnostních a přetvárných vlastností masivu žádoucí, skutečná spotřeba injekční směsi byla tří až osmi násobkem základní spotřeby směsi. (Barták, 2008)

U několika mikropilot se spotřebou až 5000 l injektážní směsi (téměř dvaceti násobek základní spotřeby) byla injektáž zastavena na hranici povoleného limitu spotřeby na jeden vrt, aniž bylo dosaženo patřičného natlakování. Za příčinu se neudává pouhý únik do puklin. Tato situace představuje nezanedbatelné varování i pro vlastní ražbu. Tato směs ale musela někde zatvrdnout a vlastnosti masivu zlepšuje, i když přesná lokalizace zlepšení je velmi nejasná. Nejnepříznivějším jevem by byl únik injektážní směsi do reliktv starých průzkumných a těžebních štol. (Barták, 2008)

5.3 Geotechnický monitoring

Nezbytnou součástí vedení stavby je geotechnický monitoring, zajišťuje ho nezávislá organizace AZ Consult, spol. s.r.o. Jednotlivé objekty mají realizační dokumentaci, v níž jsou stanoveny varovné a limitní stavy. Za varovný stav se považuje dosažení $\frac{3}{4}$ hodnoty limitního stavu bez zjevné tendence ustálení deformací. Když dojde k varovnému stavu, musí zpracovatel výsledků měření ihned informovat předem dohodnutým způsobem partnery výstavby, svolat Radu geotechnického monitoringu, aby se odborně stanovila příčina a aby se následně mohla učinit opatření pro stabilizaci vzniklého stavu. Během výstavby došlo dvakrát ke vzniku varovných stavů, kdy bylo nutné, dle pravidel observační metody, provést rychle opatření. (Fuksa a Čejka, 2009)

5.3.1 Geotechnický monitoring při hloubení

Při odtěžování zeminy před dočasnou stěnou raženého portálu byly zaznamenány 3D měřeními svislé a vodorovné deformace. Po zahájení hloubení v období červen až září 2008 se velikost svislých a vodorovných deformací pohybovala ve svislém a podélném směru pod 10 mm. Po celkovém odtěžení téměř 20 000 m³ horniny před portálovou stěnou a zajištěním portálu na plnou výšku, včetně všech injektáží, se projevil větší deformace na všech etážích, které během dvou týdnů na začátku září vzrostly nejvíce ve 2. etáži, a to na 27 mm v podélném směru. Limitní horizontální deformace portálu byla stanovena hodnotou 50 mm. Tyto deformační projevy byly způsobeny výrazným odlehčením masivu a deformační projevy byly ještě zvětšovány vlivem vnitřního přitěžování masivu vysokým množstvím injekční směsi, které působí v masivu svislými i horizontálními tlaky. Stávající deformace sice vyčerpávala sice jen 52 % limitní horizontální deformace, ale obavy vzbuzoval neustalující se průběh všech sledovaných deformací. (Barták a Čejka, 2010)

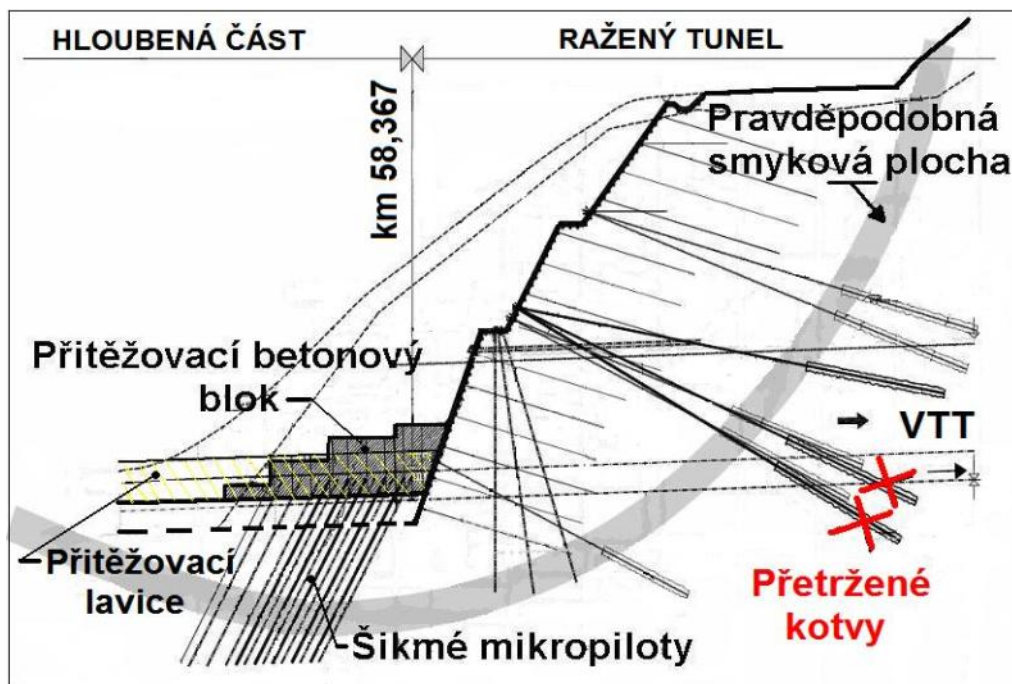
Z důvodu neustalujících se deformací bylo, na základě observačního charakteru návrhu zajištění, rozhodnuto o provedení stavebních úprav, které mají za úkol zajistit ustalování

deformací. Byla použita dvě stabilizační opatření - přísyp 500 m³ zemního materiálu k portálově stěně, dále byla provedena 3. řada předpjatých pramencových kotev na úrovni počvy kaloty tunelů. Tímto doplňujícím stavebním provedením došlo k úplnému zklidnění deformací a následně přistoupeno k zarážce západní tunelové trouby. (Svoboda a Novosad, 2010)

5.3.2 Geotechnický monitoring v průběhu ražby

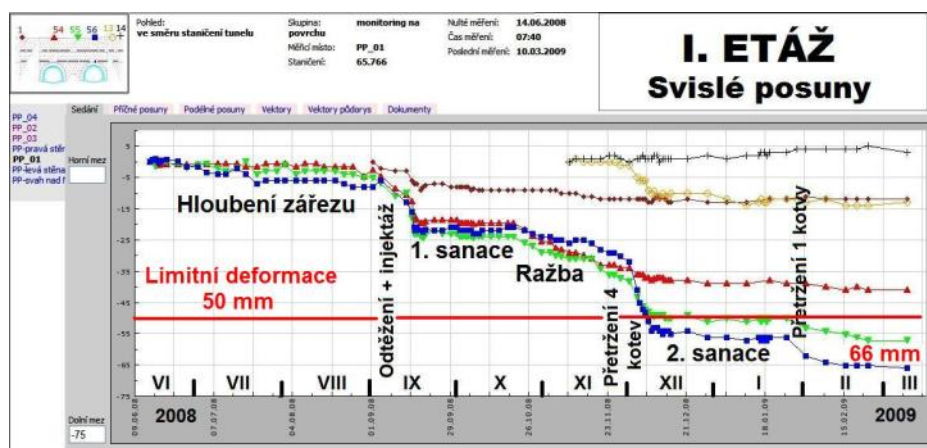
Opatrná ražba sice vedla k očekávanému obnovení deformací, ale jejich rychlost se jevila jako přijatelná. Po zarážce východní tunelové trouby vzrostla největší vodorovná deformace ve směru os tunelů na 2. etáži až na hodnotu 43 mm, což už bylo 86 % stanovení limitní deformace. Stabilita opěrného klínu (ponechaná neodtěžená část horniny před portálem) se ukázala ve spojitosti s přerušением čtyř předpjatých kotev (pátou kotvu likvidace teprve čekala), které byly navrtány do výrubního profilu, jako nedostatečná. Na ztrátu těchto kotev nejvíce reagoval extenzometr situovaný nad východní tunelovou troubou blízko místa kořenů kotev, skokovou změnou svislé deformace o 27 mm. Svislé deformace souvisely pravděpodobně s progresivní změnou mezerovitosti masivu po výšce nadloží. Podobným trendem, i když nižšími hodnotami, reagovaly svislé a vodorovné deformace na portálově stěně. Limitní deformace byly vyčerpány a tak byla ražba zastavena a musela se provést další stabilizační opatření. (Barták a Čejka, 2010)

Na základě výsledků geotechnického monitoringu a po projednání na zasedání Rady geotechnického monitoringu za účasti soudního znalce, bylo rozhodnuto, aby byla použita dvě stabilizační opatření - neprodlený přísyp zemního materiálu k portálově stěně a vybetonování mohutného monolitického bloku ve středu portálové oblasti založeného na šikmých mikropilotách (obr.12). Tento blok přitěžoval počvu zářezu před portálovou stěnou a podporoval horizontálně horninový pilíř mezi tunelovými troubami, jelikož charakter deformací indikoval totiž pravděpodobný vznik válcové smykové plochy a ohrožovala tak vnější stabilitu portálové stěny. Možnost vzniku smykové plochy nebyla prokázána numerickým řešením metodou konečných prvků. V důsledku provedení sanačních opatření došlo ke zvýšení stability. (Barták a Čejka, 2010)



Obr.12 Stabilizační opatření po přerušení kotev (Barták a Čejka, 2010)

Na přelomu ledna a února 2009 došlo k obnovení ražby východní tunelové trouby a poslední pátá předpjatá kotva ve výrubním profilu byla zlikvidována a tím došlo k deformační odezvě - zvětšení deformací. Deformační odezva se projevovala svislými deformacemi. Na 1. etáži vzrostla o 10 mm. Na ostatních etážích portálové stěny již nedošlo k žádné změně vodorovných ani svislých deformací, takže se pokračovalo v ražbě bez dalších opatření a již nedocházelo k dalšímu ovlivňování portálové stěny. Celkový průběh zásadních svislých deformací portálu za období červen 2008 až březen 2009 je na obr.13. (Barták a Čejka, 2010)



Obr.13 Celkový průběh svislých deformací portálu (Barták a Čejka, 2010)

Po složité ražbě v oblasti pražského portálu neprovázely ražbu žádné větší komplikace a postupně se přešlo na provádění vystrojení podle technologické třídy NRTM 4, bez dělení

kaloty. Během ražby byly zastiženy bazalty vysoké pevnosti a bylo nutné použít trhací práce. Současně se začalo se stavbou ústeckého portálu, která byla zkomplikována obtížnou přístupností k portálu, který se nachází v zalesněné oblasti, do které má těžká technika přístup pouze s povolením. Jako přístupová cesta se využívala průzkumná štola ražená v místech levé tunelové trouby. Ražba tunelu Prackovice byla úspěšně dokončena v polovině roku 2009 (obr.14). (Hilar et al., 2010)



Obr.14 Proražení pravé tunelové trouby v místech ústeckého portálu (Bým, 2009)

6. Numerická analýza

6.1 Úvod

Předmětem zpracování tohoto výpočtu byla studie stability pražského portálu tunelu Prackovice na dálnici D8. Pro zpětnou analýzu chování portálové stěny byl vytvořen numerický model v programu Plaxis pomocí metody konečných prvků.
(Hilar et.al, 2010)

6.2 Způsob výpočtu

6.2.1 Model horninového masivu

Převzato z Hilara a Srba (2009).

Pro simulaci horninového masivu byly použity 15-ti uzlové trojúhelníkové prvky. Chování horninového masivu bylo provedeno pomocí Mohr-Coulombova materiálového modelu, který je lineárně-elastický, ideálně plastický a je založen na následujících vstupních parametrech:

E.....Deformační modul [MPa]

νPoissonovo čílo [-]

ΦÚhel vnitřního tření [°]

cSoudržnost [kPa]

ψÚhel dilatance [°]

Dalším vstupním údajem je objemová tíha zeminy

γObjemová tíha [kN/m³]

6.2.2 Model prvků výstroje tunelu

Převzato z Hilara a Srba (2009).

Použity jednorozměrné elasto-plastické prvky, jejich chování je založeno na vstupních parametrech:

EI.....Ohybová pružnost [kNm²/m]

EA.....Osová pružnost [kN/m]

gSpecifická tíha [kN/m²]

νPoissonovo číslo [-]

6.3 Vstupní parametry

6.3.1 Parametry horninového masivu

Tabulka převzata z Hilara a Srba (2009).

Vrstva	Popis vrstvy	ČSN 73 1001	γ kN/m ³	E _{def} MPa	c kPa	ϕ °	ν
N, Q5	Suť a odval	F1, G4	19,0	7,5	8	29	0,35
N12, N13a	Tuf rozložený, Tuf zvětralý	R6-R5	19,5	100	35	29	0,30
N13b, N15	Tuf nezvětralý, bazalt zvětralý	R4-R3	23,5	650	40	36	0,26

Tab.3 Parametry horninového masivu použité v základních výpočtech (Hilar a Srb, 2009)

6.3.2 Parametry prvků zajištění portálu

Parametry prvků převzaty z Hilara a Srba (2009).

Pramencové kotvy

Rozteč: 3,0 m

Průměr: 3*25 mm

Únosnost: 300 kN (100kN/m')

E = 210 GPa

A = 14,7*10⁻⁴ m²

EA = 210*10⁶*14,7*10⁻⁴ = 30,9*10⁴ kN (po 3m)

Hřebíky

Rozteč: 2,0 m

Průměr: 2*25 mm

Únosnost: 100 kN (50kN/m')

E = 210 GPa

A = 9,82*10⁻⁴ m²

EA = 210*10⁶*9,82*10⁻⁴ = 20,62*10⁴ kN (po 2 m)

Stříkaný beton

Mocnost: 200 mm

Materiál: C16/20

$E = 15 \text{ GPa}$

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$\nu = 0,15$

$EA = 15 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 0,2 = 3,0 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$

$EI = 15 \cdot 10^6 \cdot 0,666 \cdot 10^{-3} = 10,0 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2/\text{m}$

$g = 25 \cdot 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Mikropiloty

Vzdálenost: 1,2 m

Průměr: 14 mm

Mocnost: 10mm

$E = 210 \text{ GPa}$

$\nu = 0,3$

$A = 3267 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$

$EA_{\text{náhr}} = 210 \cdot 10^6 \cdot 3267 \cdot 10^{-6} = 686 \cdot 10^3 \text{ kN (po 1,2 m)}$

Betonový blok

$E = 20 \text{ GPa}$

$\nu = 0,25$

$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$

6.4 Vytvořené numerické modely

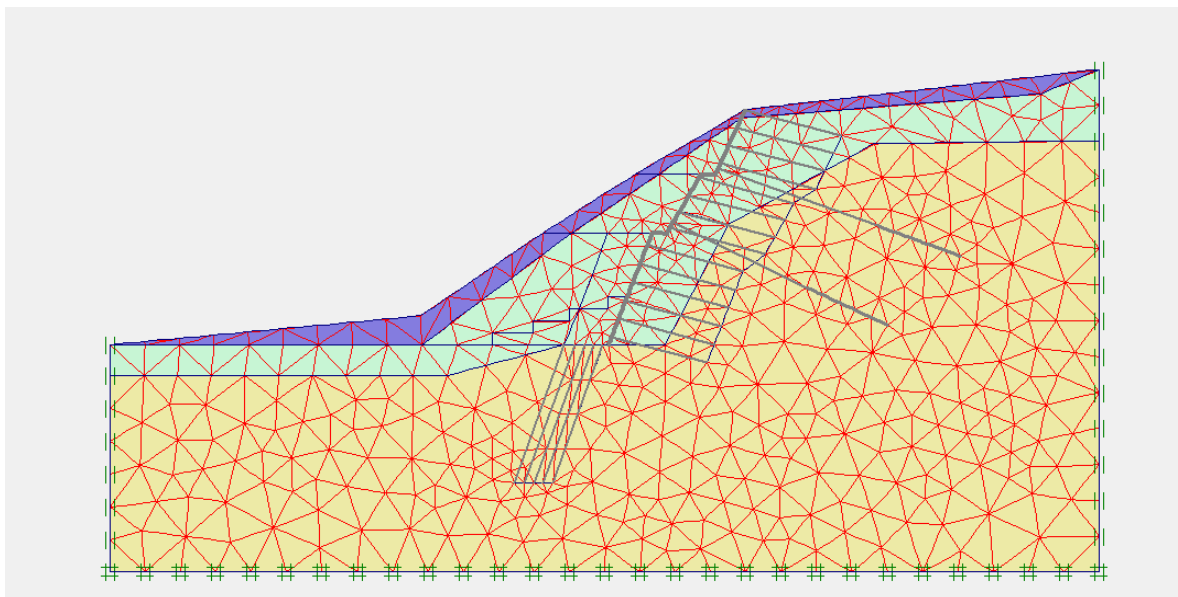
6.4.1 Základní model

Postup převzat od Hilara et al. (2010).

Pro výpočet byly použity střední hodnoty parametrů horninového masivu (tab.3). Pro zajištění svahu byly použity prvky v souladu s projektem a výstavbou (lanové kotvy, hřebíky, vrstva stříkaného betonu). V následujících fázích bylo simulováno přerušení spodní úrovně lanových kotev, dále stabilizace portálu monolitickým betonovým blokem (bez mikropilot a s mikropilotami).

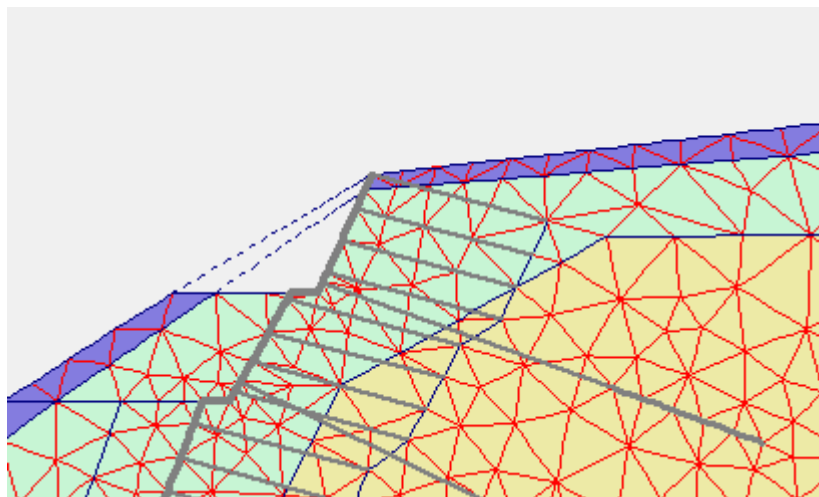
Fáze výpočtu:

1. Primární napjatost horninového masivu (obr.15)



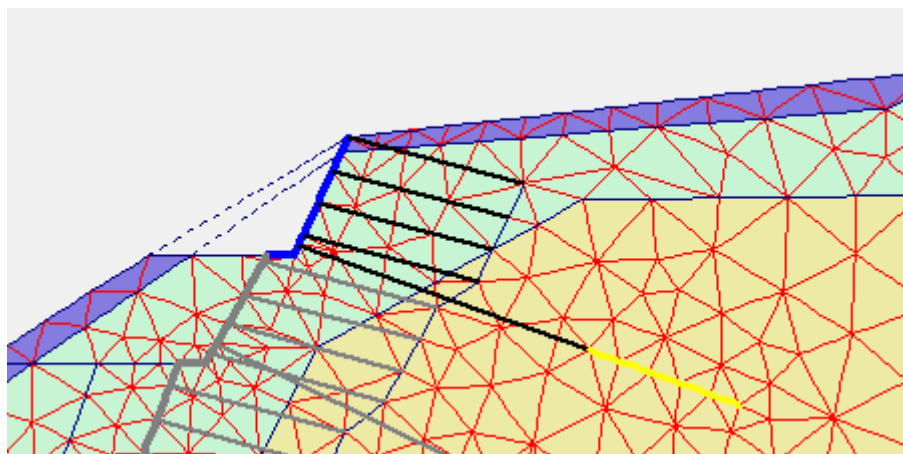
Obr.15 Primární napjatost horninového masivu

2. Odtěžení 1. úrovně (obr.16)



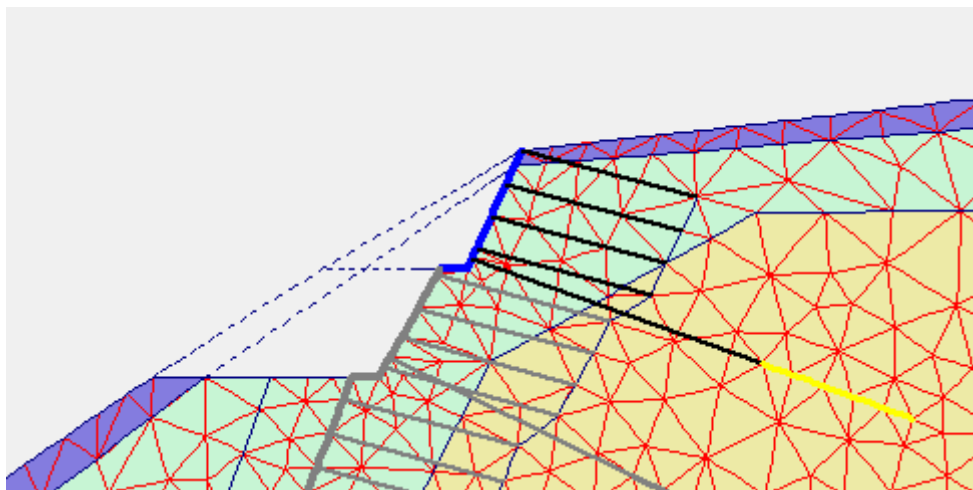
Obr.16 Odtěžení 1. úrovně

3. Zajištění 1. úrovně (lanové kotvy, hřebíky a vrstva stříkaného betonu) (obr.17)



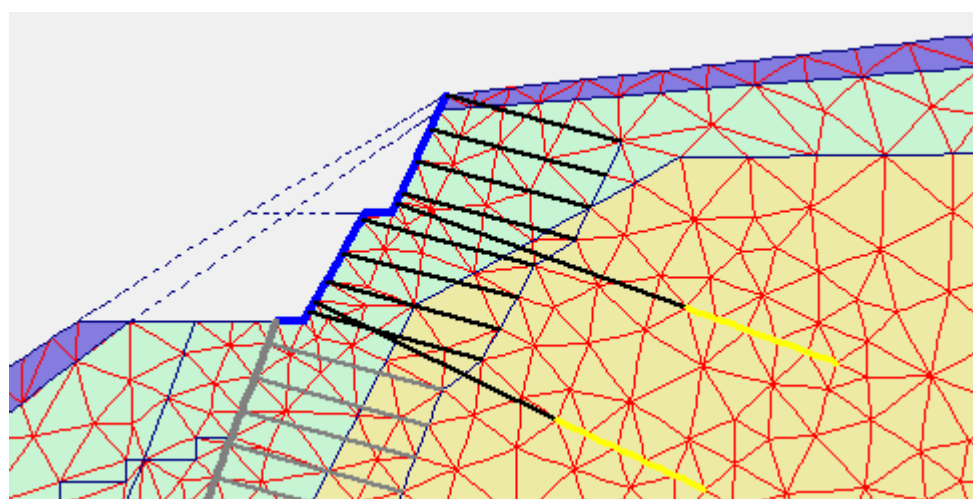
Obr.17 Zajištění 1. úrovně

4. Odtěžení 2. úrovně (obr.18)



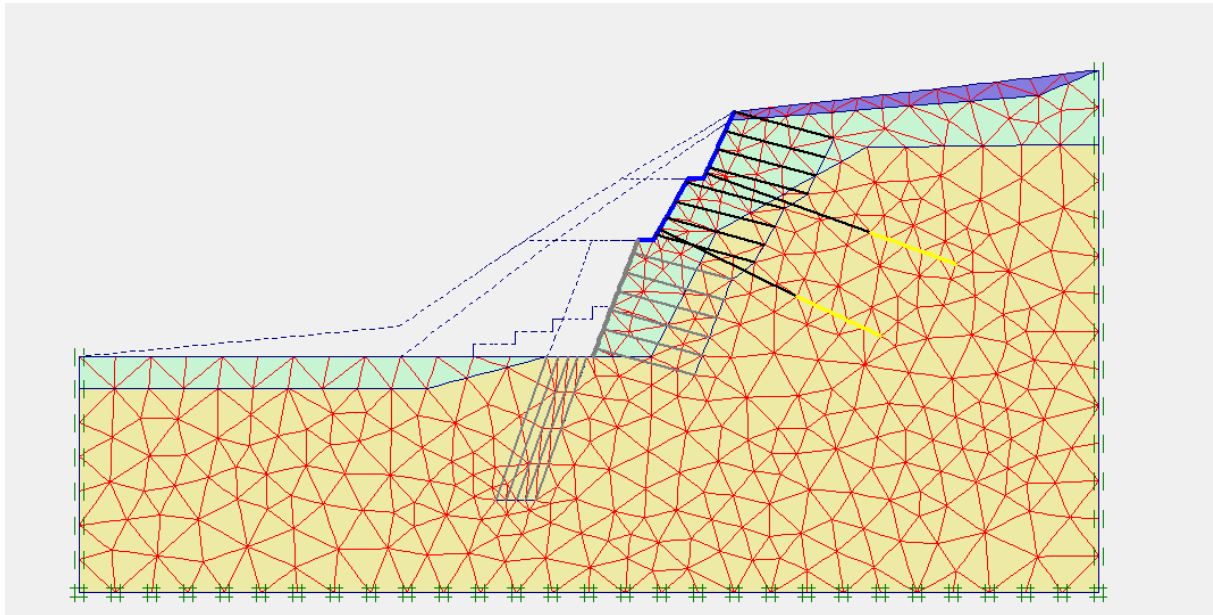
Obr.18 Odtěžení 2. úrovně

5. Zajištění 2. úrovně (lanové kotvy, hřebíky a vrstva stříkaného betonu) (obr.19)



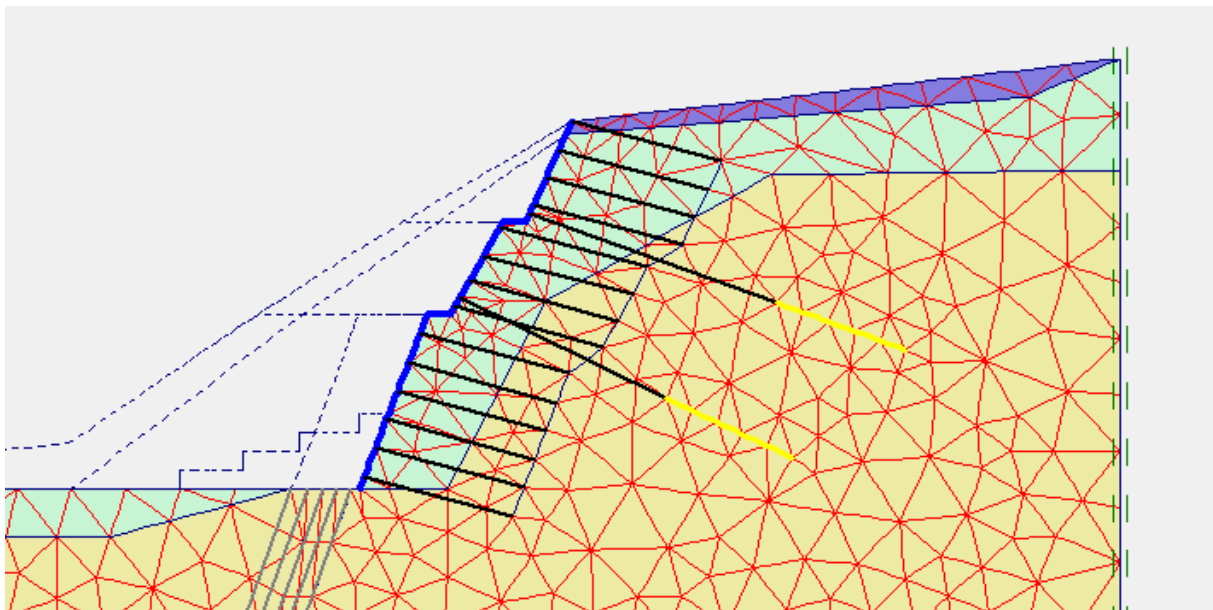
Obr.19 Zajištění 2. úrovně

6. Odtěžení 3. úrovně (obr.20)



Obr.20 Odtěžení 3. úrovně

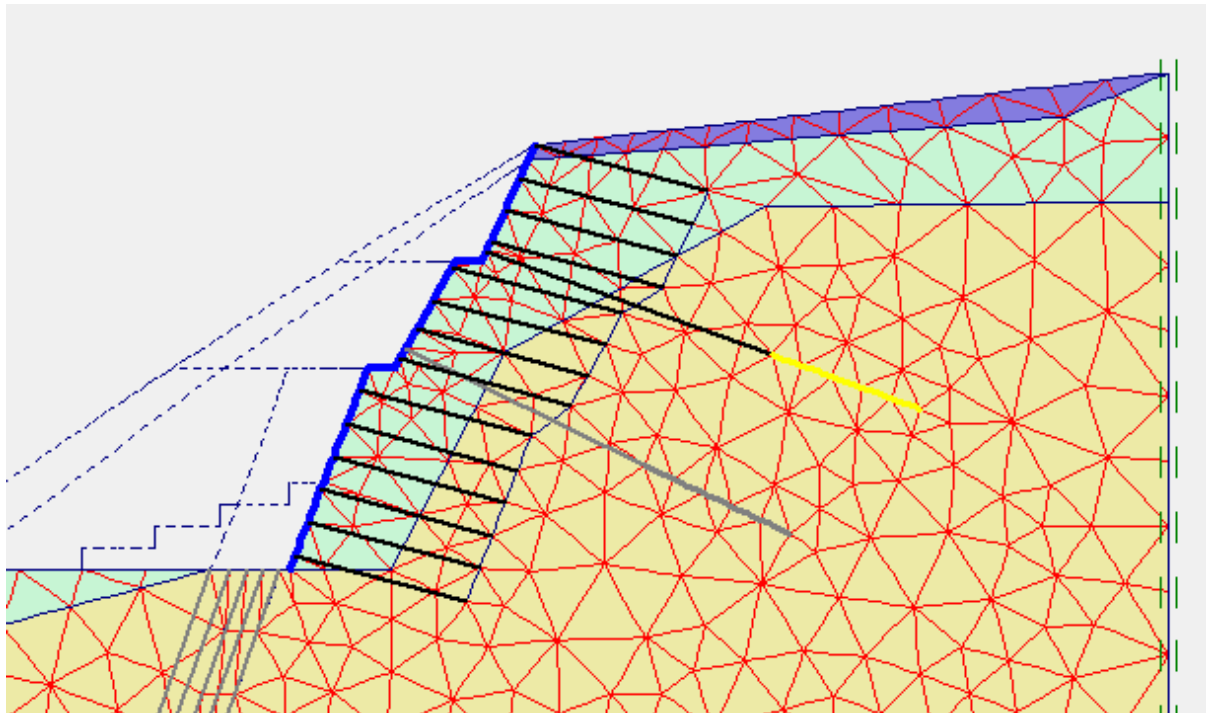
7. Dokončení výstavby portálu (zajištění 3. úrovně pomocí hřebíků a vrstvy stříkaného betonu) (obr.21)



Obr.21 Dokončení výstavby portálu

8. Výpočet stability

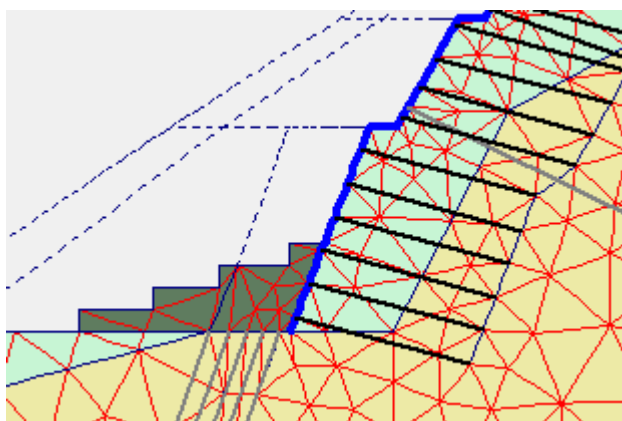
9. Deaktivace spodní řady kotev (obr.22)



Obr.22 Deaktivace spodní řady kotev

10. Výpočet stability svahu

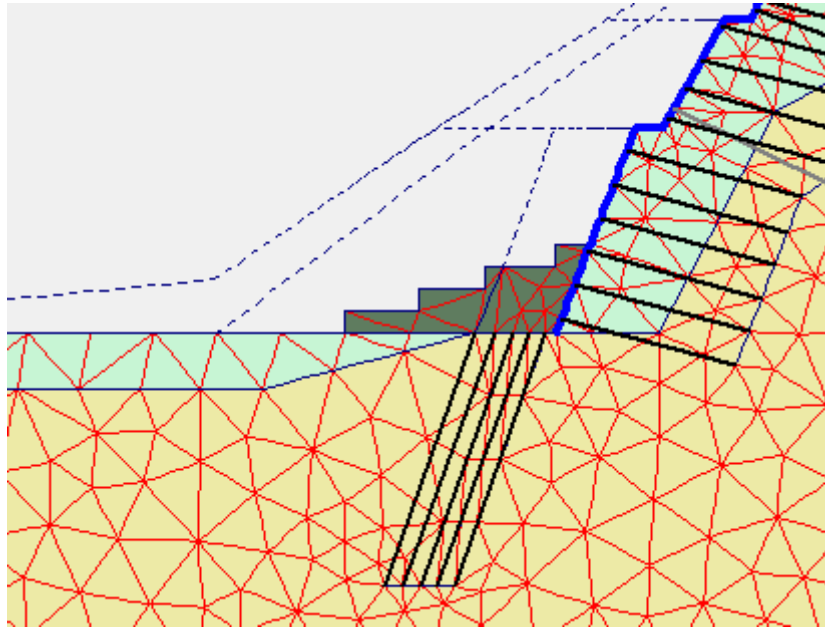
11. Stabilizace pomocí betonového bloku (obr.23)



Obr.23 Stabilizace svahu pomocí betonového bloku

12. Výpočet stability svahu

13. Zvýšení stability bloku pomocí mikropilot (obr.24)

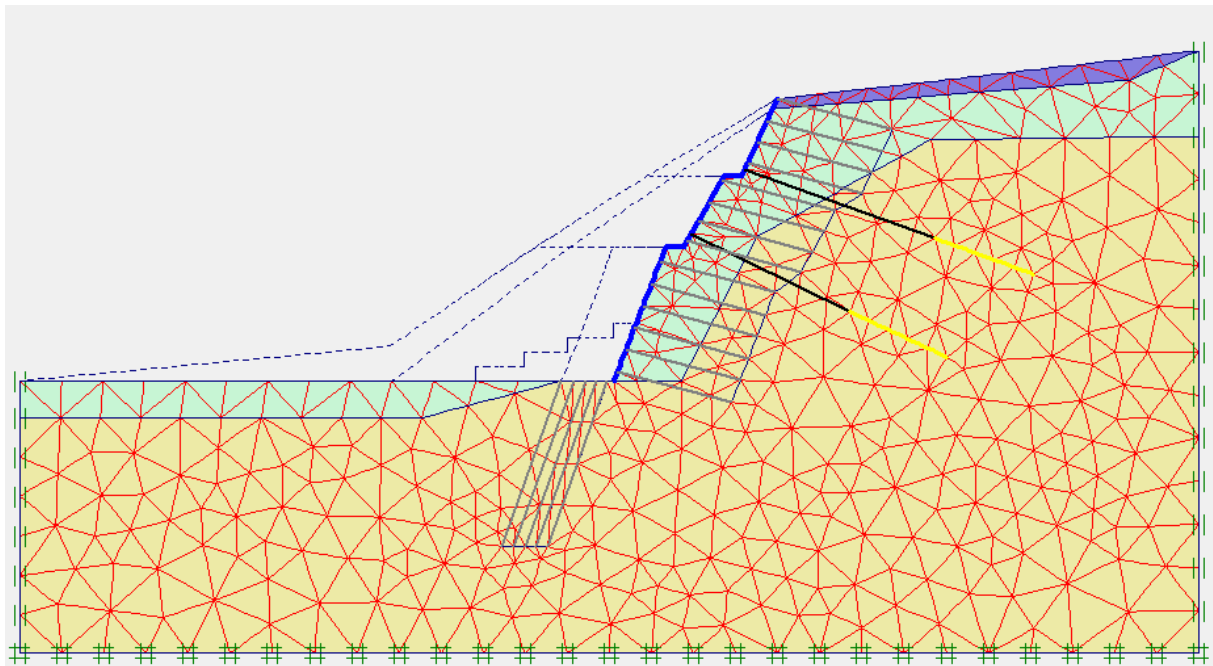


Obr.24 Zvýšení stability bloku pomocí mikropilot

14. Výpočet stability svahu

6.4.2 Model bez hřebíků

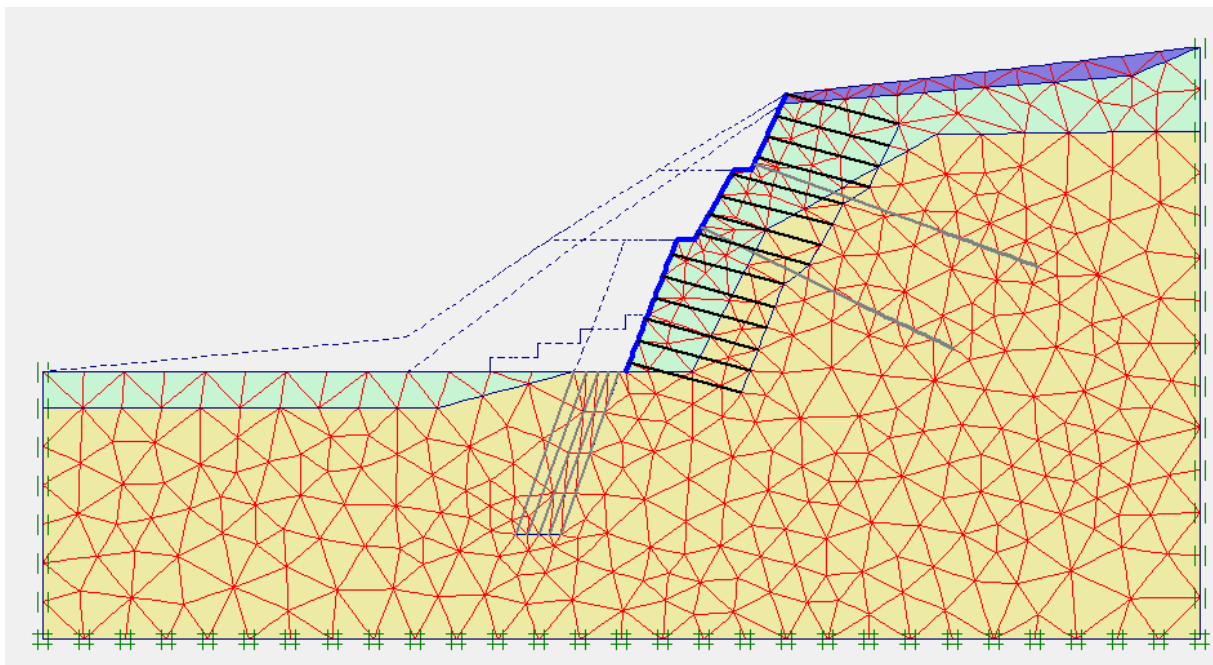
Pro posouzení vlivu hřebíků na stabilitu portálu byl zhotoven model bez hřebíků (obr.25). Výpočty a parametry byly shodné se základním modelem, pouze hřebíky nebyly pro zajištění portálu využity. (Hilar et al., 2010)



Obr.25 Model bez hřebíků

6.4.3 Model bez kotev

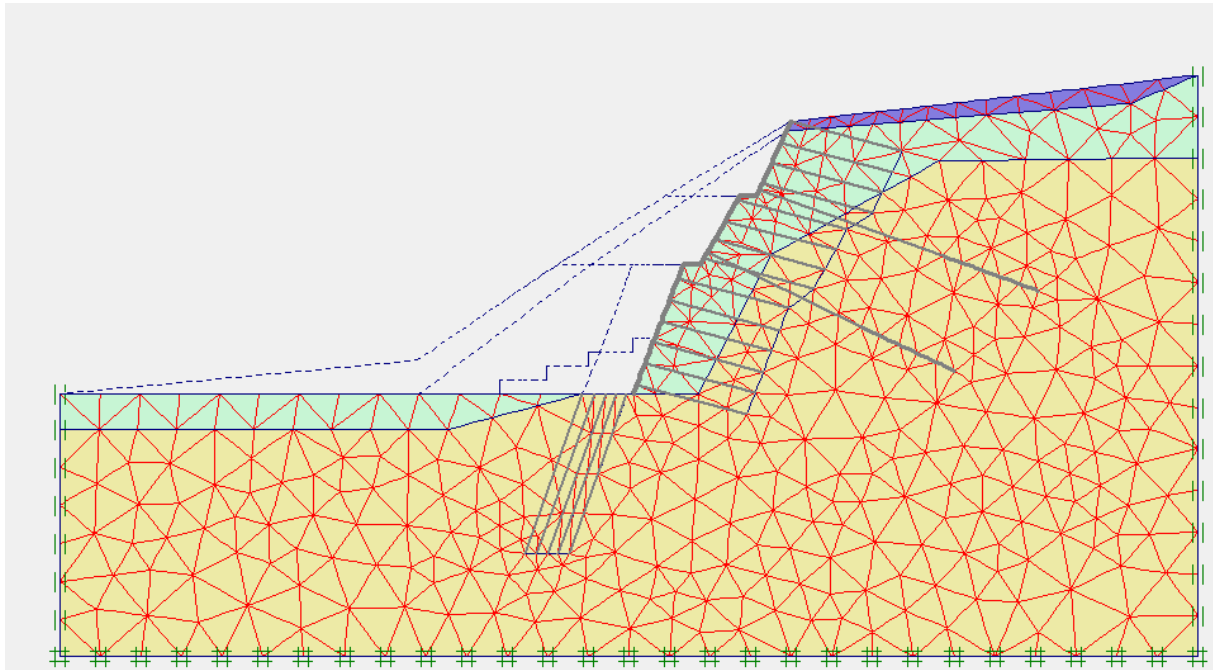
Pro posouzení vlivu hřebíků na stabilitu portálu byl zhotoven model bez kotev (obr.26). Výpočty a parametry byly shodné se základním modelem, pouze kotvy nebyly pro zajištění portálu využity. (Hilar et al., 2010)



Obr.26 Model bez kotev

6.4.4 Model bez zajištění

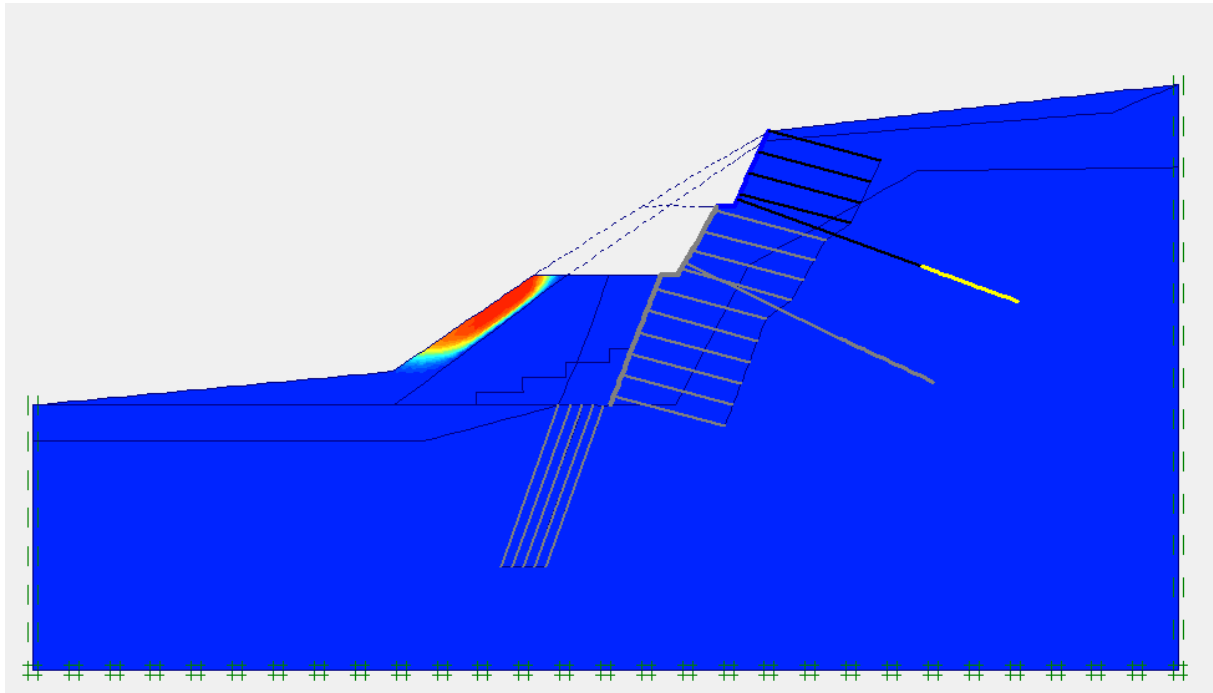
Veškeré parametry výpočtu byly shodné se základním modelem, pouze žádné zajišťující prvky nebyly využity, stabilita portálu byla zajištěna pouze parametry horninového masivu (obr.27). (Hilar et al., 2010)



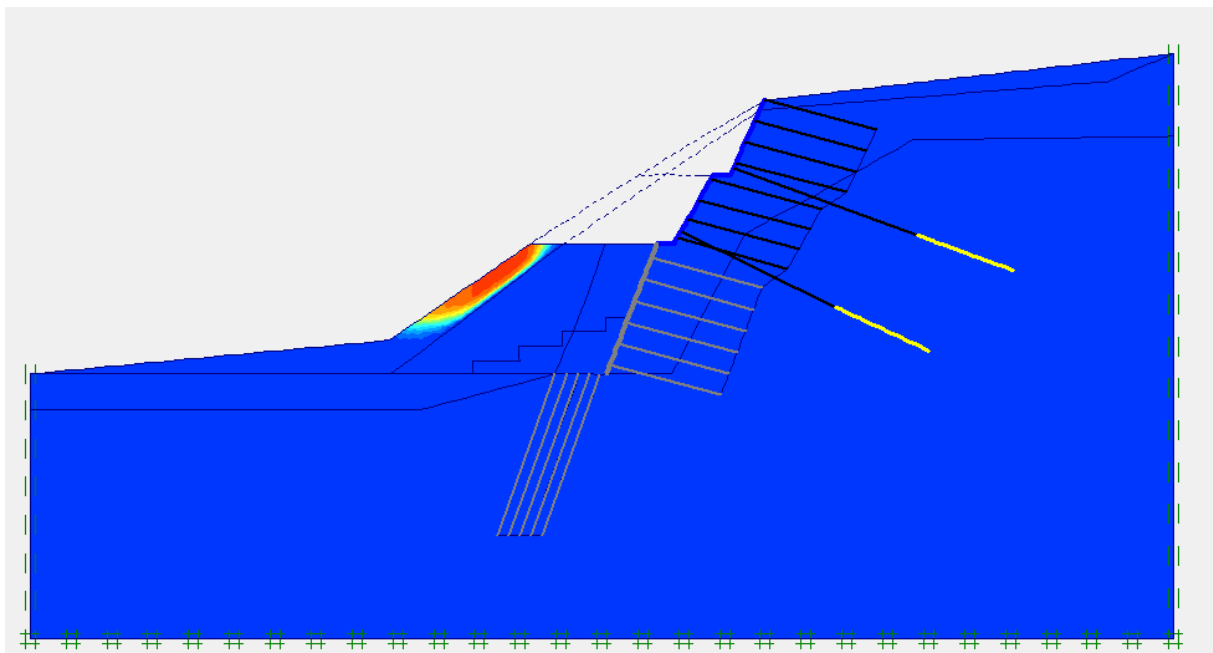
Obr.27 Model bez zajišťujících prvků

6.5 Výpočet stability svahu

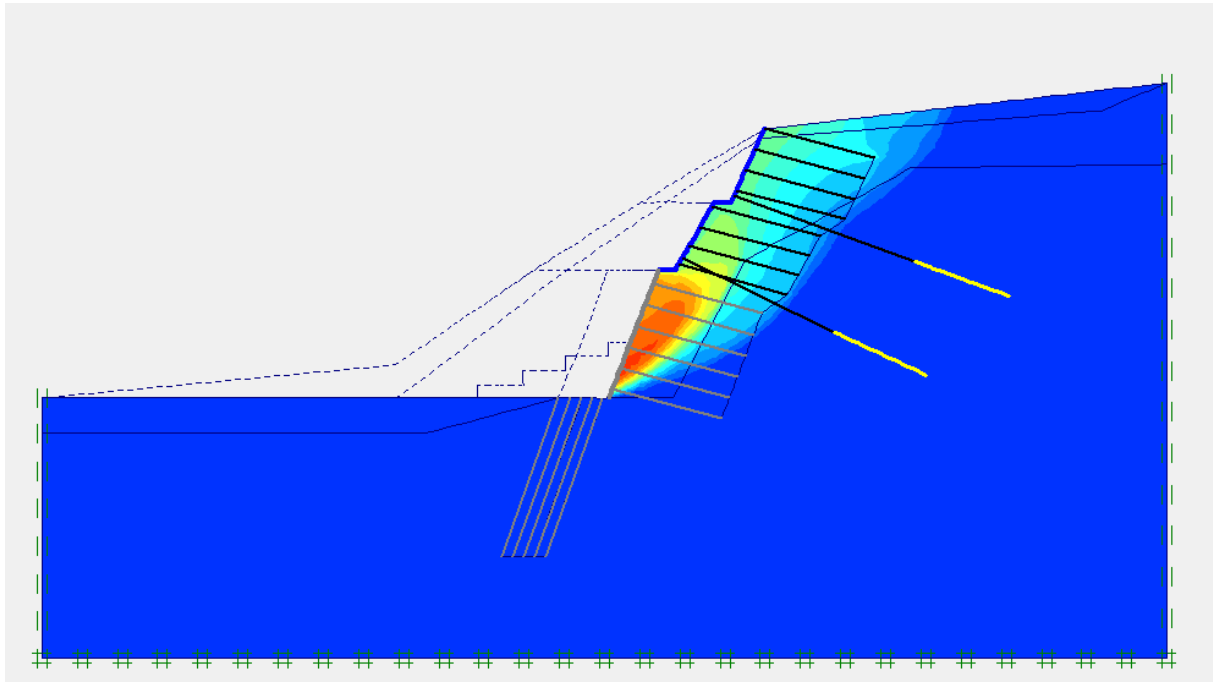
6.5.1 Smykové plochy



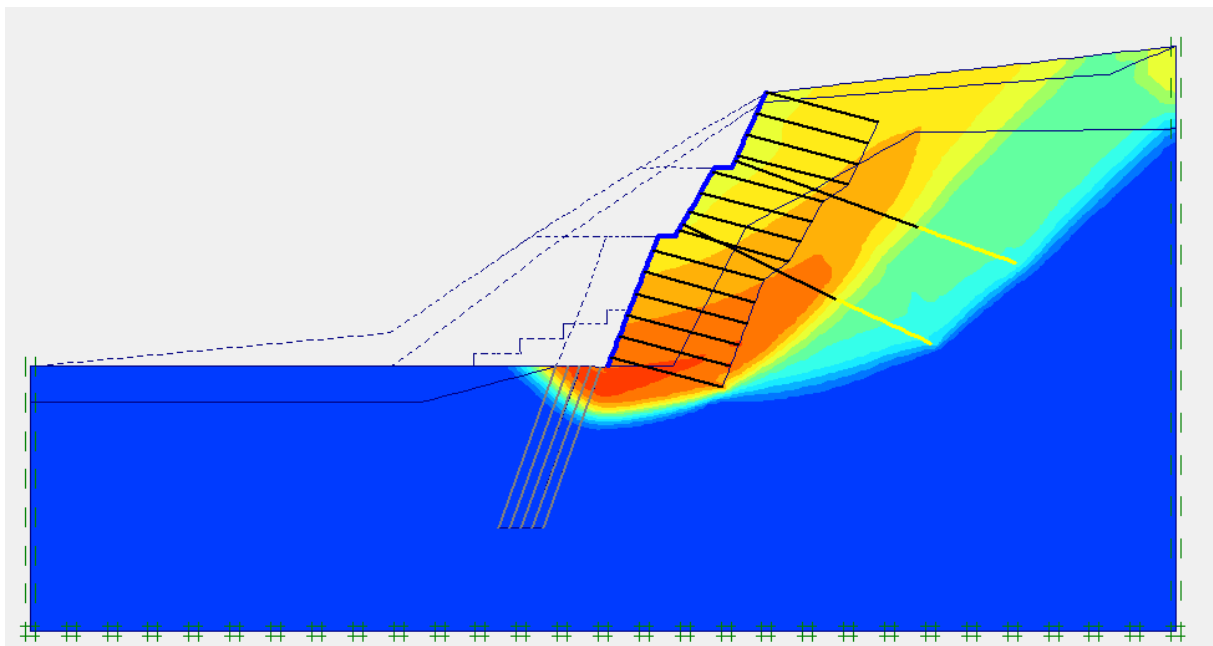
Obr.28 Smyková plocha po odtěžení 2. úrovně



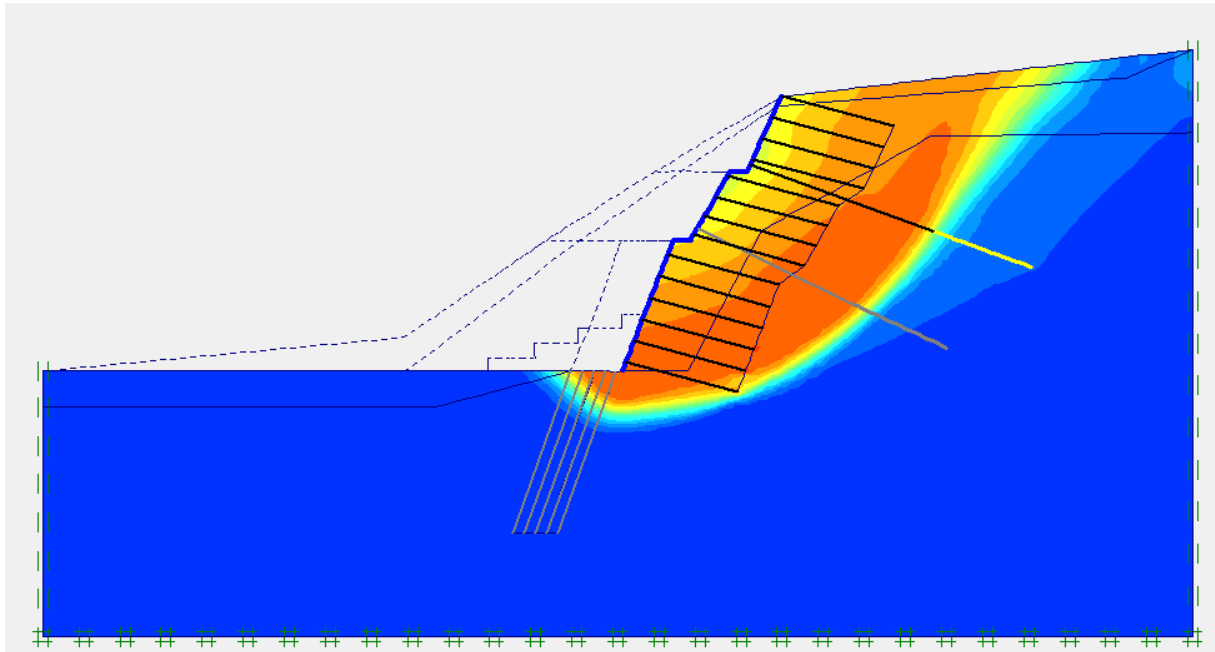
Obr.29 Smyková plocha po zajištění 2. úrovně



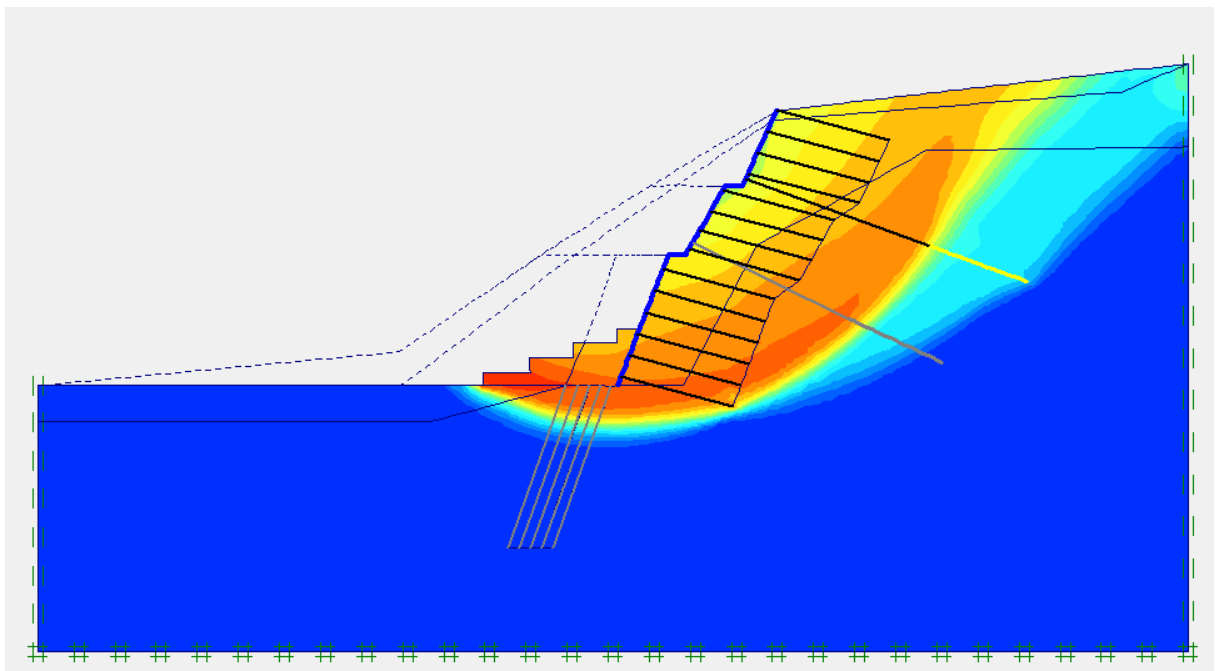
Obr.30 Smyková plocha po odtěžení 3. úrovně



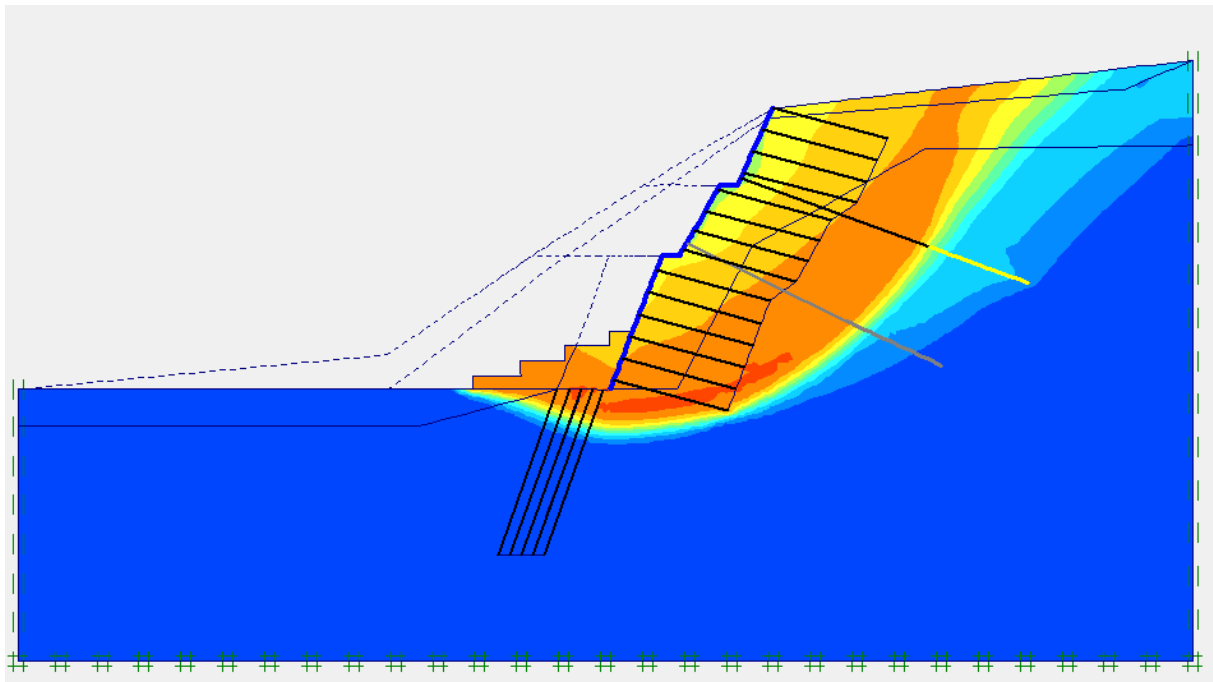
Obr.31 Smyková plocha po zajištění 3. úrovně



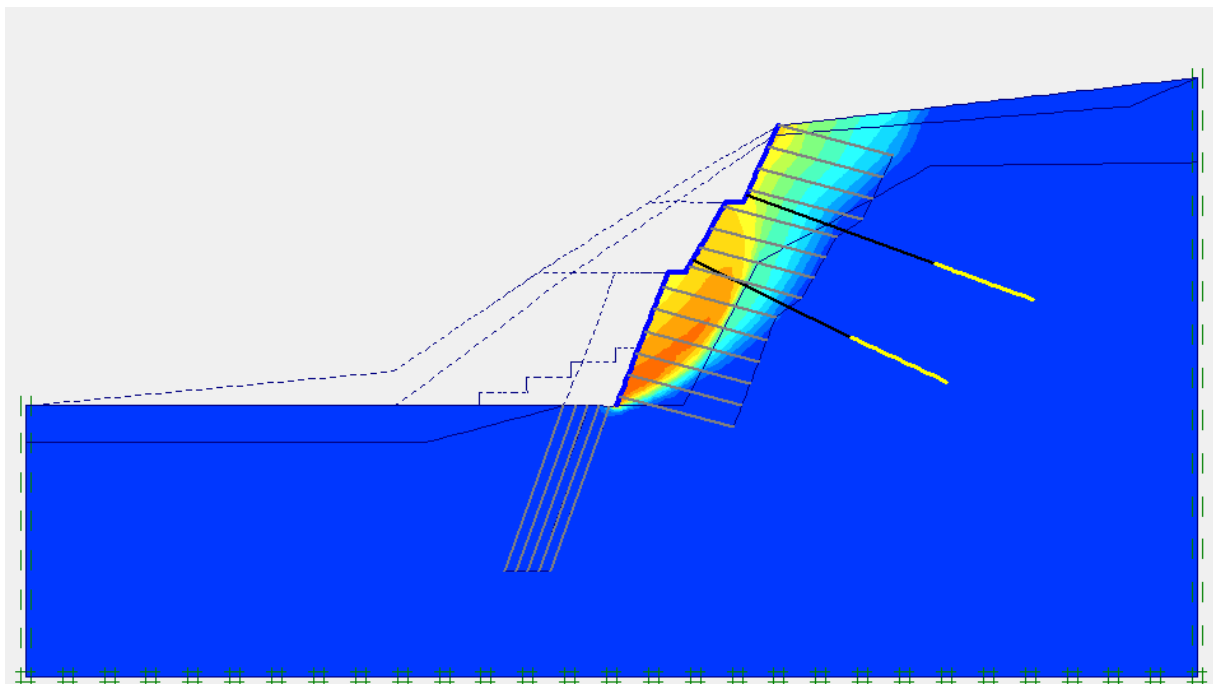
Obr.32 Smyková plocha po deaktivaci spodní řady kotev



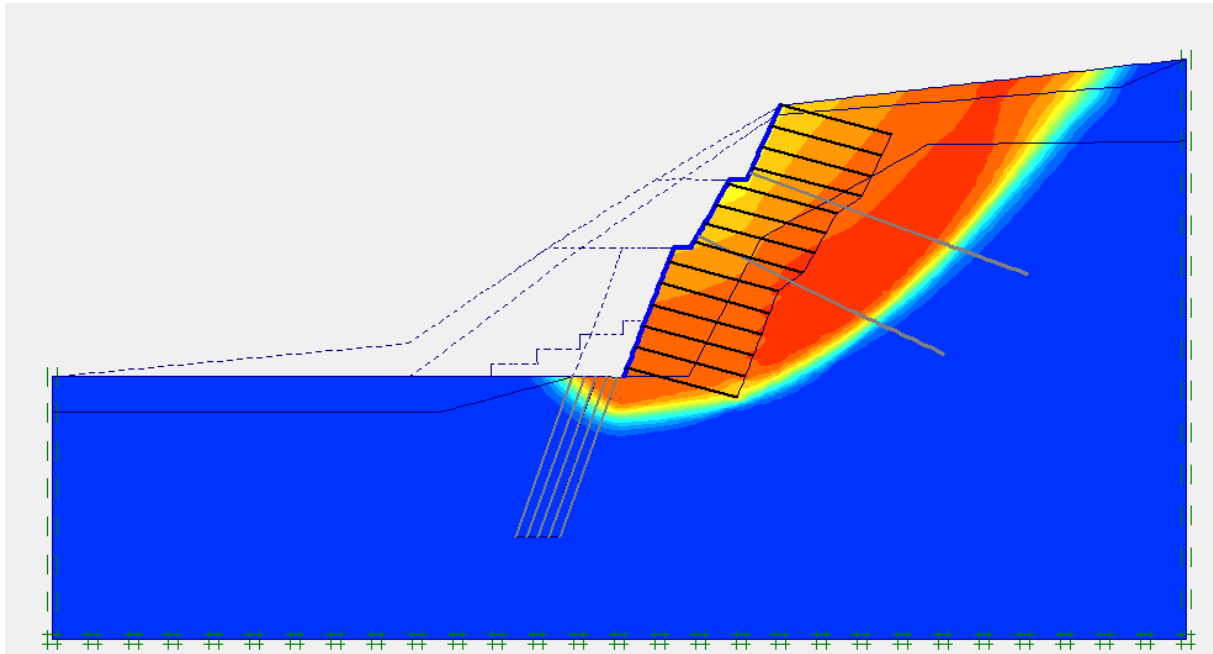
Obr.33 Smyková plocha u modelu s betonovým blokem



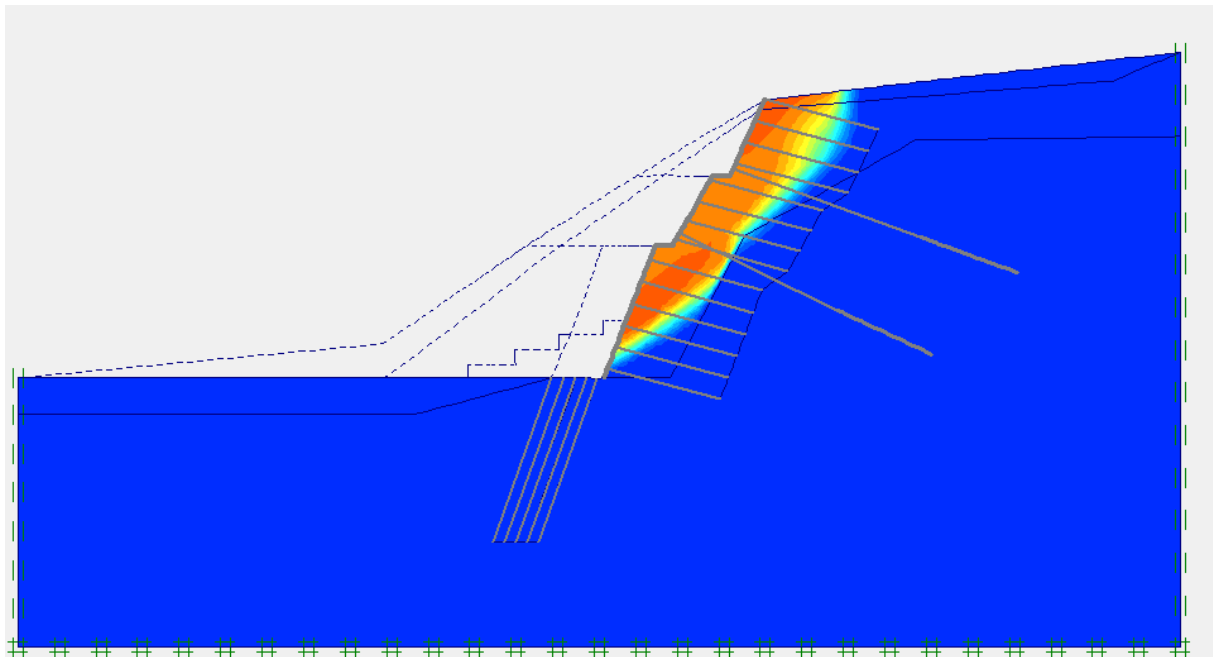
Obr.34 Smyková plocha u modelu s betonovým blokem s mikropilotami



Obr.35 Smyková plocha u modelu bez hřebíků

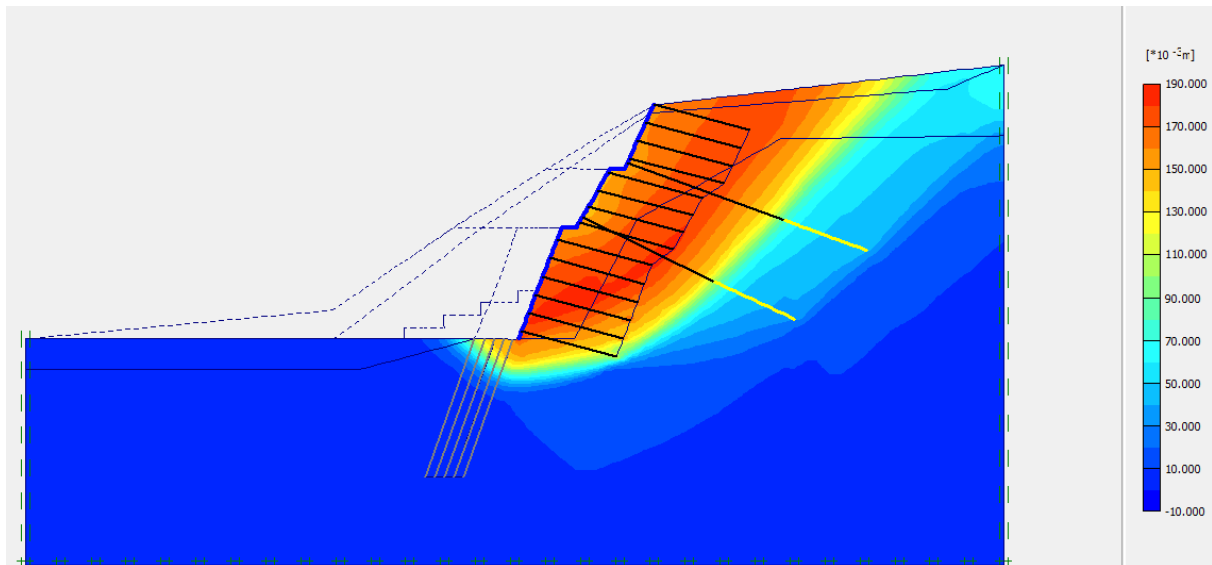


Obr.36 Smyková plocha u modelu bez kotev

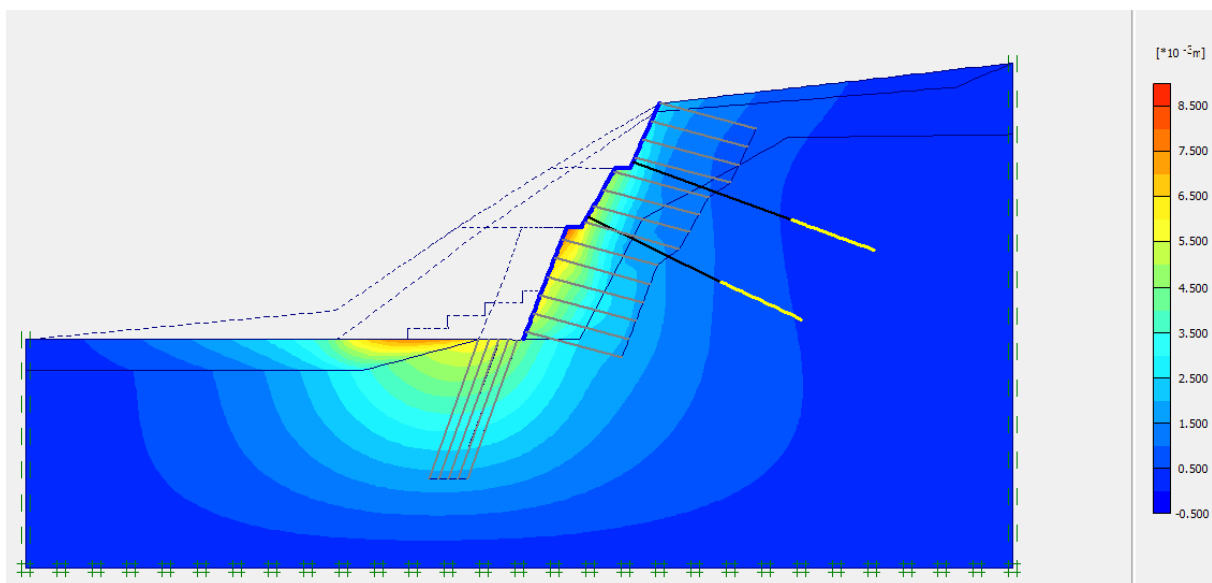


Obr.37 Smyková plocha u modelu bez zajištění

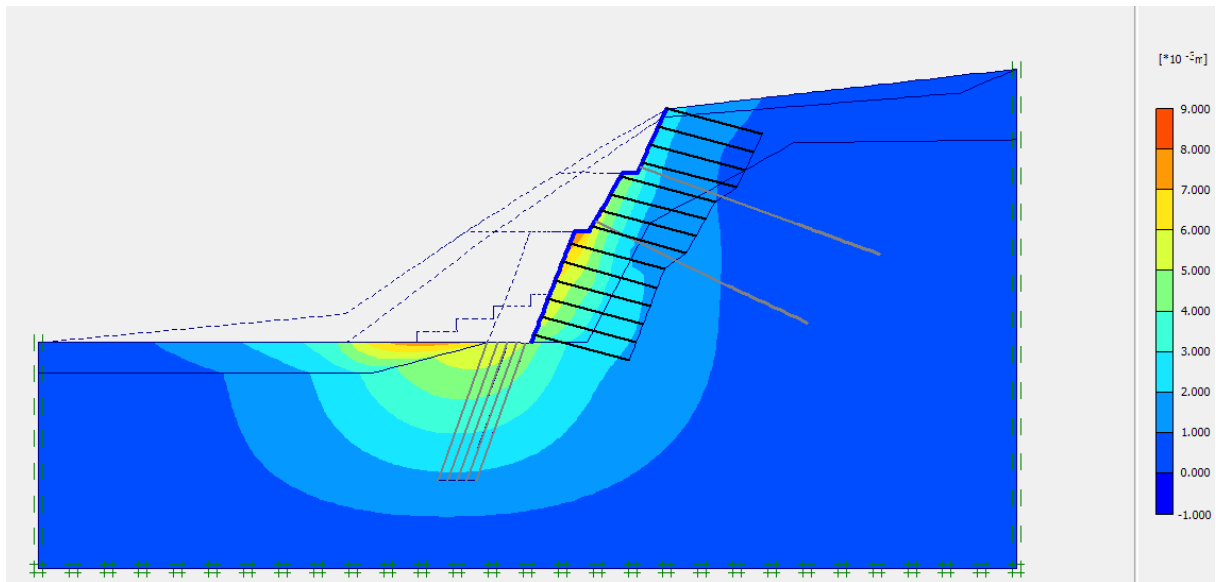
6.5.2 Celkové posunutí po odtěžení a zajištění třetí úrovně



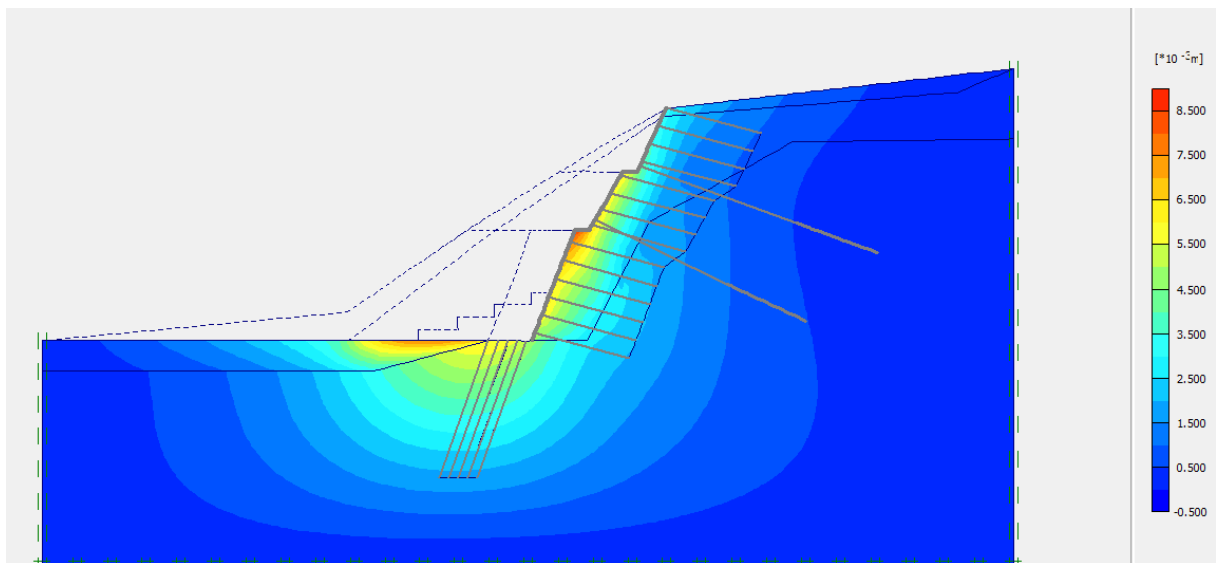
Obr.38 Celkové posunutí masivu po dokončení výstavby



Obr.39 Celkové posunutí u modelu bez hřebíků



Obr.40 Celkové posunutí u modelu bez kotev



Obr.41 Celkové posunutí u modelu bez zajištění

6.6 Výsledky numerického modelování

Vypočtené stupně stability pro jednotlivé modely jsou shrnuty v tab.4

Krok výpočtu	Dokončení výstavby portálu	Deaktivace spodní řady kotev	Stabilizace pomocí betonového bloku bez mikropilot	Stabilizace pomocí betonového bloku s mikropilotami
Základní model	2,142	2,000	2,248	2,228
Model bez hřebíků	1,529			
Model bez kotev	1,884			
Model bez zajištění	1,026			

Tab.4 Výsledné stupně stability

Výsledky mého numerického modelování jsem mohl srovnat s výsledky modelování od Hilara et al., kdy mi výsledná stabilita základního modelu vyšla o poznání více. Postupoval jsem stejným způsobem avšak s trochu jinou geometrií, zejména pak u zvětralého tufu, kdy jsem udělal model bez geometrie připomínající „prsty“ zvětralého tufu v nezvětralém tufu. Tyto „prsty“ by se těžko v budoucnosti modelovaly ve 3D simulacích, ať už je budu dělat já nebo někdo jiný. Smyková plocha nemůže procházet zvětřalou horninou a tak je celkově stabilita vyšší.

Stupeň stability byl přerušením kotev snížen nepatrně (z hodnoty 2,142 na hodnotu 2,000). Tuto skutečnost je možné vysvětlit působením velkým množstvím hřebíků. Deformace vzniklé přerušením kotev lze vysvětlit jejich předpětím.

Nejvýraznější snížení stability bylo podle předpokladů u modelu bez zajištění. Následující výrazné snížení stability bylo u modelu bez hřebíků, kdy kotvy a stříkaný beton neměly takovou účinnost při zajištění stability svahu jako stříkaný beton a hřebíky.

7. Závěr

Má práce se v podstatě dělí na dvě části. V první části bylo mým úkolem prostudovat problematiku ražby tunelu Prackovice v Českém středohoří, kde se mi podařilo shrnout a urovnat dosavadní informace o tunelu Prackovice. Nejprve jsem popsal, kde se tunel nachází, dále geologické, morfologické a hydrogeologické poměry a nakonec průběh výstavby tunelu.

V další části jsem provedl výpočet stability portálové stěny ve 2D analýze. K výpočtu byl použit program Plaxis, který využívá metodu konečných prvků. Držel jsem se postupu modelování a výstavby pražského portálu tunelu Prackovice od Hilara et al. a vypočítal jsem různé stupně stability pro různé modely horninového masivu, které můžu v budoucnosti porovnat s 3D modelem.

V Praze dne 5.9.2010

Vojtěch Rychnovský

8. Seznam použité literatury

Aldolf, J. a kol. (2006), Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR, Dokumenty českého tunelářského komitétu ITA/AITES

Altmann, J. (2008), Doplnující geotechnický průzkum v prostoru Pražského portálu, K+K průzkum, Praha

Barták, J. (2007), Podzemní stavitelství v České republice

Barták, J. (2008), Provádění ochranného mikropilotového deštníku na jižním portálu tunelu Prackovice, In Proc. 36th Konf. Zakládání staveb, Brno, CZ; 213-218

Barták, J., Čejka, O. (2010), Deformace jižního portálu tunelu Prackovice v průběhu výstavby, In Proc. International Conference Underground Constructions Prague 2010 - Transport and City Tunnels, Prague, Czech Rep. Zlámal, J., Butovič, A. and Hilar, M. (Eds.)

Bým, T. (2009), Numerická analýza a vyhodnocení ražby tunelu Prackovice, bakalářská práce

Fuksa, R., Čejka, O. (2009), Tunel Prackovice na dálnici D8 - realizace pražského portálu, časopis Tunel, č. 3/2009, str. 39-43

Hilar, M. (2008), Možnosti výstavby tunelů v tuhých jílech, habilitační spis č.16, ČVUT Praha

Hilar, M., Srb, M. (2009), Tunel Prackovice - Posouzení stability pražského portálu, Technická zpráva, D2 Consult Prague s.r.o.

Hilar, M., Srb, M., Nosek, J. (2010), Pražský portál tunelu Prackovice - modelování a výstavba, In Proc. International Conference Underground Constructions Prague 2010 - Transport and City Tunnels, Prague, Czech Rep. Zlámal, J., Butovič, A. and Hilar, M. (Eds.)

Kolymbas, D. (2005), Tunnelling and tunnel mechanics - a rational approach to tunnelling, Springer Berlin, 437 str.

Nielsen, Y. (2008), Technic notes on Railway and Metro Tunnels, Middle East Technical University in Ankara, Turecko, <http://www.ce.metu.edu.tr/~ce439/>

Novosad, K. (2008), Technická zpráva, tunel Prackovice, Praha

Ředitelství silnic a dálnic (2010),

[http://www.rsd.cz/catalog/Stavime-pro-vas/Prehled-staveb/pdf063/\\$file/d8-lovo-rehlo.pdf](http://www.rsd.cz/catalog/Stavime-pro-vas/Prehled-staveb/pdf063/$file/d8-lovo-rehlo.pdf)

Subterra (2010), <http://www.subterra.cz/aktuality.tab.cs.aspx?ItemId=2009-12-11-08-33-32>

Svoboda, J., Novosad, K. (2008), Tunely přes České středohoří, časopis Tunel, č. 4/2008, str. 65-69, Praha

Svoboda, J., Novosad, K. (2010), Technické řešení pražského portálu tunelu Prackovice na dálnici D8 přes České středohoří, interní publikace, Pragoprojekt,

<http://www.pragoprojekt.cz/vlastni-clanky/275>