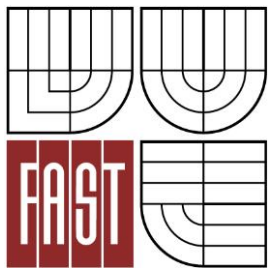




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

NÁVRH DÁLNIČNÍHO TUNELU POLANA DESIGN OF HIGHWAY TUNNEL POLANA

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. JAN KADERKA

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. VÁCLAV VESELÝ, Ph.D.

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor 3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant Bc. Jan Kaderka

Název Návrh dálničního tunelu Polana

Vedoucí diplomové práce Ing. Václav Veselý, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce 31. 3. 2014

Datum odevzdání diplomové práce 16. 1. 2015

V Brně dne 31. 3. 2014

.....
doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc, MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

1. D3 Svrčinovec - Skalité, 0. etapa, Geotechnický monitoring, Čiastková záverečná správa. Združenie GEOTECHNIKA – GEOFOS, 7/2007
2. D3 Svrčinovec – Skalité, 0. Etapa, Geotechnický monitoring, Doplnenie podrobného inžinierskogeologického prieskumu pre tunel Poľana. Združenie GEOTECHNIKA – GEOFOS, 05/2008
3. D3 Svrčinovec - Skalité, 0. etapa, Geotechnický monitoring, Záverečná správa. Arcadis Geotechnika a.s., 3/2010

Zásady pro vypracování

Námětem práce je návrh dálničního tunelu Polana v prostředí flyšoidních hornin. Podkladem je výsledek inženýrsko-geologického průzkumu provedeného při ražbě průzkumné štoly. Výstupem práce bude návrh vhodného členění výrubu, ostění včetně základní výkresové dokumentace. Při návrhu tunelu se předpokládá využití matematického modelování.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací.

.....

Ing. Václav Veselý, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Tématem této práce je pomocí matematického modelování určit vhodný postup výstavby tunelu novou rakouskou tunelovací metodou. Na základě výstupu matematického modelování bylo provedeno dimenzování primárního ostění modelu.

Klíčová slova

tunel Polana, nová rakouská tunelovací metoda, matematické modelování, plaxis 3D

Abstract

The subject topic of this thesis is to establish a suitable technique of tunnel construction using New Austrian Tunnelling Method with the help of mathematical modeling. Based on the mathematical modelling output the dimensioning primary moulding model was executed.

Keywords

tunnel Polana, New Austrian Tunneling Method, mathematical modeling, plaxis 3D

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Jan Kaderka *Návrh dálničního tunelu Polana*. Brno, 2015. 112 s., 3 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky.
Vedoucí práce Ing. Václav Veselý, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 16. 1. 2015

.....
podpis autora
Bc. Jan Kaderka

Poděkování

Na tomto místě bych rád poděkoval svému vedoucímu Ing. Václavu Veselému, PhD. za odborné rady a připomínky, které mi poskytl, a byly mi pomoci při zpracování této práce a Ing. Juraji Chalmovskému za rady a připomínky při matematickém modelování.

OBSAH:

1	Úvod.....	11
2	Nová rakouská tunelovací metoda.....	12
2.1	Definice a principy nové rakouské tunelovací metody	12
2.1.1	Definice NRTM	12
2.1.2	Výhody NRTM	12
2.1.3	Principy geomechanické	13
2.1.4	Principy technologické.....	13
2.1.5	Principy organizační a smluvní	14
2.1.6	Organizační struktura	14
2.2	Fáze přípravy stavby	15
2.2.1	Studie	15
2.2.2	Význam horninového prostředí okolo tunelové trouby.....	15
2.2.3	Cíle geotechnického průzkumu horninového prostředí.....	16
2.2.4	Monitoring	17
2.2.4.1	Provádění monitoringu	18
2.2.4.2	Hodnocení měření	19
2.3	Fáze realizace stavby	20
2.3.1	Spolupráce jednotlivých subjektů	20
2.3.2	Sledování během ražeb tunelu	20
2.4	Aplikace NRTM na stavbě.....	21
2.4.1	Metody rozpojování horniny.....	21
2.4.1.1	Rozpojování za použití trhavin.....	21
2.4.1.2	Bez použití trhavin (strojní rozpojování).....	23
2.4.2	Odvětrání.....	23
2.4.3	Nakládání rubaniny	24
2.4.4	Odtěžení – odvoz rubaniny	24
2.5	Technologie ražby.....	25
2.5.1	Členění výrubu.....	25
2.5.2	Vystrojení výrubu	26
2.5.2.1	Primární ostění (popis a funkce hlavních prvků).....	26

2.5.2.2	Doplňková opatření	26
2.5.2.3	Definitivní ostění.....	28
2.5.2.4	Provozní a energetické zajištění výstavby tunelu	29
2.6	Rizika.....	30
2.6.1	Hlavní rizika.....	30
2.6.1.1	Přehled možných rizik při provádění tunelu.....	31
2.6.2	Opatření pro řízení rizik	32
2.6.3	Inženýrské rozhodování – koncept varovných stavů.....	32
3	Tunel Pořana	34
3.1	Lokalita a geometrie.....	34
3.2	Projektová dokumentace a geologie.....	36
3.2.1	Charakteristika přírodních poměrů.....	36
3.2.2	Geologická stavba zájmového území:	37
3.2.3	Hydrologické poměry	38
3.2.3.1	Podzemní vody paleogénu.....	38
3.2.3.2	Podzemní vody kvartéru.....	39
3.3	Charakteristiky horninového masívu	40
3.4	Pravá tunelová roura	48
3.4.1.1	Portály	48
4	Modelování v PLAXIS 3D.....	49
4.1	Mohr – Culomb.....	49
4.2	Kvazihomogenní blok 2 (KHB 2) - km 32,267 – 32,394.....	50
4.3	MODEL A – km 32, 275 000 – 32, 305 000.....	51
4.3.1	Popis modelu.....	51
4.3.2	Primární ostění	53
4.3.2.1	Stříkaný beton.....	55
4.3.2.2	Betonářská výztuž	56
4.3.2.3	Kotvení	56
4.3.2.4	Samozavrtávací jehly	57
4.3.2.5	IBO svorníky	59
4.3.2.6	Sklolaminátové kotvy.....	62
4.3.3	Síť konečných prvků	62

4.3.4	Fázovaná výstavba	64
4.3.5	Výsledky výpočtu modelu.....	66
4.3.6	Návrh a posouzení primárního ostění.....	71
4.3.6.1	Ostění - kalota	71
4.3.6.2	Ostění – dno	78
4.4	Kvazihomogenní blok 7 (KHB 7) – km 32,704 – 32,800.....	83
4.5	Model B – km 32, 750 000 – 32, 792 200	84
4.5.1	Popis modelu.....	84
4.5.2	Primární ostění	85
4.5.2.1	Stříkaný beton.....	87
4.5.2.2	Kotvení	87
4.5.2.3	Ocelové jehly.....	89
4.5.3	Síť konečných prvků.....	89
4.5.4	Fázovaná výstavba	91
4.5.5	Výsledky výpočtu modelu.....	93
4.5.6	Návrh a posouzení primárního ostění.....	98
5	<i>Závěr</i>	<i>102</i>
	<i>Seznam zkratk.....</i>	<i>103</i>
	<i>Seznam použitých symbolů</i>	<i>104</i>
	<i>Seznam použitých zdrojů.....</i>	<i>106</i>
	<i>Seznam tabulek.....</i>	<i>108</i>
	<i>Seznam obrázků.....</i>	<i>109</i>
	<i>Seznam grafů.....</i>	<i>111</i>
	<i>Seznam použitých vzorců</i>	<i>111</i>
	<i>Seznam příloh.....</i>	<i>112</i>

1 ÚVOD

Nárůst životní úrovně obyvatelstva je provázena snahou o realizaci koncepce udržitelného rozvoje společnosti. S rozvojem ochrany životního prostředí rostou i nároky na udržení ekologické rovnováhy a harmonického uspořádání území. Současně však jsou kladeny čím dál tím vyšší nároky na technickou infrastrukturu. Mnoho dopravních a infrastrukturních problémů je možné velmi elegantně vyřešit využitím podzemního prostoru.

Použití tunelu jako konstrukce, která spojuje dva body pod zemí skrz krajinnou vyvýšeninu, pod mořem, říčním tokem či městem, je výhodné z mnoha hledisek. Například z ekologického, ekonomického i estetického. Stavba tunelu je velmi nákladná záležitost, avšak náklady na zbudování jsou mnohdy vykompenzovány samotným provozem.

Úkolem této diplomové práce je návrh dálničního tunelu Polana v prostředí flyšoidních hornin. Návrh spočívá ve vhodném členění výrubu tunelu a jeho následném zajištění primárním ostěním. Základním předpokladem je využití matematického modelování v souboru programů PLAXIS 3D, jenž je založen na metodě konečných prvků a je určen právě pro vytváření matematických modelů různého spektra geotechnických úloh. Pomocí výsledků z matematického modelování bude nadimenzováno primární ostění tunelu v interakci s okolním prostředím.

2 NOVÁ RAKOUSKÁ TUNELOVACÍ METODA

2.1 Definice a principy nové rakouské tunelovací metody

2.1.1 Definice NRTM

Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) je tunelovací metoda, která vědomě a cíleně využívá nosných vlastností horninového masivu s cílem optimalizovat proces ražení a zabezpečování výrubu a minimalizovat s tím spojené ekonomické náklady.

Při výstavbě pomocí NRTM je obvykle stabilita výrubu zajištěna primárním ostěním a definitivní konstrukce tunelové trouby (sekundární ostění) je budována teprve po ustálení napěťově-deformačního stavu v okolí výrubu.

Hlavními konstrukčními prvky primárního ostění jsou stříkaný beton a kotevní systém. Nedílnou součástí NRTM je geotechnický monitoring opírající se především o měření deformací tunelového výrubu. NRTM se tak z hlediska geotechnického řadí do skupiny observačních metod, u kterých je průběh výstavby průběžně sledován, a způsob ražby a zajištění výrubu primárním ostěním jsou upravovány podle skutečného chování výrubu a horninového masivu.

2.1.2 Výhody NRTM

NRTM je celosvětově rozšířená tunelovací metoda, která při správném použití umožňuje výrazně snížit výrobní náklady při zajištění požadované bezpečnosti a kvality. Hlavní výhoda, resp. princip NRTM spočívá ve vytvoření stabilní spolupůsobící konstrukce tvořené horninovým prostředím a výztužnými prvky. Maximálně využívá vlastnosti horninového prostředí a minimalizuje rozsah výztužných prvků.

2.1.3 Principy geomechanické

Působení horninového masivu v okolí výrubu jako nosného prvku je dosahováno co nejmenším porušením při rozpojování a co nejrychlejším zpevněním povrchu výrubu stříkaným betonem a použitím zpravidla radiálních kotev zlepšujících vlastnosti masivu. Spolupůsobením horninového masivu s primárním (vnějším) ostěním vzniká nosný systém přenášející zatížení/napětí vzniklá v masivu provedením výrubu. V hlubších tunelech je nutné napětí masivu po provedení výrubu snížit umožněním radiálních deformací masivu do výrubu na hodnotu, kterou je nosný systém schopen přenést po doznění/ukončení deformací.

Koncepce technologie ražení a vyztužování musí být zaměřena na maximální využití vlastností horninového masivu.

2.1.4 Principy technologické

Horniny se rozpojují všemi běžnými způsoby (střelné práce, pneumatická kladiva, výložníkové frézy, bagry) s výjimkou rozpojování plnoprofilovým razicím strojem. Vystrojování a zajišťování výrubu se provádí především stříkaným betonem (primární/vnější ostění), doplněným příhradovými nebo plnostěnnými obloukovými nosníky a výztužnými sítěmi nebo drátkobetonem.

Spřažení tohoto vnitřního vystrojení výrubu s horninovým masivem je zajištěno pomocí soudržnosti líce výrubu se stříkaným betonem a kotevním systémem. Definitivní (vnitřní) ostění se obvykle provádí z monolitického betonu (prostého nebo vyztuženého) a je obvykle chráněno mezilehlou fóliovou či nástřikovou izolací. V souladu s požadavky konkrétního projektu je také možné provést vodotěsné vnitřní ostění z vodonepropustného betonu bez fóliové izolace nebo primární (vnější) ostění ze stříkaného betonu ponechat jako definitivní.

2.1.5 Principy organizační a smluvní

Pro možnost použití NRTM a všech jejích výhod, je nutné vytvořit specifické a smluvní podmínky. K hlavním předpokladům správného použití NRTM patří smluvní vztahy, které umožňují provádět, oceňovat a odměňovat operativní změny během ražby vyvolané snahou po optimalizaci provádění. Kvantitativní rozsah této optimalizace je možné určit až během provádění na základě sledování chování tunelu během ražby. Důležité je, aby v předem připravených smlouvách mezi investorem, dodavatelem a projektantem bylo jednoznačné rozdělení odpovědností a rizik. Také je podstatné odpovídající rozdělení kompetencí a pravomocí a snaha o konsenzuální rozhodování o technických a následně ekonomických otázkách.

2.1.6 Organizační struktura

Klasická organizační struktura na stavbách tunelů metodou NRTM není rozdílná od jiných staveb, jiné jsou úkoly jednotlivých subjektů a zejména požadavky na jejich spolupráci při aplikaci observační metody. Standardní organizační uspořádání musí respektovat následující zásady:

- projektant se účastní stavby, potvrzuje platnost předpokladů projektu a v případě, že je zjištěn významný rozdíl mezi předpokládanými podmínkami, za kterých byl projekt zpracován, a skutečnými podmínkami, tak operativně projekt upravuje,
- dodavatel geotechnického monitoringu získává, zpracovává a vyhodnocuje informace o vlastnostech a chování horninového masivu a výrubu a předává je okamžitě ostatním účastníkům výstavby; navrhuje zatřídění do geotechnických a technologických tříd,
- stavební dozor sleduje shodu mezi projektem a skutečným provedením, kontroluje kvalitu provádění, vyhodnocuje informace z provádění a geomonitoringu a potvrzuje zatřídění a úpravy postupu ražby,
- dodavatel provádí ražbu a stavbu podle realizační dokumentace, rovněž posuzuje a vyhodnocuje informace geomonitoringu a spolupodílí se na rozhodování o postupu ražby

- před každým novým záběrem se dohodnou zástupci investora (např. stavební dozor) a dodavatelé o způsobu dalšího postupu výstavby (tj. např. klasifikace a zatřídění horninového prostředí, instalace vystrojení v následujícím prstenci, modifikace technologické třídy výrubu např. úpravou kotevního systému, instalací dodatečných kotev; použití případných doplňujících opatření v místech, kde nedochází k předpokládanému chování vystrojeného výrubu).

2.2 Fáze přípravy stavby

2.2.1 Studie

Fáze přípravy staveb začíná vyhledáním trasy a situováním tunelového díla (volba dopravních koridorů pro vyhledání optimální polohy, stanovení minimálních parametrů z hlediska „životnosti trasy“ – požadavky na směrové a výškové řešení apod.), pokračuje vyřešením vztahů k okolním objektům, dopadům na životní prostředí a končí získáním územního rozhodnutí a stavebního povolení. Požadavky na materiály a trvale zabudované části konstrukce z hlediska životnosti většinou dosahují až 100 let. Stejně požadavky by měly být kladeny na „životnost“ trasy, jíž je tunel součástí.

Již v této fázi by měla být provedena 1. etapa analýzy geotechnických rizik na základě geologické, hydrogeologické a geotechnické rešerše, případně rešerše historické báňské činnosti.

2.2.2 Význam horninového prostředí okolo tunelové trouby

Celkové geomorfologické, geologické, hydrogeologické i geotechnické poměry území, ve kterém bude tunel ražen, je třeba znát proto, aby bylo možné v předstihu analyzovat geotechnická rizika spojená s ražbou, výstavbou a provozem hotového tunelu a na základě těchto rizik volit optimální směrové i výškové vedení nivelety budoucího tunelu, umístění jeho portálů i vhodnou technologii ražby a vystrojení ostění.

2.2.3 Cíle geotechnického průzkumu horninového prostředí

Geotechnický průzkum stanovuje stratigrafii hornin v oblasti potenciální trasy budoucího tunelu a její proměny, zjišťuje fyzikální vlastnosti přítomných hornin, zpracovává podklady pro volbu výpočetních parametrů do geotechnických výpočtů ostění tunelu a připravuje pro ně geomechanické modely. Inženýrskogeologická část geotechnického průzkumu by také měla ve vhodném rozsahu poskytnout informaci o geologické genezi území, ve kterém bude tunel ražen. Ta je důležitým podkladem pro optimální volbu směrového i výškového vedení trasy tunelu a pro odhad odezvy horninového masivu na zásah do jeho původního stavu ražbou tunelu.

Výsledky geotechnického průzkumu musí umožnit návrh technologie ražby, vystrojení a budování primárního i sekundárního ostění a jeho bezpečnou verifikaci prostřednictvím výpočetních postupů, matematického modelování nebo praktických testů. Musí poskytnout i dostatek informací pro návrh zajištění potenciálně dotčených objektů nadzemní zástavby, to je zejména spolehlivý odhad průběhu poklesových kotlin. Dále musí přinést podklady pro volbu umístění portálů, návrh technologie jejich hloubení a zajištění. Například z hlediska stability svahů a pažení stavebních jam, bezproblémového odvodnění portálů i tunelu, a to i s ohledem na okolní zástavbu, především pokud se tunel razí v intravilánu měst. Postupným cílem je získání dostatečného množství informací pro zatřídění zkoumaného geologického prostředí podle některých z tunelářských klasifikací, jako je Q (Barton), RMR (Bieniawski), GSI (Hoek), nebo podle rakouské směrnice OGG pro geotechnický návrh tunelů.

Geologické poměry a mechanické vlastnosti přítomného horninového masivu přímo ovlivňují volbu typu ostění tunelu a jeho dimenzování.

Do souboru metod geotechnického průzkumu je také třeba zařadit postupy pro stanovení technologických charakteristik hornin. K nim patří především zařazení do technologických tříd NRTM, zjištění rozpojitelnosti, vrtatelnosti, těžitelnosti, lepidlosti, prašnosti, abrazivity a případně i injektovatelnosti a dále zkoušky propustnosti pro injektáž, tlakové zkoušky a injekční zkoušky. Je třeba zjistit a kvantifikovat případnou agresivitu podzemní vody vůči injekčním hmotám i betonu. Ty mohou nepříznivě

reagovat na specifický charakter chemismu podzemní vody. Pro potřeby provádění ražeb a posouzení stability čeleb je nezbytné znát i směry, sklony, mocnosti a charakter povrchů ploch nespojitostí.

Závěry geotechnického průzkumu proto musí vyústit v jednoznačné podklady pro stanovení charakteristických a návrhových hodnot věrohodně charakterizujících horninové prostředí pro spolehlivé dimenzování tunelového ostění, jeho bezpečný a ekonomický projekt včetně optimálního návrhu na technologii jeho provedení.

2.2.4 Monitoring

Monitoring je komplex vzájemně propojených činností. Kromě vlastního měření vybraných veličin na vybraných místech do něho patří sběr změřených dat, skladování a archivace změřených dat, průběžné zpracovávání i hodnocení dat a následný rozhodovací proces, vycházející z definic varovných stavů, jejich kritérií a předem připravených opatření v technické, technologické i bezpečnostní oblasti.

Jedna z hlavních součástí projektové dokumentace je projekt geomonitoringu. Plánování či projektování monitoringu a jeho provádění je logickým sledem činností, které navazují jedna na druhou. Začíná se definicí cílů monitoringu a končí zcela jasnou představou o využití získaných výsledků z měření pro inženýrská rozhodnutí v průběhu ražeb.

Tento projekt vychází z identifikace základních geotechnických rizik souvisejících s výstavbou tunelu v daných podmínkách (např.: reakce horninového masivu v místech geologických anomálií, změna vodního režimu a jeho vlivy na tunel a na nadzemní zástavbu, kolize tunelu s jinými podzemními díly, vliv ražby na průběh poklesové kotliny a následně na nadzemní zástavbu, stabilitní problémy v blízkosti portálů atp.).

Po identifikaci rizik se definují specifické cíle monitoringu pro danou stavbu a podle zvolených cílů se určí místa měření, metody měření a odhadnou se počty jednotlivých měření.

Obvyklou náplní geomonitoringu na stavbě tunelu jsou tato měření a sledování:

- inženýrskogeologické sledování čelby i inženýrskogeologická dokumentace při provádění portálových a příportálových úseků,
- měření deformací svahů hloubených úseků,
- konvergenční měření,
- měření poklesů povrchu terénu,
- extenzometrická měření ve vrtech z povrchu terénu nebo v tunelu,
- inklinometrická měření ve vrtech z povrchu,
- měření změn poloh hladiny podzemní vody v pozorovacích vrtech,
- měření napětí na kontaktu hornina – primární ostění.

Do dat sbíraných a hodnocených v rámci monitoringu také patří vše, co výsledky měření ovlivňuje. Tj. jak zastižené geologické a hydrogeologické poměry (IG sledování čeleb), tak i aplikovaná technologie ražby a její prvky. To vše musí být zachycováno ve stejné časové souslednosti jako vlastní měření deformační odezvy horninového masivu a tunelového ostění na ražbu.

2.2.4.1 *Provádění monitoringu*

Vybudování monitorovacího systému spočívá:

- stanovení měřidel,
- ověření správné funkce měřidel před osazením, jejich případná kalibrace,
- osazení měřidel, vybudování celého měřicího systému včetně kanceláře monitoringu a centrální databáze dat,
- uvedení systému monitoringu do chodu, nulová čtení,
- návrhu způsobu zpracování dat,
- vytvoření datové báze a skladování naměřených dat.

Vlastní monitoring spočívá v:

- sběru dat,

- dálkovém přenosu dat z databáze k uživatelům (účastníkům výstavby),
- udržování a kalibrování měřidel podle připraveného projektu,
- zpracování a prezentaci sebraných dat,
- hodnocení dat a posuzování výsledků s hodnotami stanovenými pro varovné stavy,
- návrzích na případné doplnění systému monitoringu a změnu jeho časového režimu,
- přijímání rozhodnutí na základě výsledků měření,
- provádění technicko-bezpečnostních opatření, souvisejících s varovnými stavy.

2.2.4.2 *Hodnocení měření*

Inženýrské zhodnocení musí vždy provést k tomu určený specialista. Ve složitých případech může být pro tento účel ustavována rada monitoringu zastupující všechny kompetentní účastníky výstavby.

Při posuzování a hodnocení naměřených hodnot bývá nejcitlivější úlohou vyloučení nepravděpodobných a neobvyklých hodnot. Často se setkáváme se sklonem vylučovat je z dalšího hodnocení bez hlubšího rozboru. To může být nebezpečné, protože právě taková data mohou být znamením závažných změn v chování systému ostění – horninový masiv. Vedle hledání příčin neobvyklých hodnot a chyb měření je proto vždy nutné stejně důsledně hledat i případnou novou hypotézu přetváření horninového masivu, která by srozumitelně vysvětlila na první pohled nepravděpodobná data.

Do databáze je nutné ukládat všechna data tak, jak byla bezprostředně změřena a byla zaznamenána v primární dokumentaci, a to bez jakékoliv úpravy. To je nutné, aby se k nim bylo možné vrátit v případě pozdějších pochybností. Teprve před zpracováním pro hodnocení je možné data upravovat. Úpravami mohou například být vylučování krajních hodnot, průměrování, různé způsoby filtrace dat atp.

V případě, že se na monitoringu podílí více poddodavatelů, je obvykle obtížné dosažitelné předávání primární dokumentace do jednotné ústřední databáze. Žádný subjekt, který provádí měření, totiž nechce předat nepravděpodobná data nebo data,

u nichž nelze vyloučit omyl. Pokud se do ústřední databáze dostanou již upravená data, jedná se o závažnou chybu. Ta může mít nežádoucí důsledky při rozbořech neobvyklého či neočekávaného chování masivu, hledání jeho příčin atp.

Z tohoto hlediska je vždy vhodnější, když za veškerá základní měření v rámci jednoho systému monitoringu odpovídá a popř. i provádí též subjekt. Ten má nejlepší možnost při porovnávání výsledků různých druhů měření posuzovat, zda při zaznamenané odchylce v hodnotě sledované veličiny jde o chybu, nepřesnost nebo o skutečné neočekávané chování ostění, horninového masivu atp.

2.3 Fáze realizace stavby

2.3.1 *Spolupráce jednotlivých subjektů*

Jednou ze základních podmínek pro úspěšnou realizaci NRTM je vytvoření organizační struktury, která umožní aplikaci základních principů této metody. Nejedná se pouze o jednoznačné stanovení povinností, práv a zodpovědnosti jednotlivých subjektů v rámci organizace stavby, ale také o jejich odbornost a kompetentnost.

Veškeré smluvní ujednání a z nich plynoucí vztahy a postupy by měly být průhledné a přizpůsobené potřebné flexibilitě při reagování na skutečné podmínky. Specifické pro NRTM jsou změny postupů i projektu v průběhu ražeb. Zásadou je úzká a profesionální spolupráce investora, zhotovitele a projektanta. Je nutný systémový přístup a vytvoření podmínek a pravidel. Je potřebné zohlednit nutnost okamžité reakce na změněné podmínky. V praxi by to mělo znamenat, že zástupci investora a zhotovitele denně potvrzují realizaci určité třídy výrubu a operativně aplikují potřebné změny. Jedním z hlavních nástrojů jsou výsledky monitoringu – zejména měření deformací.

2.3.2 *Sledování během ražeb tunelu*

Geotechnické sledování v průběhu ražeb tunelu zahrnuje práce potřebné k řešení geotechnických problémů vznikajících v průběhu výstavby, porovnávání závěrů předchozích etap průzkumu s poznatky při vlastní stavbě, konzultační odbornou

spolupráci se stavebním dozorem a zhotovitelem stavby. Jeho hlavní pracovní náplní je geotechnický popis čeleb, geologická dokumentace podle vyhlášky ČBÚ č. 55/1996 Sb., a hodnocení výsledků monitoringu. Hlavními pracovními metodami jsou:

- dokumentace dočasných odkryvů, zejména čeleb, stěn podzemních objektů u portálů apod.,
- odebírání kontrolních vzorků hornin z čeleb, případně ověřovací zkoušky jejich vlastností,
- soustavné porovnávání závěrů předchozích etap průzkumu a poznatků získaných během ražeb a příprava doporučení k technickým doporučením k úpravám technologie ražeb a ostění,
- monitoring (kontrolní sledování), tj. přímá měření reakce horninového masivu na postup ražeb za účelem doporučení případných korekcí pro realizaci dalšího postupu ražeb tunelu.

2.4 Aplikace NRTM na stavbě

2.4.1 *Metody rozpojování horniny*

Protože NRTM je metodou univerzální, vhodná do široké škály geologických podmínek, tak i metody pro rozpojování jsou různé.

2.4.1.1 *Rozpojování za použití trhavin*

Trhací práce se aplikují ve skalních horninách, buď na rozpojení plných profilů, nebo pro částečné rozpojení s následným mechanickým rozpojováním.

Pro navrtání čela výrubu jsou využívány tzv. vrtací vozy s jednou, ale zpravidla více lafetami (rameny s vrtacím zařízením) dle velikosti tunelu, přičemž vícelafetové vrtací vozy doplněné ramenem nesoucím manipulační plošinu se používají pro tunely

většího průřezu. Čelo výrubu je navrtáváno systémem vrtů dle vrtného schématu, který je odvislý dle zastiženého typu horniny a postupu trhání.

Nastavení lafety vrtacího vozu do pozice k navrtání jednotlivých vrtů dle schématu může být prováděno ručně (tzn. samostatným naváděním každé lafety do vrtací pozice), nebo u posledních typů vrtacích vozů též počítačovým systémem, kde jednotlivá vrtná schémata jsou uložena v paměti počítače a vrtání probíhá polo nebo plně automaticky. Přesnost vrtů a způsob navrtání výrubu výrazně ovlivňuje dodržení profilu tunelu. Vrty se dělí v zásadě na tzv. zálomové v centru čelby – vrtané v menší vzdálenosti, obrysové po obvodu čelby vrtané ve vzdálenosti 0,5 až 0,8 m a ostatní, rozmístěné po čelbě v četnosti 1 vrt/1,0 – 1,5 m².

Rozpojování hornin se provádí pomocí průmyslových trhavin, kde do jednotlivých vrtů jsou ukládány nálože a následně iniciovány roznětem. Roznět je zpravidla elektrický, ale může být i bleskovicový nebo pomocí zápalnice.

Jednotlivé nálože trhavin jsou ukládány do vrtů a časově odstupňovány, aby byl maximalizován účinek trhací práce při co nejpřesnějším dodržení profilu tunelu a minimálním rozletu rubaniny z místa odstřelu. Nejdříve je zpravidla proveden tzv. „zálom“ v centru čelby s max. výbušnou kapacitou, čímž se uvolní prostor pro přibírání dalších částí výrubu do místa zálohu. Pak následuje postupné přibírání dalších řad vrtů časově oddělených, až v závěru jdou tzv. obrysové vrty na vnějším obvodu, s nejnižší výbušnou kapacitou, které zajišťují přesnost výrubu, a nakonec vrty patní (tzv. spodky) ve spodní části výrubu. Někdy se obrysové vrty buď nenabíjí, nebo se nabíjí ob jeden vrt, případně se použije mezerová nálož s distančními vložkami nebo clonění náloží dřevěnými lištami vloženými do výrubu, vše v závislosti na vlastnostech a chování horninového masivu. Nabité vrty se zpravidla těsní jílovou ucpávkou (šulky). Celý časově oddělený odstřel proběhne ve 2 – 3 sec. Hlukové a seismické účinky odstřelů mohou způsobit nemožnost používat trhací práci v nočních hodinách tam, kde jsou tunely v blízkosti obydlené zástavby. Seismické účinky odstřelů mohou mít vliv též na různá citlivá průmyslová a kancelářská zařízení umístěná v budovách na povrchu. V poslední době je u rozsáhlých tunelů využíváno emulzních čerpaných vícesložkových

trhavin včetně speciálního mobilního zařízení pro nabíjení vrtů se zásobníkem trhavin umístěným na podvozku.

2.4.1.2 *Bez použití trhavin (strojní rozpojování)*

Při rozpojování bez použití trhavin jsou využívány následující mechanismy:

- Frézy na pásovém podvozku s výložníkem (tzv. roadheader) - využíváné při pevnostech horniny do 50 MPa. Jsou vhodné do pískovců, jílovců apod. Výhody lze spatřit ve zpravidla velmi přesném výrubu, snížení nadvýlomů a spotřeby stříkaného betonu, v kontinuálním odtěžování během řezání. Nevýhodou je velmi vysoký příkon, omezený rozsah použití z hlediska pevnosti horniny a její proměnlivosti.
- Hydraulické kladivo – impaktor – využití je spíše pro lokální rozpojování a profilaci.
- Tunelbagry – vysoce výkonné bagry s možností natáčení ramene bagru po obvodu dle profilu tunelu využíváné pro rozpojování v měkčích horninách (do 30 – 40 MPa) a pro profilaci výrubu.

2.4.2 *Odvětrání*

Po provedení odstřelu je nutné pracoviště na čelbě odvětrat pomocí systému odvětrávání, který je nezbytnou součástí každého tunelu a bez něhož nesmí být tunel prováděn. Používají se tři systémy větrání:

- sací,
- foukací,
- kombinované.

Délka odvětrání je závislá na výkonu ventilátorů, průměru větracího potrubí, průřezu tunelu a vzdálenosti čelby od vyústění větracího potrubí na povrch a od použitého systému větrání. Nejúčinnější je větrání foukací, kdy se přivádí čistý vzduch na čelbu, ale nevýhodou je, že zplodiny putují přes celou délku tunelu až k portálu. Velmi vhodné je větrání kombinované, které rychle odvane zplodiny z čelby a v určité

bezpečné vzdálenosti za čelbou odsává znečištěný vzduch mimo tunel, nejméně účinné je pak větrání sací, které odsává zplodiny přímo z čelby a čistý vzduch je nasáván plným profilem tunelu vpřed na čelbu.

Pro výstavbu tunelu musí být vyhotoven projekt větrání (požadavek báňských předpisů). Zvláštní pozornost se musí věnovat v případě stavby v městské zástavbě, kdy vyústění lutnového tahu na povrchu může znečišťovat okolní ovzduší. Zároveň je nutné řešit zvýšenou hladinu hluku. (Zřízení protihlukových a filtračních opatření.)

Po rozpojení výrubu proběhne tzv. profilace a obtrhání čela výrubu – provádí se tunelbagry a impaktory, u malých profilů ručně sbíječkami.

2.4.3 Nakládání rubaniny

U roadheadrů a některých typů tunelbagrů (SHAEFF) probíhá nakládání souběžně s rozpojováním pomocí klepetového nakladače na předku stroje a hřeblového dopravníku přímo do korb demprů přistavených za razicím strojem. V měkčích horninách lze nakládat rovněž přímo lžící tunelbagru. V ostatních případech jsou využívány výkonné nakladače většinou kolové, někdy pásové. U tunelů s menším průřezem je požadován boční výklop lžice nakladače.

2.4.4 Odtěžení – odvoz rubaniny

U krátkých tunelů (do 200 m délky) lze vyvážet rubaninu velkoobjemovou lžící nakladače. U delších tunelů je rubanina vyvážena kolovými dempry zpravidla (pokud nelze uložit v místě) na mezideponii před tunelem (špinavý provoz) a odtud převážena jiným typem dopravy na místo uložení (čistý provoz). Někdy je hornina na portále tunelu předrcena a využita do jiných částí stavby. V některých případech lze rovněž využít kolejové dopravy (malé tunely, štoly).

Celkově lze říci, že zvláště u dlouhých tunelů a u tunelů malého průřezu je často doprava v tunelu a její logistika limitujícím faktorem pro výkonnost ražby tunelu.

Pokud profil tunelu je takový, že dopravní prostředky se nemohou míjet, je nutné vybudovat tzv. výhybny, zpravidla po 250 až 300 metrech.

Mimořádnou pozornost je třeba věnovat stavu počvy – dna tunelu a jejího odvodnění (svod vody do sběrných jímek a čerpání mimo tunel) s ohledem na rychlost dopravy v tunelu.

2.5 Technologie ražby

2.5.1 Členění výrubu

Tunely je možné razit na tzv. plný profil – nečleněným výrubem, nebo je výrub členěn na jednotlivé části, které jsou raženy postupně. Členění výrubu se provádí zpravidla z následujících důvodů:

- geologických a geotechnických (stabilita výrubu, zmenšení plochy čelby, velikost deformací a vliv na nadzemní zástavbu),
- z důvodů prováděcích – akční rádius použité mechanizace – schopnost strojů obsáhnout prostor celé čelby (výška čelby 6 – 7 m, šířka čelby 8 – 12 m).

Členění výrubu se zpravidla dělí na:

- vodorovné – horizontální členění výrubu (členění kalota, jádro, dno),
- svislé – vertikální členění výrubu (členění na levý a pravý boční tunel, středový tunel, levé a popř. pravé jádro).

Za určitých podmínek je vhodné tato členění kombinovat. Vodorovné členění se zpravidla provádí z důvodu prováděcích, popř. z důvodu stability čelby, svislé členění se provádí u tunelů velkých profilů z obojích důvodů – jak prováděcích, tak stabilitních. Svislé členění čelby zároveň výrazně snižuje deformace na povrchu a vliv na zástavbu na povrchu.

2.5.2 Vystrojení výrubu

Dělí se na:

- primární obezdívku (primární ostění),
- sekundární obezdívku (sekundární ostění).

2.5.2.1 Primární ostění (popis a funkce hlavních prvků)

Stříkaný beton – hlavním zajišťovacím prvkem při NRTM je stříkaný beton, který je dle potřeby vyztužován ocelovými sítěmi s různou velikostí ok a průměrem drátů, nebo rozptýlenou výztuží, tzv. drátkobeton. V případě použití drátkobetonu odpadají zpravidla výztužné sítě, někdy i výztužné oblouky. Důležité jsou různé chemické přísady, zejména urychlovače tuhnutí a tvrdnutí stříkaného betonu.

Výztužné oblouky - pro NTRM se zpravidla používají příhradové oblouky svařované z betonářské oceli, které umožňují dobré prostříkání a tím spolupůsobení s betonem. V podmínkách vyžadujících větší okamžitou únosnost se používají oblouky z důlní TH výztuže, které umožňují deformace, anebo oblouky z válcovaných ocelových profilů.

Kotvy - k dispozici je řada typů kotev a svorníků, z těch nejběžnějších se jedná:

- SN kotvy – kotvy z hřebínkové oceli aktivované ve vrtu cementovou maltou.
- HUS – hydraulicky upínané svorníky – speciálně tvarovaný průřez ocelové trubky, který se pomocí vysokého tlaku vody zvětší, a tím dojde k aktivaci kotvy ve vrtu.
- IBO kotvy – vrtná tyč opatřená ztracenou vrtnou korunkou, je ze speciální válcované oceli s otvorem uprostřed umožňujícím výplach během vrtání a následnou injektáž kotvy.

2.5.2.2 Doplnková opatření

Důležitou součástí NRTM jsou různá doplňková opatření, která jsou operativně aplikována dle zastižených podmínek.

Jehlování - k zajištění stability přístropí výrubu se používají ocelové jehly, které jsou aplikovány zpravidla přes příhradové oblouky do vrtů v prostoru před čelbu. Používá se hlavně hřebínková ocel délky 3 m až 6 m, s různými přesahy v podélném směru závisujícími na vzdálenosti oblouků a konkrétních podmínkách. Vzdálenost jednotlivých jehel v příčném směru závisí na konkrétních podmínkách, je zpravidla 10 – 30 cm, v určitých případech mohou být jehly i blíže. Pokud je hornina nestabilní a vrty se zavalují, používají se IBO kotvy. V měkkých materiálech je možné jehly zatlačovat, v těchto případech se někdy používají i plošné prvky, zpravidla ocelové pažiny.

Hnané pažení - v nesoudržných materiálech lze obdobným způsobem jako při jehlování zahánět před čelbu plošné prvky (např. pažnice Union). Jako výztužné oblouky je pak nutné použít válcovanou ohýbanou výztuž nebo TH výztuž.

Mikropilotové deštníky - pro podchody budov, komunikací, železnic a dalších objektů s nízkým nadložím v příportálových úsecích a v dalších specifických situacích se používají mikropilotové deštníky z ocelových trubek. Ty je možné realizovat buď ze zvětšených tunelových profilů, nebo se vrtají z běžného profilu s tím, že se první metry mikropilot uřezávají. Deštníky mohou být injektovány vysokotlakou injektáží, nebo jsou pouze vyplněny cementovou zálivkou. Délky jsou zpravidla 12 – 16 m, vzdálenost jednotlivých mikropilot je 30 – 40 cm.

Kotvení a pažení čelby - pro zajištění stability čelby lze použít různé typy kotev v kombinaci se stříkaným betonem. Výhodná je aplikace dlouhých sklolaminátových kotev, které nejsou překážkou při následném rozpojování materiálu v čelbě. Výraznou podporou pro stabilitu čela výrubu je horninový klín ponechaný v čelbě při rozpojování a odtěžování.

Injektáže - klasická injektáž je často používána v kombinaci s mikropilotovými deštníky, pokud se jedná o aplikaci z tunelu. V případě nízkého nadloží lze použít injektáž z povrchu. Obdobné zásady platí i pro tryskovou injektáž, v nesoudržných materiálech se aplikuje např. ve formě horizontálních deštníků prováděných z čelby tunelu.

Speciální metody - Ve specifických a obtížných podmínkách s vysokým stupněm zvodnění horniny nebo zeminy, kde není jistota správné funkce jiných opatření, lze použít zmrazování, nebo ražbu pod přetlakem (keson).

2.5.2.3 Definitivní ostění

Definitivní ostění tunelu je prováděno proudovou metodou zpravidla v následujícím sledu operací:

Operace potřebné pro provedení definitivní obezdívky (sekundární ostění):

- profilace dna tunelu a podklad pod izolaci,
- vybudování drenážního systému za izolací (tam, kde jsou významné přítoky podzemní vody do tunelu),
- provedení izolace dna tunelu,
- betonáž dna tunelu nebo základových patek pod klenbu tunelu,
- profilace primárního ostění klenby tunelu pod izolaci,
- izolace tunelu – deštníková s kvalitním drenážním systémem (bez izolace dna tunelu),
- celoplošná s pojistným systémem, hydrostaticky odolná,
- výztuž definitivní obezdívky klenby,
- betonáž definitivní obezdívky klenby tunelu,
- ošetřování betonu,
- případný nátěr povrchu tunelu.

Volba izolačního systému tunelu je odvislá od umístění tunelu s ohledem na výšku hladiny podzemní vody, výskytu tlakové podzemní vody a možnosti vyvedení drenážního odvodňovacího systému ven z tunelu s přirozeným výtokem podzemní vody do vodoteče nebo kanalizace.

Celoplošná izolace s pojistným systémem, hydrostaticky odolná, je zpravidla navrhována u tunelů umístěných pod hladinou podzemní vody, kde není možné vyvést

drenážní systém přirozeným samospádem, popř. u tunelů s výskytem tlakové podzemní vody.

Pro budování definitivního ostění je používána následující soustava plošin a bednění:

- plošina pro profilaci,
- plošina pro izolaci,
- plošina pro výztuž,
- bednicí vůz – zpravidla 7,5 až 12,5 m dlouhá ocelová pojízdná hydraulicky ovládaná forma se zařízením na postupné betonování (rozdělovač betonu) a se soustavou příložných vibrátorů rozmístěných po obvodu formy,
- plošina pro ošetřování betonu.

Při betonáži klenby tunelu je zejména nutná obezřetnost při dokončení betonáže a tlakování betonu během výplně horní části klenby (pojistné – odfukovací ventily), hrozí zde možnost ať už podtlakování, tj. nedobetonování, nebo naopak přetlakování a následného poškození (deformace) pláště bednicího vozu. Pokud to není nutné, není vhodné provádět v souběhu s ražbou tunelu i definitivní ostění, a to z provozních důvodů (doprava v tunelu, montáže a demontáže sítí v tunelu, odvětrání tunelu). Souběh ražby a definitivní obezdívky zpravidla přináší zvýšené náklady na výstavbu.

2.5.2.4 *Provozní a energetické zajištění výstavby tunelu*

Již v době přípravy tunelu musí být pamatováno na zajištění potřebného zázemí pro výstavbu tunelu, jako je prostor pro vybudování zařízení staveniště, energetické připojení apod.

Jedná se zejména o:

- přípojku elektrické energie s dostatečným příkonem,
- zdroj vody pro výstavbu tunelu,

- vyřešení vypouštění odpadních vod z tunelu, a to nejen po dobu výstavby, ale i pro definitivní provoz,
- vyřešení odvodu škodlivých zplodin z odvětrání tunelu po dobu výstavby a u automobilových tunelů i během definitivního provozu,
- dostatečné zázemí na portálu tunelu pro vybudování opravárenského zázemí pro mechanizaci (hala), skládky materiálu určeného k zabudování, mezideponie rubaniny, opatření pro čištění důlních a odpadních vod (sedimentační jímky, neutralizační zařízení, lapoly), trafostanice, kompresorovny, umístění ventilátorů (včetně tlumičů), umístění nutných kancelářských a skladových kontejnerů.

Pro výstavbu tunelu je nutné uvnitř tunelu vést provizorní rozvody sítí a energetického napojení, mezi něž zpravidla patří:

- luvnový tah pro odvětrání,
- silový rozvod elektrické energie pro napájení mechanizace a čerpání důlních vod,
- rozvod stlačeného vzduchu v tunelu,
- osvětlení tunelu,
- signalizace pro organizaci dopravy v tunelu (pokud je nutná),
- komunikační zařízení (spojení čelb tunelu s dispečerským místem),
- rozvod technologické vody v tunelu,
- dostatečně kapacitní potrubí pro čerpání důlních vod,
- vedení linky pro provádění elektrických roznětů při trhačích pracích.

2.6 Rizika

2.6.1 Hlavní rizika

Rizika při ražbě tunelů nikdy nelze vyloučit. Pracuje se v přírodním prostředí, jehož vlastnosti a chování nelze nikdy dopředu přesně stanovit, vždy se jedná jen o prognózu, kterou teprve ražba definitivně upřesní.

Mezi obvyklá hlavní rizika patří zejména důsledky geotechnických podmínek pro ražbu, které se projevují nestabilitou výrubů. Pokud nejsou včas a správně aplikována potřebná opatření, mohou se projevy nestability rozvinout do nadvýlomů. V závislosti na konkrétních podmínkách a velikosti nadloží mohou nadvýlomy přejít do závalů, které ohrožují i povrch nad tunelem.

2.6.1.1 Přehled možných rizik při provádění tunelu

- Ztráta stability tunelového portálu, zřícení portálu,
- zřícení stropu (horninové klenby) tunelu na čelbě, jejímž důsledkem může být nadměrný nadvýlom, nebo propadnutí stropu tunelu až na povrch,
- vypadnutí čelby tunelu, nízká stabilita čela tunelu,
- růst dna tunelu, zabořování ostění do měkkého podloží při neuzavření dna tunelu,
- nadměrný růst konvergencí – svírání profilu tunelu, deformace primárního ostění,
- nadměrný přítok podzemní vody do tunelu,
- náhlý průval vody, bahna, tekutého písku do tunelu,
- výron nebezpečných plynů do tunelu (metan, zemní plyn z porušeného potrubí, CO₂),
- výskyt bludných proudů při používání trhačí práce s elektronickým roznětem,
- nadměrné poklesy povrchu nad tunelem a jejich vliv na nadzemní zástavbu a inženýrské sítě,
- seismické účinky a jejich vliv na nadzemní zástavbu a inženýrské sítě,
- stržení (zničení) pramenů vody v okolí tunelu,
- poškození a znečištění vodotečí v blízkosti tunelu vypouštěnou důlní vodou, která může mít výrazně změněný chemismus (výluhy z betonu),
- škody způsobené tlakovými injektážemi při zpevňování horninového masivu nebo injektáží kotev (poškození inženýrských sítí, zvednutí povrchu),
- nevhodně zvolená a provedená izolace tunelu a zatékání do tunelu,
- poškození izolace tunelu během následných operací až do provedení definitivní obezdívky,

- přetlakování při závěrečné fázi betonáže klenby tunelu (možnost deformace pláště bednicího vozu).

2.6.2 Opatření pro řízení rizik

Geotechnickým rizikům lze předcházet především tím, že budou včas identifikována. Prvním úkolem je proto provádění rizikových analýz, průběžné zpracovávání a upřesňování pravděpodobnosti vzniku nežádoucích jevů při ražbě, důkladným monitoringem a včasným přijímáním technických, bezpečnostních a technologických opatření, majících za úkol udržet chování systému v projektovaných mezích. Samozřejmý je správný návrh primárního zajištění a doplňkových opatření ve fázích zpracování přípravné dokumentace, ve fázi provádění je zásadním faktorem pro řízení/snižování rizik důsledné dodržování správných technologických postupů a zásad.

2.6.3 Inženýrské rozhodování – koncept varovných stavů

Varovný stav je možno definovat jako takovou kvalitativní či kvantitativní změnu v chování monitorovaného systému, která je podnětem pro přijetí určitých opatření nezbytných pro udržení chování sledovaného systému v přijatelných mezích daných projektem.

Tato opatření se přijímají v oblasti vlastního monitoringu, úprav prováděcího projektu vystrojení tunelu, způsobu ražeb (délka záběru, počet a druh kotev, délka pracovní fronty před uzavřením spodní klenby atd.).

V souvislosti s varovnými stavy jsou používány pojmy:

Stupeň varovného stavu - je určitý stav v chování sledovaného systému, který má vztah k stanovenému cíli monitoringu. Čím vyšší stupeň varovného stavu, tím větší je geotechnické riziko a horninový masiv má blíže ke ztrátě stability.

Kritérium varovného stavu - jsou exaktně nebo empiricky předem stanovené hodnoty sledovaných veličin, souvisejících s příslušným stupněm varovného stavu (např. dosažená velikost přetvoření, rychlost přetvoření apod.).

Při navrhování konkrétních stupňů varovných stavů a kritérií pro posuzování, zda byly dosaženy, se v každém jednotlivém případě musí vycházet především z rozboru a hypotézy přetváření sledovaného horninového prostředí, a to ve vztahu k existujícímu geotechnickému riziku. [1]

3 TUNEL POĽANA

3.1 Lokalita a geometrie

Dálnice D3 Hričovské Podhradie – Žilina – Čadca – Svrčinovec – státní hranice Slovenské republiky/Polské republiky. Jde tedy o hlavní spojení města Žilina na jihu s Polskou republikou na severu.



Obr. 3.1-1 Mapa lokality [3]

Morfologické nerovnosti překonává dálnice pomocí mostů, násypů a zářezů. V rámci projektu jsou projektované dva tunely, tunel Svrčinovec a tunel Poľana.

Území v trase a jejího okolí je částečně holé a částečně zalesněné s poměrně strmými svahy. Svahy jsou převážně exponované na jih, případně jsou tu strmější svahy erozních údolí, které jsou exponované na východ a západ. Svahy jsou často postihnuté sesuvy různého věku a různé míry zahradění. Část cesty byla zamokřena, ale před vlastní výstavbou byla trasa odvodněna pomocí horizontálních odvodňovacích vrtů. Významným vlivem na stabilitu území má i břehová eroze.



Obr. 3.1-2 Letecký pohled na trasu tunelu [4]

Tunel Pořana je situován v trase, která je součástí úseku Svrčinovec – Skalitz. Jde o dvě tunelové roury označeny jako pravá a levá ve směru staničení. Navrhovaná trasa přechází z mostního tělesa, přes krátký přechodový úsek do západního portálu v km 32,201. Začíná obloukem o poloměru 594,25 m, dále v km 32,460 218 navazuje přechodnice o délce 120 m, km 32,380 218. Následuje protisměrná přechodnice délky 120 m v km 32,700 218, jenž postupně přechází v oblouk o poloměru 705,75 m. Západní portál se nachází v km 33,099.

Staničení a délky navrhovaných prvků pravé tunelové roury (PTR) [2]:

- začátek hloubeného tunelu km 32,201,
- začátek raženého tunelu km 32,217,
- délka hloubené části 16,0 m,
- začátek průzkumné štoly km 32,209,
- konec průzkumné štoly km 32,511,
- propojka č. 1 km 32,669,

- propojka č. 2 km 32,819,
- konec raženého tunelu km 33,084,
- konec hloubeného tunelu km 33,099,
- délka hloubené části 15,0 m,
- délka ražené části 867,0 m,
- délka LTR 889,57 m.

3.2 Projektová dokumentace a geologie

Pro vypracování projektové dokumentace byly realizovány rozsáhlé geologické průzkumné práce. Zejména však průzkumná štola.

V trase tunelu se hodnotily:

- Litologická struktura horninového masivu.
- Fyzikální a mechanické vlastnosti horninového prostředí (modul pružnosti, deformační modul, pevnost v tlaku, v tahu a smyku).
- Vrtatelnost a rozpojitelnost.
- Úroveň hladiny pozemní vody, její chemismus z hlediska agresivity.
- Stabilita svahů v portálových úsecích s prognózami jejich změn po jejich otevření.

Ke zjištění výše uvedených údajů byly využity informace z geologických děl (inženýrskogeologické a pozorovací vrty), z geofyzikálních prací, z laboratorních a terénních prací a další informace z předešlých průzkumů.

3.2.1 Charakteristika přírodních poměrů

Na základě geomorfologického dělení Slovenska patří území do oblasti Západních Karpat, které na území zasahuje geomorfologickým celkem – Jablůnkovským mezihořím. Tento reliéf byl zformovaný ve čtvrtohorách periglaciální modelací a říční erozí.

Celkový charakter území je velmi ovlivněný různou odolností jednotlivých litologických typů vůči reliéfovým činitelům. Pro území budované převážně jalovcovým komplexem jsou charakteristické hladce modelované svahy s táhlými hřbety. Území tvořené s výraznějším podílem pískovcových vrstev se vyznačují vyšší energií reliéfu. Reliéf území trasy dálnice D3 je výrazně ovlivněn i erozní činností říčky Čierňanky a také jejími pravostrannými přítoky. V důsledku boční eroze zmíněných přítoků jsou příčné doliny, hlavně jejich uzávěry, velmi citlivé na působení sesuvných faktorů. V trase dálnice D3 je výrazná část území postižena svahovými deformacemi různé aktivity.

3.2.2 Geologická stavba zájmového území:

Území trasy dálnice D3 z geologického hlediska je součástí vnějších Západních Karpat. Jeho horninové prostředí je tvořené magurským tektonickým celkem zastoupeným Račanskou litofaciální tektonickou jednotkou – zlínským souvrstvím. V rámci zlínského souvrství je území dálnice tvořeno vsetínskými vrstvami. Tyto vrstvy se vyznačují převahou hrubých vrstev lasturnato-odlučných jílovců s lavicemi jemně až střednězrnných pískovců s glaukonitem. Zastoupení jílových facií v profilu vrstev na různých místech a v různých strukturách je variabilní. Severně od Čadce a Turzovky převládají v souvrství hnědozelené, tencelaminované až tenkodeskovité, zřídka hrubědeskovité vápnité jílovce o mocnosti 0,5 – 12 m. V souvrství jsou zastoupené také světløšedé a zelenohnědé, silně vápnité jílovce s lasturnatým rozpadem ve vrstvách o síle 0,4 – 2,5 m. Ve vrstvách jílovců se vyskytují vrstvičky jemnozrnných až siltovitých, laminovaných pískovců s muskovitem na plochách laminace. Často přecházejí do siltovitých jílovců. Jsou dva typy pískovce:

- Převládají modrošedé, méně zelenošedé, drobně až střednězrnné pískovce s vápnitým a křemitým tmelem s glaukonickými zrníčkami. Tvoří deskovité polohy o síle 0,35 – 0,9 m, lokálně až o síle 6 m. Jemnozrnné variety jsou křemeno-vápnité. Vrstvy jsou pozitivně gradačně zvrstvené.
- Křemeno-drobové, modrošedé, středně až jemnozrnné pískovce. V souvrství je celkový poměr pískovců a jílovců menší jako 1 (0,2 – 0,6).

Výše zmiňované předkvartérní litologické typy na povrchu území vystupují jen ojediněle, převážně jsou překryté kvartérními sedimenty, které mají na území dálnice poměrně nízkou genetickou a typologickou pestrost. Převládají deluviální zeminy, fluviální jemnozrnné a štěrkovité zeminy, vyplňují dno údolí přítoků Čierňanky. Ojediněle na území byly ověřené proluviální a antropogenní sedimenty. Horninové prostředí je porušené zlomy SZ-JV a SV-JZ směru se šikmým průběhem ve vztahu k směru hlavních struktur. Z hlediska neotektonických pohybů je území charakterizované zdvihem. [2]

3.2.3 Hydrologické poměry

Hydrologické poměry hodnoceného území ovlivňuje litologické složení hornin, tektonika území, morfologické poměry, klimatické poměry a využití plochy.

Na základě hydrologické rajonizace Slovenska na území trasy dálnice D3 vyčleňujeme dva hydrogeologické rajóny, a to rajón kvartéru, která se liší hydrogeologickými podmínkami. [2]

3.2.3.1 Podzemní vody paleogénu

Hydraulické vlastnosti flyšových komplexů jsou výrazně anizotropní. Anizotropie vyplývá z primárního vrstevovitého charakteru flyšových souvrství, kdy kolmo na vrstvy je propustnost minimalizována. Výjimku tvoří souvrství s vysokým zastoupením pískovců a bez jílovcových převrstvení

Druhým faktorem způsobujícím anizotropii je způsob uložení vrstevových celků – v poměrně plocho uloženém zlínském souvrství v severnějších územích můžeme očekávat ve vertikálním směru nižší propustnost. K lepší propustnosti přispívá i tektonické porušení hornin.

Flyšové souvrství se vyznačuje velmi malou puklinovou propustností a velmi malým zvodněním. Podstatná část jednotlivých souvrství, tvořená střídáním jílovců s malým podílem pískovců je víceméně nepropustná a má charakter hydrogeologického

poloizolátora až izolátora. Příznivější hydrogeologické poměry jsou ve flyšoidních souvrstvích s výrazným podílem pískovců, které se vyznačují dobrou puklinovou propustností a převážně dobrým zvodněním.

Litologický charakter flyšoidních jednotek nevytváří zvlášť příznivé podmínky na větší akumulaci a oběh podzemních vod. Z toho pohledu je významnější jen pásmo přípovrchového rozvolnění hornin spolu se zvětralinovým pláštěm. Přípovrchová zóna rozvolnění probíhá zpravidla konformně s povrchem terénu a v našich podmínkách zasahuje převážně do hloubky 20 – 40 m. Průměrná propustnost se postupně nerovnoměrně snižuje až do hloubky okolo 80 až 100 m. Hodnoty průměrné propustnosti magurského flyše jsou odhadovány na $n \cdot 10^{-5} \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$. Vyšší propustnost je však v přípovrchové zóně zvětrávání (cca 35 – 90 m pod povrchem), kde nejvyšší hodnoty dosahují $5,6 \cdot 10^{-5} \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$. [2]

3.2.3.2 Podzemní vody kvartéru

Hydrogeologický význam kvartérních sedimentů závisí zejména na jejich granulometrickém složení. Z kvartérních sedimentů jsou z hydrologického hlediska nejvýznamnější fluvialní štěrky údolních niv. Dokud nejsou zahliněné, vyznačují se dobrou pórovou propustností a převážně dobrým zvodněním. Jsou převážně trvale zvodnělé. Koeficient filtrace dosahuje hodnotu 10^{-3} až $10^{-5} \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$, v závislosti na stupni zahlinění. Hladina podzemní vody ve štěrcích je v hydraulické spojitosti s hladinou v povrchovém toku. Proluvialní sedimenty mají malou mezizrnovou propustnost a jejich zvodnění je malé.

Největší prostorové rozšíření mají na území trasy D3 deluvialní jílovité a kamenitójílovité až jílovitokamenité sutiny. Tyto sedimenty se vyznačují velmi malou mezizrnovou propustností, většinou jsou nepropustné a z hydrogeologického hlediska nejsou významné.

V zájmovém území jsou z hydrogeologického hlediska významnější sedimenty sesuvného deluvia. Podzemní voda ve vztahu k svahovým deformacím je povrchového původu a do horninového prostředí se dostává infiltrací srážkových vod. Čočky

a polohy schopné zvodnění bývají velmi často směrem po svahu uzavřené nepropustnými vrstvami. Tvoří bezodtokové deprese, které se v čase srážkových anomálií naplní vodou, a při sesouvání potom vyteče velké množství vody. V různých částech sesuvů se vyskytují prameny s vlastním režimem – jde většinou o izolované vodonosné horizonty se statickými zásobami, které jsou přímo závislé na atmosférických srážkách. Působení podzemní vody představuje jeden z nejvýznamnějších faktorů reaktivizace svahových pohybů.

Území koridoru tunelu není začleněné do státem chráněného území s ochranou přírody. Území se využívá k zemědělským účelům a to zejména na soukromé hospodaření a průmyslný sběr sena. [2]

3.3 Charakteristiky horninového masívu

Inženýrskogeologická charakteristika horninového masívu tunelu byla zpracována na základě detailního zhodnocení navrhnutých a realizovaných geologických děl, terénních a laboratorních prací a reinterpretovaných archivních prací. Realizace geologických děl umožnila charakterizovat inženýrskogeologické a geotechnické vlastnosti masívu a kvarterního pokryvu. Na základě výsledků souhrnných dokumentací geologických děl je povrch území souvisle překrytý deluviálním komplexem zemin charakteru jílu, jílovitých a jílovitokamenitých sutí. Mocnost těchto pokryvných sedimentů se pohybuje v rozsahu 0,5 až 2,5 m. Maximální mocnosti nad 2 m jsou v zónách svahových deformací a na horninových masívech s výraznějším tektonickým porušením.

Základními litologickými a inženýrskogeologickými typy kvartérního komplexu jsou jíl, jíl písčitý, štěrk kamenitojílovitý a štěrk jílovitokamenitá.

Jíl deluviální je na základě výsledků makroskopického vyhodnocení geologických děl a laboratorních zkoušek jemnozrnných zemin charakteru jílu s nízkou, střední plasticitou, ojediněle charakteru jílu s vysokou plasticitou. Případně může mít charakter jílu písčitého, převážně tuhé konzistence. Jíly jsou převážně hnědé barvy

s rezavými až šedými záteky, ojediněle s úlomky silně zvětralých pískovců velikosti do 50 mm.

V podloží komplexu deluviálních jíílů jsou většinou vyvinuté polohy jílovitých (F2/CG) až jílovito-kamenitých štěrků (G5/GC), které jsou tvořené převážně jílem se střední plasticitou (F6/CI), s tuhou až pevnou konzistencí ($I_c=0,84 - 1,28$). Obsahují proměnlivé množství ostrohranných úlomků zvětralých pískovců a jílovců do obsahu 30 – 65 %. Štěrký tvoří převážně bázi deluviálního komplexu hornin. V oblastech s výrazným projevem zvětrání paleogenních hornin přecházejí kvartérní štěrky téměř plynule do zóny eluviálních jíílů a štěrků, resp. do zóny silně zvětralých jílovců a pískovců, které tvoří intenzivně zvětralé zóny v horských masivech. Geotechnické vlastnosti jsou komplexně zpracovány v tabulce č. 3.3-1.

V celém úseku tunelu byl průzkumnými geologickými pracemi zjištěn komplex paleogenních hornin. Maximální ověřená hloubka komplexu paleogenních hornin byla 81 m. Souvrství je budované střídáním vrstev jílovců, pískovců a jejich přechodových členů. Všeobecně lze konstatovat, že v celém sledovaném komplexu převládají polohy jílovců nad pískovci. Základní litologické typy odpovídají charakteristikám vsetínských vrstev.

Z hlediska inženýrskogeologického a geotechnického je důležité:

- zastoupení vrstev jílovců a pískovců,
- stupeň zvětrání,
- strukturní znaky souvrství (směr a sklon vrstev),
- intenzita tektonického porušení.

Z hlediska přehlednosti jsou k základním litologickým typům (jílovce a pískovce) a jejich vlastnostem (stupeň zvětrání, tektonické porušení) přiřazeny symboly, které reprezentují základní inženýrskogeologické typy hornin. Přiřazené geotechnické vlastnosti jsou komplexně zpracovány pro souvrství s převahou jílovců v tabulce č. 3.3-2 a 3.3-3.

Charakteristika		(Jednotky)	Deluviální sedimenty			
			Jíl deluviální		Štěrka kamenitojílovitý	
			Rozsah	Průměr	Rozsah	Průměr
Přirozená vlhkost		w_N (%)	19.6-34.9	25.9	9.7-26.8	18.5
Přirozená objemová vlhkost		ρ_n (g.cm-3)	1.8-5.05	2.0	1.89-2.18	2.0
Suchá objemová vlhkost		ρ_d (g.cm-3)	31.34-1.69	1.54	1.49-1.92	1.65
Měrná hmotnost		ρ_s (g.cm-3)	2.62-2.68	2.65	2.62-2.7	0.66
Pórovitost		n (%)	35.9-49.0	41.9	28.1-43.8	38.0
Stupeň nasycení		S_r (%)	90.4-99.8	96.2	91.2-98.9	93.5
Mez tekutosti		W_L (%)	44-65	56	39-55	45
Číslo plasticity		I_p (%)	22-31	27	19-29	23
Číslo konzistence		I_c (%)	0.86-1.28	1.0	0.84-1.28	106
Obsah zrn	$\emptyset < 0.002$ mm	c (%)	21-37	28	9-23	15
	$0.002 < \emptyset < 0.06$ mm	s (%)	30-57	44	14-32	22
	$0.06 < \emptyset < 2$ mm	m (%)	4-11	8	6-27	17
	$\emptyset > 2$ mm	g (%)	3-45	22	34-62	46
Pevnost v prostém tlaku		σ_c (kPa)	78-102	8	84-101	92
Totální smyková pevnost		ϕ_u (°)	(0-18)	(9)	(≥ 0)	(≥ 0)
		c_u (kPa)	39-51	45	42-50	46
Efektivní smyková pevnost		ϕ_{ef} (°)	(19-27)	(24)	(26-32)	(28)
		c_{ef} (kPa)	(2-25)	(14)	(2-8)	(5)
Rezidální smyková pevnost		ϕ_r (°)	(16-22)	(19)	(22-28)	(24)
		c_r (kPa)	(0)	(0)	(0)	(0)
Modul přetvárnosti		E_{def} (MPa)	(3-5)	(4)	3.65-7.14	5.68
Poissonovo číslo		ν	(0.35-0.42)	(0.40)	(0.30-0.35)	(0.33)
Koeficient filtrace		k_f (m.s-1)	(1.10-7-2.10-7)	(5.10-8)	(2.10-5-5.10-6)	(7.10-6)
Únosnost		R_{dt} (kPa)	(80-250)	(100)	(175-300)	
Zatřídění dle STN		STN 73 1001	F6, F8, F7, F2	F8	F2, G5	F2
		STN 73 1001	CI, CH, MH, CG	CH	CG, GC	CG
		STN 73 1002	10-14-11-2	14	2-26	2
		STN 73 3050	3-4	3	4	4

Tab. 3.3-1 Charakteristika deluviálních sedimentů [2]

Poznámky k tabulce:

- Hodnoty uvedené v závorkách jsou odvozeny z STN, z odborné literatury a ostatních průzkumů.
- Únosnost je uvedena jen orientačně jako tabulková výpočtová únosnost R_{dt} podle STN 73 1001.

CHARAKTERISTIKA	Symbol (jednotka)	JÍLOVCOVÝ KOMPLEX					
		Jílovce silně zvětralé až rozložené a tektonicky porušené		Jílovce zvětralé		Jílovce navětrané až zdravé	
		ig typ Itp		ig typ Iz		ig typ In	
		rozsah	průměr	rozsah	průměr	rozsah	průměr
Přirozená vlhkost	w_N (%)	2.71-4.31	3,51	-	3,99	0.89-4.83	3,21
Přirozená objemová vlhkost	ρ_n (g.cm ⁻³)	2.45-2.47	2,46	-	2,46	2.31-2.56	2,43
Hustota	ρ_s (g.cm ⁻³)	2.67-2.76	2,71	-	2,78	2.58-2.79	2,74
Pórovitost	n (%)	7.77-11.26	9,51	-	11,57	7.69-14.79	11,24
Nasákavost	N (%)	3.89-5.06	4,47	-	4,43	1.18-5.85	4,21
Hutnost	h (%)	88.74-92.23	90,48	-	88,43	85.21-92.31	88,77
Stupeň nasycení	S_r (%)	86.18-93.75	89,96	-	84,8	27.86-92.51	67,76
Obsah CaCO ₃	CaCO ₃ (%)	-	-	-	-	-	-
Mez tekutosti	w_L (%)	-	-	-	-	-	-
Číslo plasticity	I_p (%)	-	-	-	-	-	-
Číslo konzistence	I_c (%)	-	-	-	-	-	-
Efektivní smyková pevnost	φ_{ef} (°)	(16-25)	(21)	(23-30)	(28)	(25-34)	(31)
Soudržnost	c_{ef} (kPa)	(10-20)	(15)	(35-100)	(60)	(100-210)	(150)
Pevnost v prostém tlaku - PLT	σ_c (MPa)	1.39-7.36	4.3	4.10-31.21	17.45	-	-
Pevnost v prostém tlaku - LMH	σ_c (MPa)	(0.20-5.00)	(3.0)	12.65-14.26	13.59	(15.00-32.00)	(25)
Modul přetvárnosti - masiv	E_{def} (MPa)	(11-40)**	(25)**	(45-300)**	(150)**	(150-550)	(350)
Modul přetvárnosti - LMH	E_{def} (MPa)	-	-	2250-2950	2600	(2900-3975)	(3400)
Modul pružnosti LMH	E (MPa)	-	-	3881-3997	3940	(4200-6500)	(5200)
Poissonovo číslo	ν	(0.30-0.42)	(0.35)	0.311-0.311	0.311	(0.2-0.31)	(0.25)
Únosnost	R_{dt} (MPa)	(0.20-0.60)	(0.30)	(0.30-0.80)	(0.40)	(0.40-1.60)	(0.80)
Zatřídění dle STN	STN 73 1001	R6-R4, G5, F2	R5, F2	R5-R4, G5	R4, G5	R4-R3	R3
	STN 73 1002	2-26	2	26	26	-	-
	STN 73 3050	4-5	4	4-5	4-5	4-5	5

Tab. 3.3-2 Jílovcový komplex [2]

Poznámky k tabulce:

- Hodnoty uvedené v závorkách jsou odvozeny z STN a z odborné literatury a výsledků předcházejících průzkumů v předmětném území.
- Únosnost je uváděna orientačně jako tabulková výpočtová únosnost R_{dt} podle STN 73 1001.
- ** Hodnoty odvozené z presiometrických zkoušek.

Jílovce (symbol I) jsou v daném souvrství převážně laminované až tenko-deskovité, lokálně i deskovité. V povrchové zóně jsou jílovce silně rozložené a zvětralé, charakteru jílu, sutí, resp. intenzivně se rozvolňujícího souvrství, převážně na malé až velmi malé úlomky, v průměru s velmi nízkým stupněm pevnosti (R5). Mají převážně hnědou, hnědo-rezavou, hnědo-šedou až tmavě-šedou barvu se souvislými Fe-oxidy po povrchu, často krát rozložené na jíl s vysokou plasticitou (F8/CH). Hornina má na lomu již rozeznatelnou vrstevnatou strukturu.

Podle dokumentace geologických průzkumných děl je na území dosah zóny rozložení až silného zvětrání velmi variabilní. Pohybuje se v rozsahu 1,2 m až 5,0 m. Lokálně může zasahovat až 6,0 m. Podobný charakter mohou mít i jílovce v zónách tektonického porušení (typ Itp). V zónách tektonického porušení jsou jílovce typu Itp, charakteru úlomků, jílu s příměsí písku. Tyto zóny mohou být zvodnělé. V polohách jílovců je potřebné přihlédnout na přítomnost podzemní vody (zejména v zónách zvětrání) z důvodu změny fyzikálních vlastností ve styku s vodou.

Dosah zóny zvětrání byl interpretován na základě dokumentace geologických děl (průzkumné vrty) do hloubky 12,0 až 35,0 m. Na druhé straně v průzkumné štolě byl zjištěný hlubší dosah zóny zvětrání, až do úrovně 50 - 60 m. Jílovce v této zóně jsou charakteru souvislejších vrstev se zřetelně zachovalou vrstevnatou strukturou, rozpadem na střípkovité úlomky, nepravidelné a deskovité úlomky až bloky, v příměších s nízkým stupněm pevnosti (R4). Pro zónu jsou charakteristické povlaky Fe-oxidů, jílovitých výplní po diskontinuitách, co poukazuje na možnost otevření puklin více jak 0,5 mm.

Od úrovně 20,0 – 25,0 m, maximálně však 30,0 – 35,0 m jsou jílovce navětralé až zdravé v průměru se střední pevností (R3). Dosah zvětrání po puklinách, při zdravých jádrech úlomků je až 50,0 m, lokálně až 60,0 m v zónách strmých, otevřených puklin. V souvrství jílovců je hornina šedá až tmavě šedá. Větší podíl jílovců je slabě písčité, siltovité, s pozvolným přechodem do siltovitých pískovců.

Pískovce (symbol P) jsou v souvrství zastoupené převážně tenkodeskovitými až lavicovitými, ojediněle masivními pískovci, které reprezentují souvislé vrstvy, případně vrstvy porušené zlomovými poruchami nebo končí formou vyklínění vrstvy. Prává mocnost vrstev pískovce je různá, řádově se pohybuje v rozmezí 0,05 m až po vrstvy o mocnosti 9,0 m. Dosah zvětrání v pískovcích je rozdílný oproti jílovcům. Vlastní polohy pískovců jsou navětrané až zdravé, v blízkosti povrchu slabě zvětralé, lokálně až silně zvětralé. Na druhé straně dosah zvětrání po puklinách může v pískovcích být až na úrovni 50,0 – 60,0 m a to převážně strmé systémy diskontinuit se sklonem 60 – 85°, otevřených od 0,5 až 5 mm s krystalickou (kalcitovou) výplní a povlaky Fe-oxidů. Typ křemenných, glaukonitických pískovců, s nízkým stupněm zvětrání má poměrně vysoký stupeň pevnosti (R3-R4) s hodnotami 63,2 – 74,3 MPa (tabulka č. 3.3-3). Z důvodu tektonického rozvolnění masívu, přítomnosti otevřených diskontinuit vyplněných Fe-oxidy, můžeme předpokládat, že polohy deskovitých, lavicovitých pískovců se mohou intenzivně uvolňovat ze stropu, čela a boků kaloty, zejména v zónách jílovců s dosahem zvětrání.

Zóny tektonického porušení v polohách pískovců mají charakter převahy úlomků nad bloky, resp. silně porušených úlomků s usměrněním dominantních systémů puklin.

V polohách zdravých deskovitých až lavicovitých pískovců, ale i písčitých jílovců budou polohy s nejvyšší kvalitou horniny (RQD v rozsahu od 45 – 100 %).

Na základě geotechnických parametrů byly v komplexních profilech tunelovými rourami přiřazené v kvazihomogenních úsecích charakteristické parametry vybraných geotechnických vlastností. Jednotlivým blokům byla přiřazena hodnota QTS (Tesař, ČSN ON 737508) a RMR (Bieniawski). Pevnosti hornin v prostém tlaku byly určeny

laboratorně (zjištěno na vzorcích odebraných při ražení průzkumné štolý a na vzorcích z průzkumných geologických děl).

CHARAKTERISTIKA	Symbol (jednotka)	PÍSKOVCOVÝ KOMPLEX					
		Pískovce silně zvětřalé až rozložené a tektonicky porušené		Pískovce zvětřalé		Pískovce navětrané až zdravé	
		ig typ Ptp		ig typ Pz		ig typ Pn	
		rozsah	průměr	rozsah	průměr	rozsah	průměr
Přirozená vlhkost	$w_N(\%)$	-	-	1.45-3.80	2,45	0.63-3.09	1,57
Přirozená objemová vlhkost	$\rho_n(\text{g.cm}^{-3})$	-	-	2.46-2.58	2,5	2.45-2.63	2,54
Hustota	$\rho_s(\text{g.cm}^{-3})$	-	-	2.75-2.79	2,78	2.67-2.79	2,77
Pórovitost	$n(\%)$	-	-	7.79-10.86	9,98	5.84-11.19	8,1
Nasákavost	$N(\%)$	-	-	1.72-4.18	2,92	0.84-5.08	3,37
Hutnost	$h(\%)$	-	-	89.14-92.21	90,01	88.81-94.16	91,89
Stupeň nasycení	$S_r(\%)$	-	-	48.02-88.37	60,45	20.97-67.92	46,73
Obsah CaCO_3	$\text{CaCO}_3(\%)$	-	-	-	-	-	-
Mez tekutosti	$w_L(\%)$	-	-	-	-	-	-
Číslo plasticity	$I_p(\%)$	-	-	-	-	-	-
Číslo konzistence	$I_c(\%)$	-	-	-	-	-	-
Efektivní smyková pevnost	$\varphi_{ef}(\circ)$	(26-32)	(30)	(28-36)	(32)	(30-44)	(40)
Soudržnost	$c_{ef}(\text{kPa})$	(5-25)	(15)	(20-300)	(150)	(80-550)	(350)
Pevnost v prostém tlaku - PLT	$\sigma_c(\text{MPa})$	39.30-64.16	52.54	63.25-84.39	71.91	95.54-169.92	112.34
Pevnost v prostém tlaku - LMH	$\sigma_c(\text{MPa})$	(15.00-45.00)	(30.00)	(40.00-65.00)	(50.00)	68.08-135.34	104.79
Modul přetvárnosti - masiv	$E_{def}(\text{MPa})$	(250-450)	(300)	(550-800)	(600)	(800-2200)	(1300)
Modul přetvárnosti - LMH	$E_{def}(\text{MPa})$	-	-	-	-	14532-24040	19886
Modul pružnosti LMH	$E(\text{MPa})$	-	-	-	-	21604-29492	25636
Poissonovo číslo	ν	(0.25-0.35)	(0.30)	(0.22-0.30)	(0.25)	0.15-0.21	0.17
Únosnost	$R_{dt}(\text{MPa})$	(0.20-0.60)	(0.40)	(0.40-1.6)	(0.80)	(1.20-4.00)	(2.5)
Zatřídění dle STN	STN 73 1001	R6-R2, S5, F4	R3-R4	R3-R2	R3-R2	R2-R1	R2
	STN 73 1002	21-5	21	-	-	-	-
	STN 73 3050	4-5	4	5	5	5-6	6

Tab. 3.3-3 Pískovcový komplex [2]

Poznámky k tabulce:

- Hodnoty uvedené v závorkách jsou odvozeny z STN a z odborné literatury a výsledků předcházejících průzkumů v předmětném území.

- Únosnost je uváděna orientačně jako tabulková výpočtová únosnost R_{dt} podle STN 73 1001.
- ** Hodnoty odvozené z presiometrických zkoušek.

Pro výpočet pevnostních charakteristik zkoumaného horninového masivu byla použita metodika podle Hoek – Brown (2002 edition, soudržnost c_m a úhel vnitřního tření ϕ_m) a metodika podle Hoek – Diederichs (2005, deformační modul $E_{def, m}$).

Hodnoty soudržnosti c_m a úhel vnitřního tření ϕ_m byly převzaty z Mohr – Coulombového vyjádření, tak, aby prezentovali předpokládané napětí v masivu.

Zatřídění do technologických tříd NRTM vychází z výsledného popisu vlastností masivu, které uvádí klasifikace QTS (Tesař) a RMR (Bieniavski) podle bodového hodnocení.

Pro mechanické a pevnostní vlastnosti je určující pevnost v prostém tlaku horniny a strukturní vlastnosti horninového masivu. Heterogenita geologického prostředí byla v prostoru tunelu homogenizovaná, podle výše popsané metodiky. Takto zhomogenizovaný horninový masív můžeme charakterizovat následovně.

Blok	Staničení (km)	QTS (Tesař)	RMR (Bieniavski)	NRTM (ON 737503)	σ_{cm} (kPa)	c_m (kPa)	ϕ_m (°)	ν_m	E_{def} (MPa)
1	32.214 - 32.267	46.5	31	5a	790	30	37	0,15	100-130
2	32.267 - 32.394	33.5	24	5a	290	20	26	0,20	40-60
3	32.394 - 32.485	43.5	33	4	2360	36	36	0,15	330-379
4	32.485 - 32.529	43.5	33	4	2360	36	36	0,15	330-380
5	32.529 - 32.363	45	35	4	2650	33	33	0,20	450-500
6	32.636 - 32.704	45	35	4	2650	33	33	0,20	450-500
7	32.704 - 32.800	48	38	4	1910	30	30	0,20	300-350
8	32.800 - 32.900	48	38	4	1910	30	30	0,20	300-350
9	32.900 - 33.024	48.5	38	4	3900	42	42	0,15	600-650
10	33.024 - 33.087	38	27	5a	1580	34	34	0,20	230-280

Tab. 3.3-4 Geotechnické charakteristiky horninového masivu pravé tunelové roury (PTR) [2]

3.4 Prává tunelová roura

V pravé tunelové rouře byl horninový masiv rozčleněn v rovině osy na 10 kvazihomogenních bloků (KHB), které celou délku raženého tunelu 872,8 m rozdělují na následující úseky:

KHB 1 od 32,214 do 32,267 km – délka bloku 53 m

KHB 2 od 32,267 do 32,394 km – délka bloku 127 m

KHB 3 od 32,394 do 32,485 km – délka bloku 91 m

KHB 4 od 32,485 do 32,529 km – délka bloku 44 m

KHB 5 od 32,529 do 32,636 km – délka bloku 107 m

KHB 6 od 32,636 do 32,704 km – délka bloku 68 m

KHB 7 od 32,704 do 32,800 km – délka bloku 96 m

KHB 8 od 32,800 do 32,900 km – délka bloku 100 m

KHB 9 od 32,900 do 33,024 km – délka bloku 124 m

KHB 10 od 33,024 do 33,087 km – délka bloku 63 m

3.4.1.1 Portály

Na samém začátku tunelu se nachází portál Rieka (ve směru staničení), západní orientace. Tunel je ukončen portálem Pazderovci, který se nachází v jeho východní části či na konci staničení. Portály a jejich technologické, geotechnické a jiné zařízení či vystrojení není předmětem této práce. [2]

Z důvodu velkého rozsahu je nutné práci omezit pouze na určitou část. Proto pro další zpracování byl vybrán KHB 2 a KHB 7.

4 MODELOVÁNÍ V PLAXIS 3D

Pro zjištění chování modelu, výpočtu deformací a zjištění jejich vývinu, byl použitý počítačový soubor programů PLAXIS 3D založený na metodě konečných prvků.

Jedná se o počítačový soubor programů určený pro trojrozměrné analýzy deformace a stability v geotechnice. Je vybaven funkcemi, které se zabývají různými aspekty složitých geotechnických konstrukcí a stavebních postupů za použití teoretických výpočetních postupů. Po vytvoření modelu program sám generuje síť konečných prvků. V módu fázové výstavby je možné nadefinovat postup, chování, zatížení a vlastnosti modelovaných prvků. Výstup programu je komplexní sada vizualizačních nástrojů pro kontrolu detailů složité vnitřní struktury plného 3D modelu.

PLAXIS 3D je uživatelsky přívětivý 3D geotechnický program nabízející flexibilní a interoperabilní geometrii, realistickou simulaci stavebních fází, robustní a spolehlivé výpočtové jádro. Komplexní a detailní post-processing, což je velmi podstatnou složkou pro efektivní práci s výsledky. [5]

4.1 Mohr – Culomb

Jako konstituční model byl zvolen Mohr – Culomb model. Jde o lineárně elastický – perfektně plastický konstituční model. Použití tohoto modelu vyžaduje 5 vstupních parametrů:

- modul pružnosti E ,
- Poissonovo číslo ν pro popis chování materiálu v pružné oblasti,
- kohezi c ,
- úhel vnitřního tření φ ,
- úhel dilatance.

U modelů byly zvoleny odvozené podmínky. [6]

Z důvodu obrovských nároků na hardwarové vybavení počítače, bylo nutné modelovaný tunel Pořana rozčlenit na menší úseky. Dalším aspektem byla časová náročnost na vytvoření modelů. Proto předmětem této práce není návrh vystrojení celého tunelu, ale pouze dva úseky. První úsek – pracovní název MODEL A a druhý úsek s pracovním názvem MODEL B.

MODEL A se nachází v kvazihomogenním bloku 2 a MODEL B v kvazihomogenním bloku 7. Tyto části byly vybrány z důvodu rozdílných geologických a geometrických vlastností (rozdílné vlastnosti horninového masivu a výška nadloží).

4.2 Kvazihomogení blok 2 (KHB 2) - km 32,267 – 32,394

Charakteristické vlastnosti:

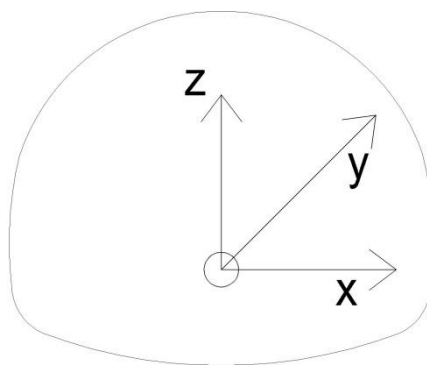
- délka bloku 127 m,
- výška nadloží od 11 do 29 m,
- převaha zvětralých lavicových, tenko-deskových až laminovaných jílovců, nad zvětralými deskovitými až hrubě-lavicovými pískovci. Laminované jílovce mohou být často zemitého charakteru,
- sklon vrstev je SV až V, velikost sklonu 10 - 25°,
- předpokládáme, že souvrství jílovců a pískovců v blízkosti tektonických poruch budou zvlněné či popřehýbané,
- při ražení v převážně jílovcovém prostředí je předpoklad nestability stropu, čela a boků kaloty na kontaktu laminovaných jílovců s hrubšími polohami pískovců,
- úsek je porušený zónami příčných zlomů mírně poklesového charakteru s orientací k SV – JZ, se směrem sklonu k JV a SZ. Velikost sklonu se pohybuje v rozsahu 60 – 80°,
- dosah zóny zvětrání v tomto bloku dosahuje pod úroveň profilu tunelu,
- v úseku předpokládáme výraznou nerovnorodost z hlediska přítomnosti krajních vlastností vrstev různých litologických typů jílovců, hlavně na kontaktech s vrstvami pískovců, zejména z hlediska geotechnických vlastností a rozpojování,

- podle klasifikace je vymezený blok zařazený do třídy NRTM 5a a B3 (C3) ÖNORM B2203. [2]

4.3 MODEL A – km 32, 275 000 – 32, 305 000

4.3.1 Popis modelu

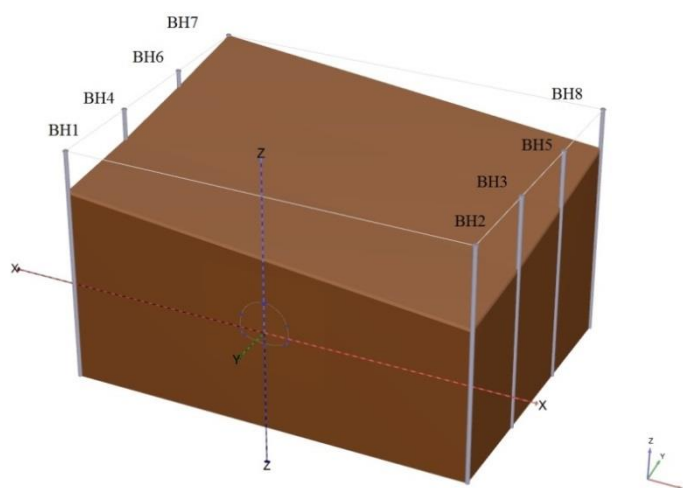
Počátek os x, y, z byl stanoven jako počátek hlavní osy tunelu. Osa x představuje boční rozměr. Osa y jde ve směru staničení tunelu přímo v niveletě a osa z reprezentuje výšku, viz obr. 4.3.1-1.



Obr. 4.3.1-1 Osy modelu

Model musí být dostatečně velký, aby nedocházelo k ovlivnění napjatosti a deformace horninového masivu jeho hranicemi. Příliš velké rozhraní však zbytečně prodlužuje výpočet, proto je třeba jeho volbě věnovat dostatečnou pozornost.

Model okolního masivu tunelu byl vytvořen pomocí prostorově rozmístěných vrtů (borehole), kterým byly předdefinovány jednotlivé vrstvy zeminy, skalního masivu a hladiny podzemní vody, viz. tabulka č. 4.3.1-1.



Obr. 4.3.1-2 Rozmístění vrtů

Okrajové podmínky úlohy jsou takové, že spodní hranici rozhraní je plošně podepřena ve vodorovném i svislém směru. Celý vnější obvod pláště (kromě povrchu) je podepřen volně ve svislém směru a pevně ve vodorovném směru.

Jako vstupní parametry zeminy byl použit průměr z příslušných hodnot z tabulky č. 3.3-4.

Borehole	x (m)	y (m)	Vrstva z (m)		Hloubka z (m)	h (m)		HPV (m)
			TOP	KHB		TOP	KHB	
1	-50,00	0,00	24,16	23,26	-25,00	0,9	48,26	20,96
2	50,00	0,00	14,16	13,26	-25,00	0,9	38,26	10,96
3	50,00	25,00	16,48	15,58	-25,00	0,9	40,58	13,28
4	-50,00	25,00	26,48	25,58	-25,00	0,9	50,58	23,28
5	50,00	50,00	20,07	19,17	-25,00	0,9	44,17	16,87
6	-50,00	50,00	30,07	29,17	-25,00	0,9	54,17	26,87
7	-50,00	75,00	34,05	33,15	-25,00	0,9	58,15	30,85
8	50,00	75,00	24,05	23,15	-25,00	0,9	48,15	20,85

Tab. 4.3.1-1 Souřadnice vrtů

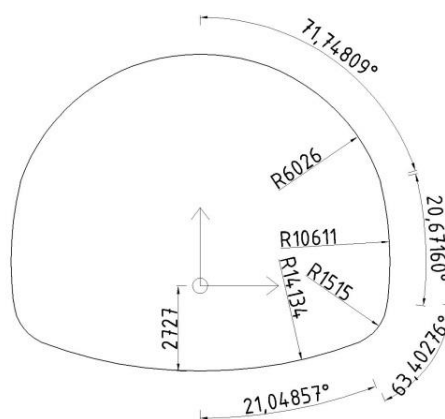
Vysvětlivky k tabulce:

- Borehole = vrt zadávaný v programu,
- vrstva z = výška vrstvy (souřadnice osy z),
- hloubka = hloubka (souřadnice osy z),
- h = výška vrstvy,
- HPV = hladina podzemní vody (souřadnice osy z).

Všechny výšky nadloží vychází z podélného profilu tunelu (příloha č. 1.1). Příčný sklon terénu byl uvažován jako pravostranný se sklonem 1:10. Velikost modelu určovaly předpokládané deformace. Jak je zřejmé z tabulky, půdorysné rozměry modelu činí 100 x 75 m.

4.3.2 Primární ostění

Dále bylo nutné nadefinovat samotný tvar primárního ostění. Rozměry vycházejí z průřezného profilu pro silniční tunely. Předem stanovené rozměry obr. 4.3.2-1 byly mírně pozměněny z důvodu zaokrouhlování programu. Segment číslo 5 byl vygenerován z důvodu přesného napojení na osu z. Křivka byla poté ozrcadlena.



Obr. 4.3.2-1 Rozměry ostění

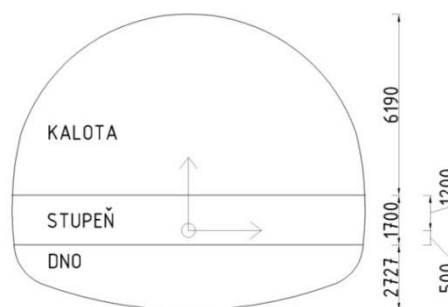
Segment	Typ	Relativní startovací úhel	Poloměr	Úhel segmentu	Diskretizační úhel
1	arc	0,0000	14,13	21,05	5,0000
2	arc	0,0000	1,515	63,40	5,0000
3	arc	0,0000	10,61	20,67	5,0000
4	arc	0,0000	6,026	70,00	5,0000
5	arc	0,0000	4,914	4,88	5,0000

Tab. 4.3.2-1 Rozměry křivky

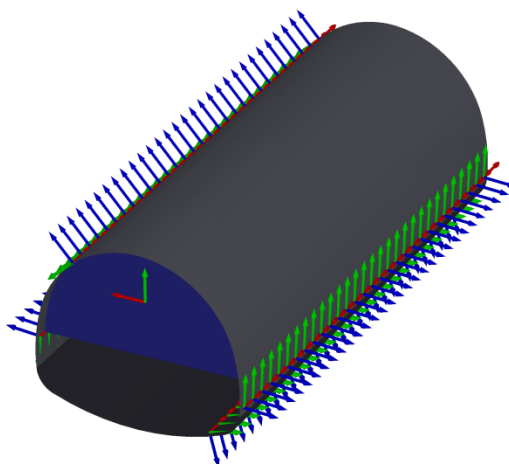
Z křivky byla příkazem extrude vytvořena plocha. Z plochy byl vytvořen plate. Plate jsou strukturální objekty. Slouží k modelování tenkých dvourozměrných struktur. Jsou složeny z šestiuzlových trojúhelníkových prvků. Mají 6 stupňů volnosti. Byly vyvinuty právě pro modelování deskových částí modelů. Tyto platy lze v jednotlivých fázích budování aktivovat dle potřeby.

Výrub je rozčleněn na kalotu, stupeň a dno. Jde tedy o horizontální členění. Vertikální členění nebylo nutné použít, protože se na povrchu nenacházely žádné objekty, které by byly ovlivněny deformací nadloží. Obvodový plate byl rozdělen na plate kaloty, plate stupně a plate dna. Plate kaloty a stupně má stejné materiálové vlastnosti.

K zajištění čelby byl navržen plate čelba (modrý). Všechny platy byly vytvořeny jako modelové ztvárnění stříkaného betonu. Tato sestava byla poté nakopírována třicetkrát po 1 m ve směru osy y (model 30 m dlouhý).



Obr. 4.3.2-2 Členění výrubu



Obr. 4.3.2-3 Tunelová trouba

Při modelování úseku A bylo předpokládáno primární vystrojení výrubu stříkaným betonem C 20/25. Dále bylo použito kotvení pomocí samozavrtávacích jehel, IBO svorníků a kotvení čelby sklolaminátovými kotevními tyčemi.

4.3.2.1 *Stříkaný beton*

Stříkaný beton je hlavním materiálem primárního ostění. Jedná se o nástřikem nanášenou betonovou směs, kterou není třeba bednit. Je to směs kameniva se zrny zpravidla do 8 mm, jemně mletého cementu v množství $400 - 450 \text{ kg/m}^3$, vody a různých přísad, které příznivě ovlivňují např. rychlost tuhnutí a tvrdnutí, pevnost v tlaku a další. Nástřik se provádí ve vrstvách tloušťky 50 – 150 mm pomocí dálkové ovládaného manipulátoru, případně ručně stříkací pistolí. Směs po nárazu na podklad se sama zhutňuje a proniká i do dutin a trhlin na lici výrubu, čímž se velmi zlepšuje její koheze s horninou. Dobře provedený nástřik betonu dokonale obalí i betonářskou výztuž. Stříkaný beton může být vyráběn suchou nebo mokrou cestou.

Ve výpočtovém modelu byly zvoleny parametry dle předem předpokládaných dimenzí betonového ostění, viz tab. 4.3.2.1-1. Nárůst pevnosti nebyl v modelu zohledněn.

Název plate	Ostění	Dno	Čelba
beton	C20/25	C20/25	C20/25
d (m)	0,30	0,25	0,10
γ (kNm ⁻³)	25,0	25,0	25,0
linear	OK	OK	OK
Isotopic	OK	OK	OK
End bearing	NO	NO	NO
E_1 (kNm ⁻²)	2,90E+07	2,90E+07	2,90E+07
E_2 (kNm ⁻²)	2,90E+07	2,90E+07	2,90E+07
ν_{12}	0,2	0,2	0,2
G_{12}	1,208E+07	1,208E+07	1,208E+07
G_{13}	1,208E+07	1,208E+07	1,208E+07
G_{23}	1,208E+07	1,208E+07	1,208E+07

Tab. 4.3.2.1-1 Parametry plate (stříkaný beton)

4.3.2.2 Betonářská výztuž

Betonářská výztuž a obloukové příhradové nosníky nebyly v modelu implementovány. Jejich dimenze vychází ze statického výpočtu.

4.3.2.3 Kotvení

Kotvení je v podzemním a pozemním stavitelství běžnou a efektivní metodou stabilizace horninového masivu a stavebních objektů. Obecně je kotvení technologickým postupem, jehož účelem je využití spolupůsobení horninového masivu pro přejímání sil, které jsou vyvolány působením stavební nebo geotechnické konstrukce.

Předností kotvení je možnost volit velikost, směr a těžiště působení kotevních sil tak, aby po zavedení do soustavy sil působících na horninový masiv nebo stavební objekt zajistily v maximální míře bezpečně a hospodárně jeho stabilitu.

Kotevními systémy jsou zabezpečovány stavební objekty proti svislému účinku vztaku, proti převrácení, proti tangenciálnímu posunu, stabilizují horninový masiv před projevy skalního řícení, sesouvání po smykových plochách apod. [7]

4.3.2.4 Samozavrtávací jehly

V málo pevných nebo poloskalních horninách jako v případě KHB A je nutné stabilitu výrubu a celkově čelbu tunelu stabilizovat a v předstihu tak zajišťovat doplňujícími opatřeními jako je jehlování. Funkčnost viz. doplňková opatření výše.

Jako vstupní parametry byly použity kotevní tyče od výrobce Minova Bohemia s.r.o., speciálně šlo o injekční zavrtávací kotevní tyče MAI SDA R. Jedná se o nastavovatelnou tyč, která má po celé délce levotočivý oblý R-závit. V podélné ose tyče prochází injekční otvor určený pro dopravu injekční směsi. Pro jejich výrobu je použita ocelová silnostěnná trubka ze zušlechtěné oceli o vysoké kvalitě. Závit je na tuto trubku válcován za studena.

Při instalaci kotevních prvků s použitím tyčí MAI SDA R slouží v první fázi tyč jako vrtná, následně jako injekční.

Pro první fázi (zavrtávání) je zavrtávací injekční tyč osazena vrtací korunkou. S vrtným nářadím je kotevní tyč, dle jeho typu nářadí a závitu koncového kusu, spojena buď přímo závitovým spojem, nebo pomocí vrtacího adaptéru. Pro druhou fázi (injektáž) je na kotevní tyč našroubován injekční adaptér. Jeho konkrétní typ závisí na druhu injekčního média. Injektáž může být prováděna také souběžně se zavrtáváním tyče (odpadá nutnost druhé fáze).

Pro injektáž a upínání takto zhotovených kotevních prvků jsou využívány polyuretanové nebo organicko-minerální pryskyřice a cementy.

Výhodou použití tohoto typu zajištění je rychlost instalace, protože jednotlivé fáze instalace na sebe bezprostředně navazují, ale mohou být prováděny souběžně. V případě narušeného či nesoudržného prostředí je možnost zavrtávat kotevní tyč s cementovým výplachem, který zajistí stabilitu vrtu. Další jejich výhodou je snadná

manipulace. Kotevní tyče lze spojovat spojníky a vytvářet tak i velmi dlouhé kotevní prvky.

Příslušenství k těmto injekčním zavrtávacím tyčím se sestává z šestihranných matic, plochých nebo kalotových podložek, spojníků s vnitřním závitem, centrátorů, vrtacích korunek pro různá prostředí (volitelný průměr a typ), vrtacích adaptérů, injekčních adaptérů, rotačně injekčních adaptérů pro souběžnou injektáž během zavrtávání tyčí.

Pro realizaci mohou být použity např. tyče s označením MAI SDA R 38 N od výše zmíněného výrobce.

Typ kotevní tyče		R 38 N
Průměr tyče (vnější/vnitřní)	mm	38/19
Smluvní únosnost na mezi kluzu $Y_{0.2}$	kN	400
Únosnost tyče na mezi pevnosti	kN	500
Průřezová plocha tyče	mm ²	750
Hmotnost tyče	kg/m	5,9
Rozměry matice (šířka/výška)	mm	50/50
Rozměry podložky	mm	200x200x100/12
Rozměry spojníku (Ø/délka)	mm	51 / 220

Tab. 4.3.2.4-1 Parametry samozavrtávacích jehel [7]

Do výpočtového modelu jehlový deštník nebyl zahrnut. Jeho hlavní funkcí je stabilizovat strop výrubu a zamezit tak možnému vypadávání bloků. Deštník rovněž přispívá i ke stabilitě čelby, avšak ve výpočtovém modelu by představoval značné komplikace.



Obr. 4.3.2.4-1 Kotevní tyč [7]



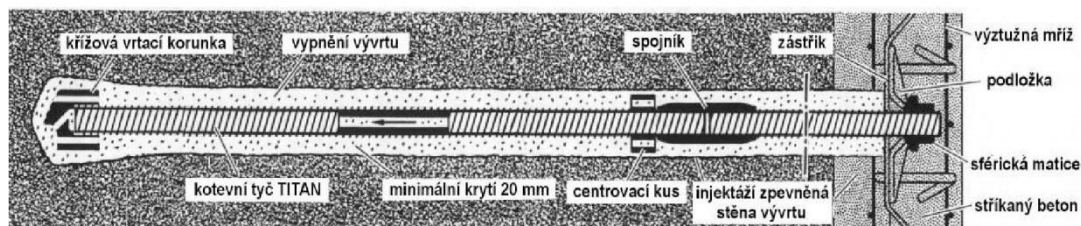
Obr. 4.3.2.4-2 Jehlování [7]

4.3.2.5 IBO svorníky

Pro stabilitu okolního nově otevřeného výrubu se používá systém svorníků (kotev), který má za úkol stabilizovat okolní masiv. V našem případě bylo použito injekčních zavrtávacích kotevních tyčí typu TITAN od výrobce Minova Bohemia s.r.o. Jedná se o nastavitelné tyče opatřené po celé délce levotočivým, speciálně tvarovaným závitem. Jde o silnostěnnou trubku vyrobenou ze zušlechtěné oceli o vysoké kvalitě. Použití je velice podobné jako v případě předchozí zavrtávací jehly. Použité vstupní parametry viz tabulka 4.3.2.5-1.

Typ kotevní tyče		TITAN 40/20
Průměr tyče (vnější/vnitřní)	mm	40/20
Smluvní únosnost na mezi kluzu $Y_{0,2}$	kN	425
Únosnost tyče na mezi pevnosti	kN	540
Průřezová plocha tyče	mm ²	730
Hmotnost tyče	kg/m	5,6
Rozměry matice (šířka/výška)	mm	65x50
Rozměry podložky	mm	200x200x100/12
Rozměry spojníku (Ø/délka)	mm	51 / 220

Tab. 4.3.2.5-1 Parametry svorníku [7]



Obr. 4.3.2.5-1 IBO svorník [7]

V našem případě byl naprojektován „vějíř“ z IBO svorníků. Který se lišil roztečí. V kalotě byla jejich osová vzdálenost 2 m a ve stupni se zhustila na 1 m (viz. výkresová dokumentace).

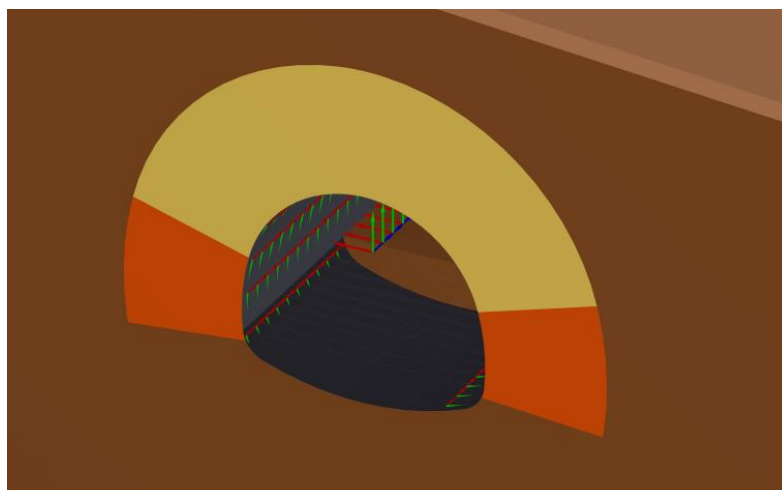
V matematickém modelu nebylo možné modelovat každý svorník jako samotný prvek. Vznikalo tak obrovské množství prvků a bodů, které nadměrně komplikovaly vytváření sítě konečných prvků.

Pro zjednodušení bylo použito vzorce 4.3.2.5-1 na modifikaci soudržnosti. Byl tedy přijat zjednodušující předpoklad, že přetvárné charakteristiky jsou konstantní v celém prokotveném okolí a jsou tak závisle počtu kotev.

$$c_{\text{IBO}} = \frac{1 + \sin \varphi}{2 \cdot \cos \varphi} \cdot \frac{P}{A} \quad \text{Vzorec 4.3.2.5-1 [8]}$$

Kde P je únosnost kotvy, A je plocha příčného průřezu příslušející kotvě a φ je úhel vnitřního tření KHB.

V našem případě byla prokotvená zóna rozdělena na dva typy clusterů. Typ kalota a typ stupeň. Parametry se lišily od KHB, tedy od okolního prostředí, pouze změněnou soudržností.



Obr. 4.3.2.5-2 Prokotvená zóna

Typ kalota – rastr svorníků byl navržen jako 2 x 1,56 m. Pevnost svorníku je 425kN.

$$c_{IBO} = \frac{1 + \sin\varphi}{2 \cdot \cos\varphi} \cdot \frac{P}{A} = \frac{1 + \sin 26^\circ}{2 \cdot \cos 26^\circ} \cdot \frac{425}{3,12} = 135,2 \text{ kPa}$$

$$c_c = c_{KHB} + c_{IBO} = 20 + 135,2 = 155,2 \text{ kPa}$$

Typ stupeň – rastr svorníků byl navržen jako 1 x 0,9 m. Pevnost svorníku je 425 kN.

$$c_{IBO} = \frac{1 + \sin\varphi}{2 \cdot \cos\varphi} \cdot \frac{P}{A} = \frac{1 + \sin 26^\circ}{2 \cdot \cos 26^\circ} \cdot \frac{425}{0,9} = 377,86 \text{ kPa}$$

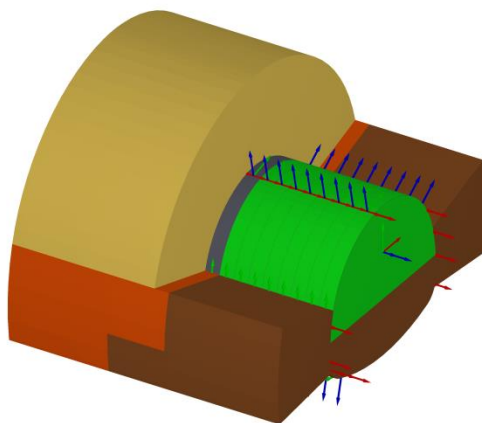
$$c_c = c_{KHB} + c_{IBO} = 20 + 377,85 \text{ kPa}$$

Kvůli fázované výstavbě byly modifikované clustery typu stupeň rozděleny dle fáze aktivace na clustery aktivované v záběru kaloty a clustery aktivované při záběru stupně.

4.3.2.6 Sklolaminátové kotvy

Z důvodu možné nestability čelby v takto nepříznivých podmínkách bylo navrženo kotvení čelby pomocí sklolaminátových kotev. Opět bylo využito sortimentu Minova Bohemia s.r.o. Sklolaminátové kotevní systémy jsou využívány zejména pro svou vysokou tahovou pevnost a možnost úplného mechanického odstranění. V našem případě bylo použito parametrů injektážních kotevních tyčí typu DURGLASS FL 28/14. Tyto tyče mají vnější průměr 28 mm, vnitřní průměr 14 mm a únosnost tyče na mezi únosnosti v tahu 360 kN. [10]

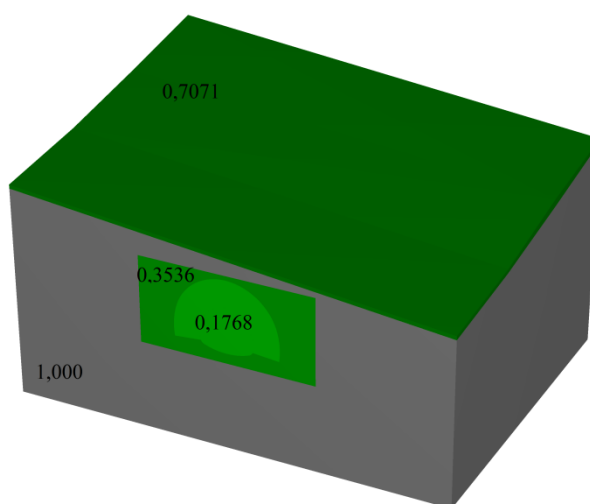
V modelu bylo nutné vyřešit problém s postupným odtěžováním kotev (deaktivací) a následnou aktivací při postupu. Proto místo prutových prvků v čelbě byl problém vyřešen opět pomocí modifikace soudržnosti. V kalotě se vždy jeden modifikovaný cluster deaktivoval a ve vzdálenosti 8 m (tedy 8 clusterů ve směru osy Y) jeden aktivoval. Vznikla tak stálá modifikovaná zóna před čelbou o délce 8 m, což odpovídá projektované délce kotev.



Obr. 4.3.2.6-1 Kotvy čelby - model

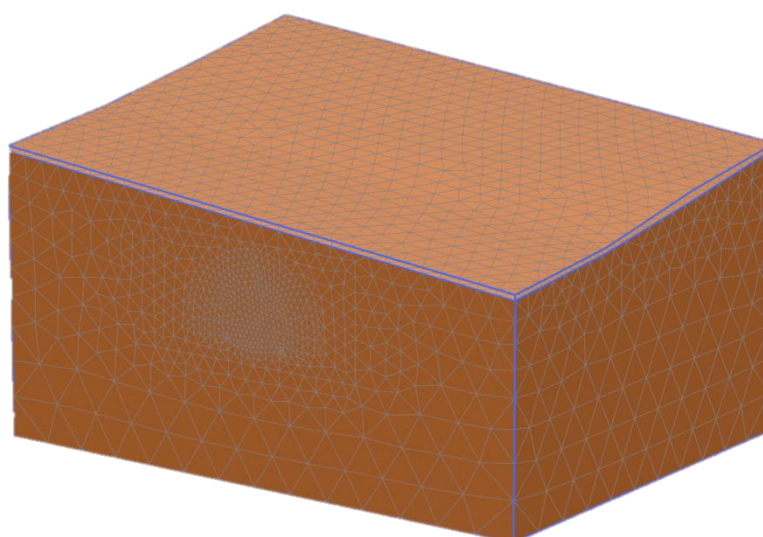
4.3.3 Síť konečných prvků

Program po zadání geometrických a materiálových veličin, tedy po vytvoření modelu, generuje síť konečných prvků. Pro přesnější výsledky a samotné vytvoření sítě bylo nutné předem definovat zahuštění sítě konečných prvků. Kvůli zahuštění sítě byl okolo tunelové roury vytvořen hranol s nižším faktorem, viz obr. 4.3.3-1. Plate ostění a čelby bylo nutné zahustit až na faktor 0,125.

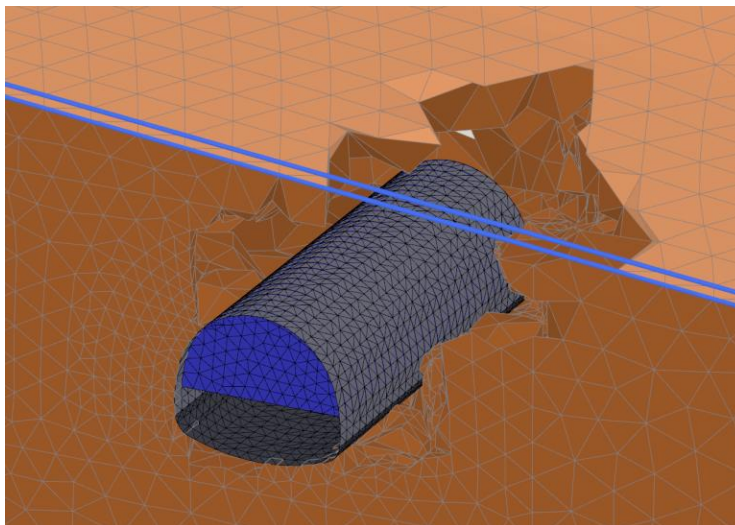


Obr. 4.3.3-1 Zhuštění sítě konečný prvků

Byla vygenerována síť konečných prvků.



Obr. 4.3.3-2 Síť konečných prvků



Obr. 4.3.3-3 Tunelová trouba

4.3.4 Fázovaná výstavba

Pro co nejrealističtější chování okolního prostředí tunelové roury bylo nutné vytvořit postup zajišťování a vytváření primárního ostění. Bylo tedy nutné nadefinovat jednotlivé fáze, ve kterých se jednotlivé clustery podle potřeby aktivovaly či deaktivovaly. Namodelován byl úsek 30 m dlouhý a na něm bylo vytvořeno 66 pracovních fází. Fáze byly rozděleny na záběr v kalotě, stupni a ve dně.

Záběr v kalotě – deaktivace clusteru zeminy, aktivace ostění v kalotě, aktivace okolní kotvené zóny (kotvy kaloty, kotvy čelby), aktivace stříkaného betonu čelby. Při dalším záběru stejný postup, ale s tím rozdílem, že byl deaktivován cluster zlepšené zeminy čelby a zajištění čelby samotné a následně aktivována nadcházející osmý záběr (simulace 8 m dlouhého prokotvení).

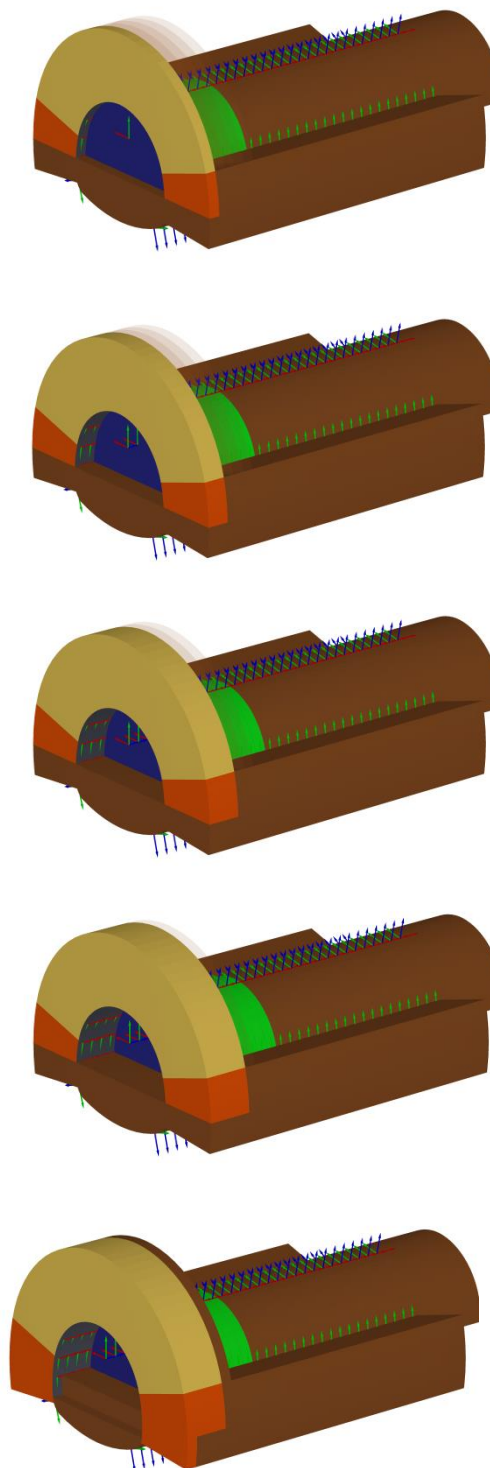
Záběr ve stupni – deaktivace clusteru zeminy, aktivace ostění a okolní zlepšené zóny.

Záběr ve dně – deaktivace clusteru zeminy, aktivace ostění dna.

Postup fázové výstavby je naznačen v tab. 4.3.4-1.

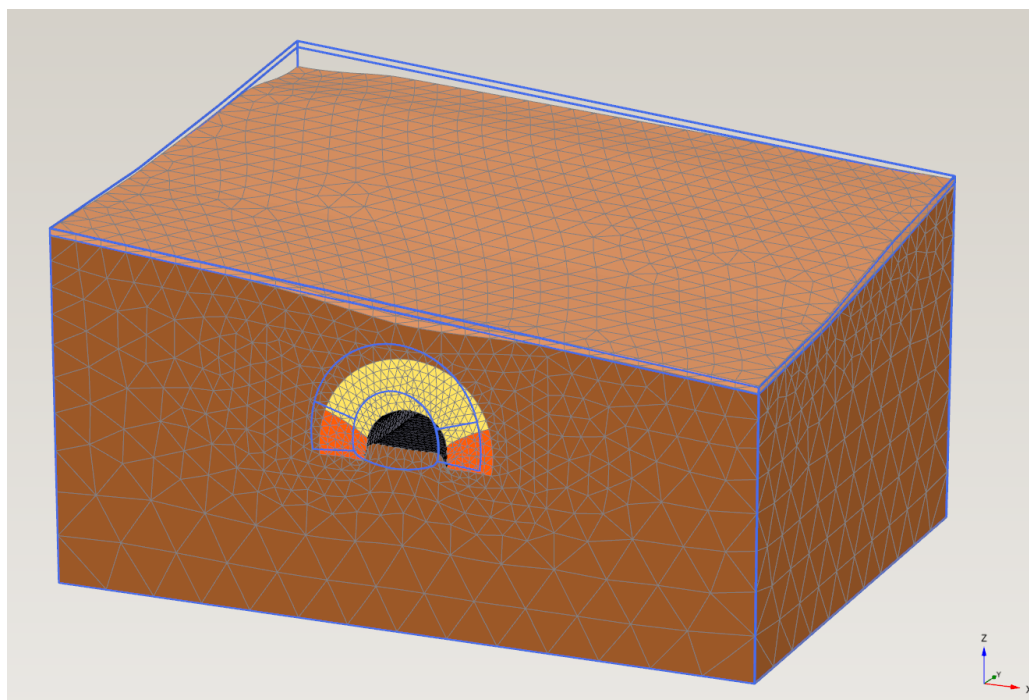
Fáze č.	Délka výrubu v: (m)		
	kalotě	stupni	dně
1	1		
2	2		
3	3		
4	4		
5		1	
6	5		
7		2	
8	6		
.	.	.	
.	.	.	
.	.	.	
25		11	
26	15		
27		12	
28			2
29	16		
30		13	
31	17		
32	.	14	
33	.	.	4
.	.	.	.
62		27	
63			14
64			16
65			18
66			20

Tab. 4.3.4-1 Fázová výstavba

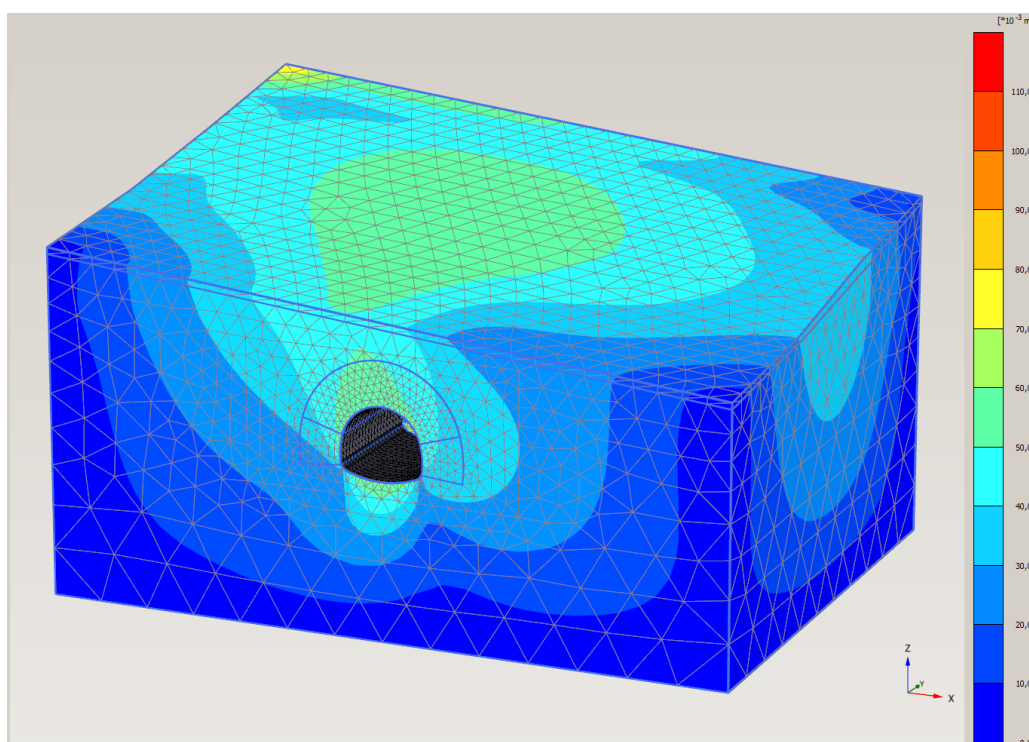


Obr. 4.3.4-1 Fázová výstavba

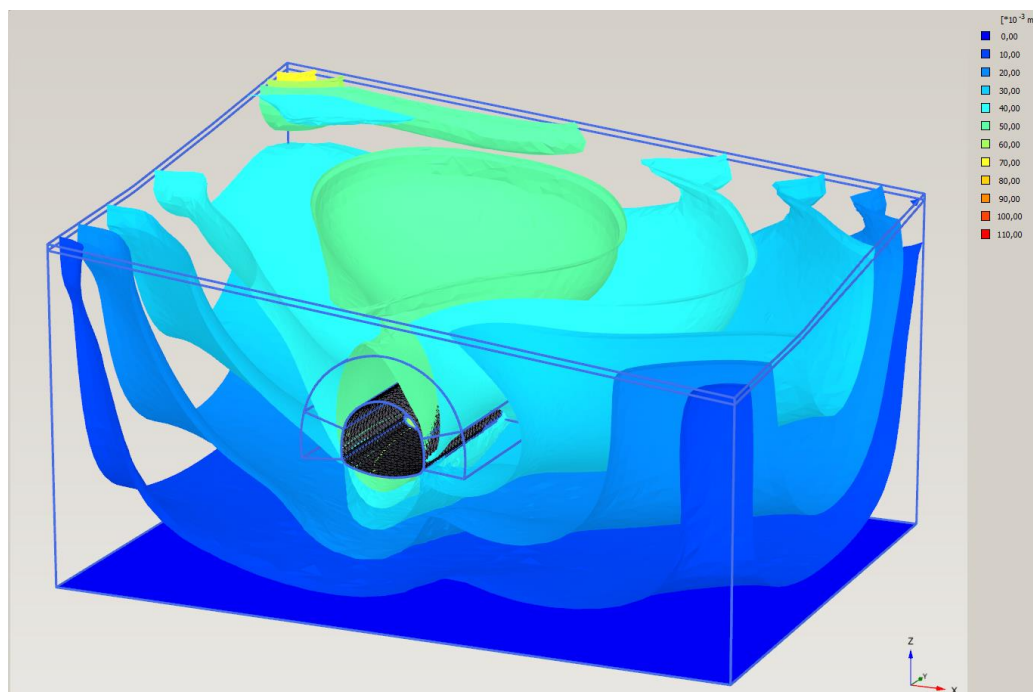
4.3.5 Výsledky výpočtu modelu



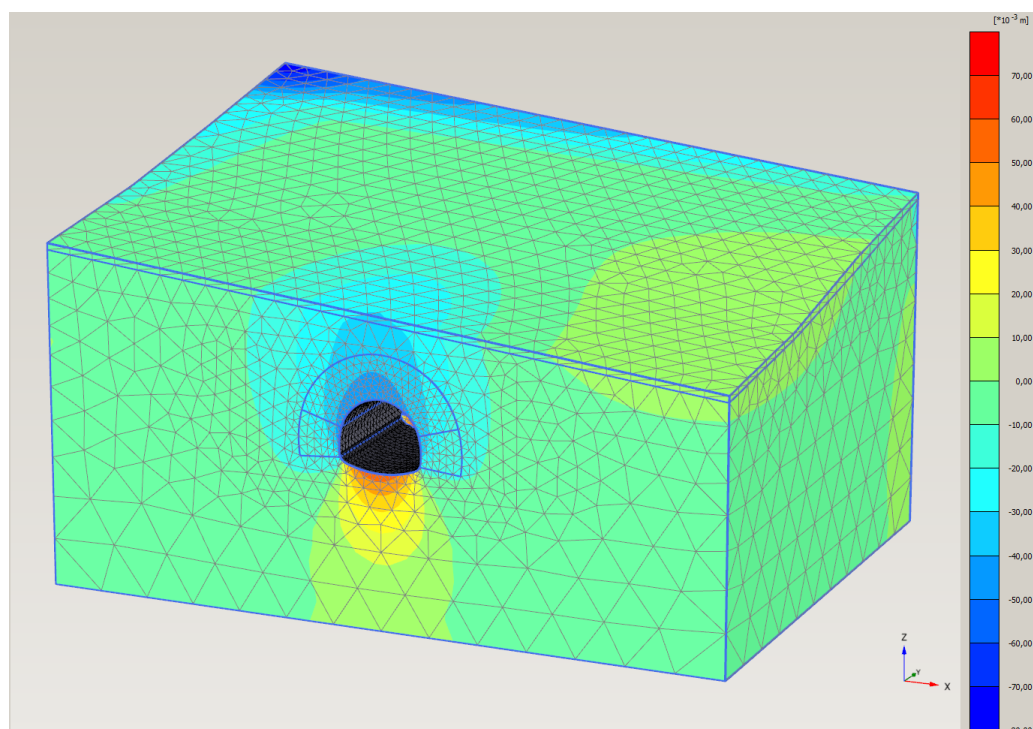
Obr. 4.3.5-1 Deformovaná síť (fáze 66) zvětšeno 50x



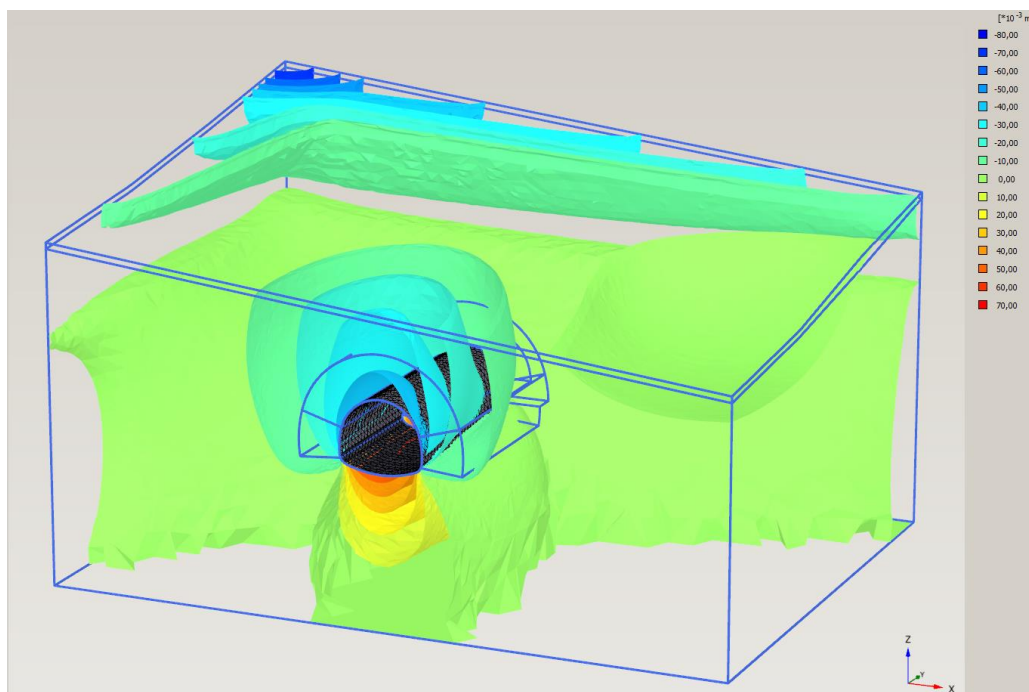
Obr. 4.3.5-2 Totální přemístění (fáze 66)



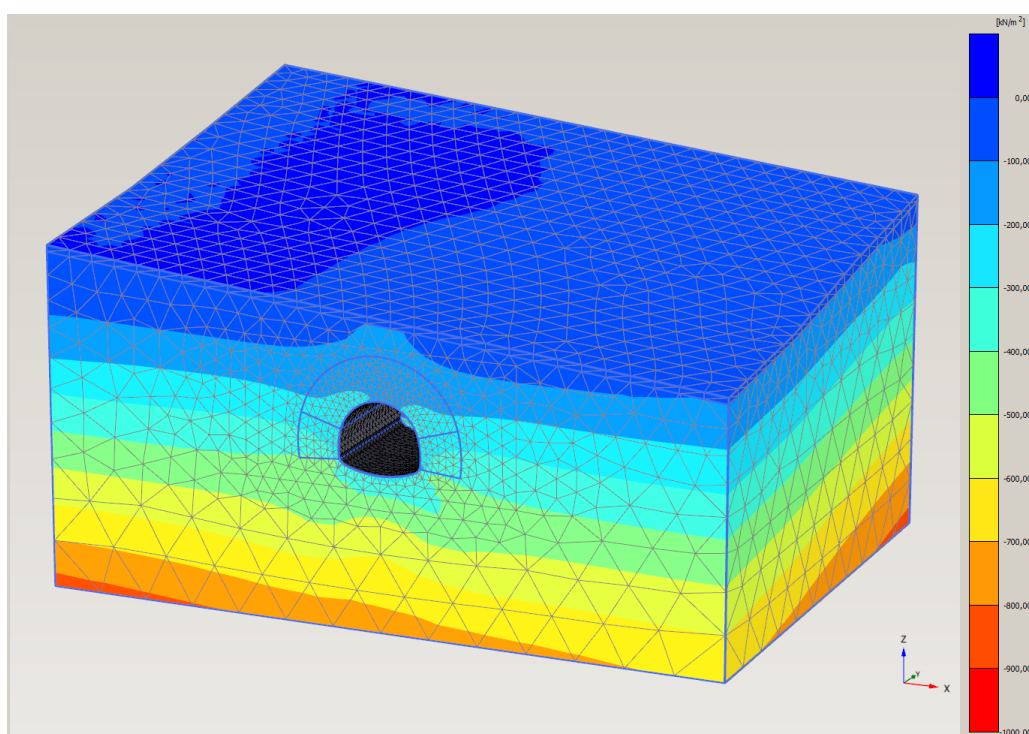
Obr. 4.3.5-3 Totální přemístění izoplochy (fáze 66)



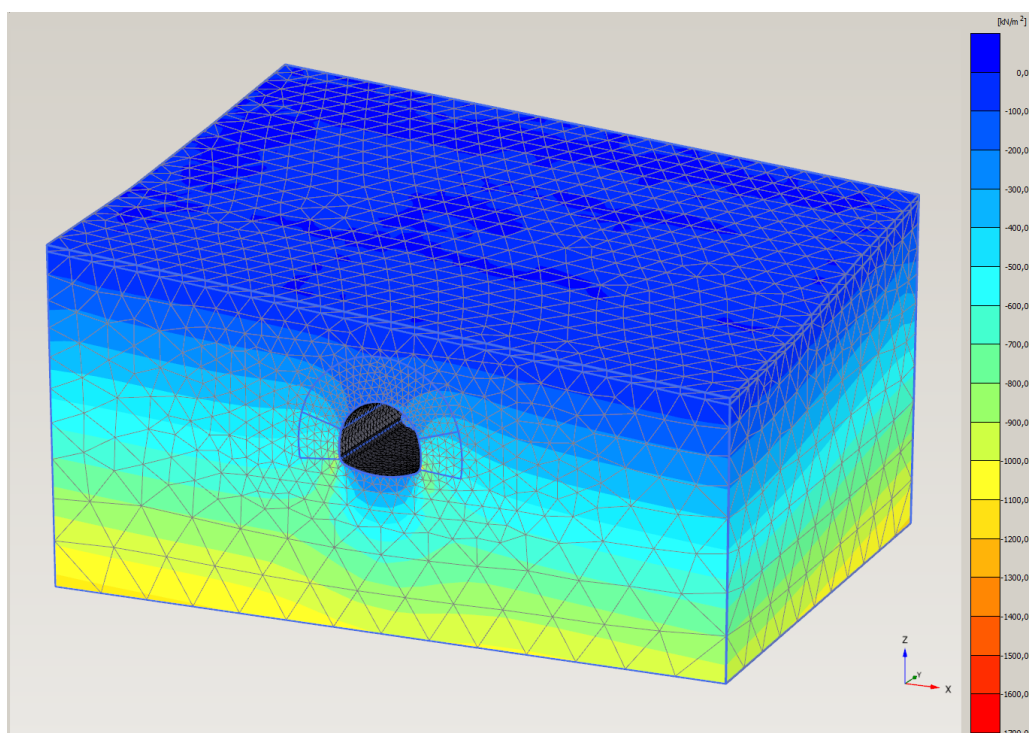
Obr. 4.3.5-4 Přemístění U_z (fáze 66)



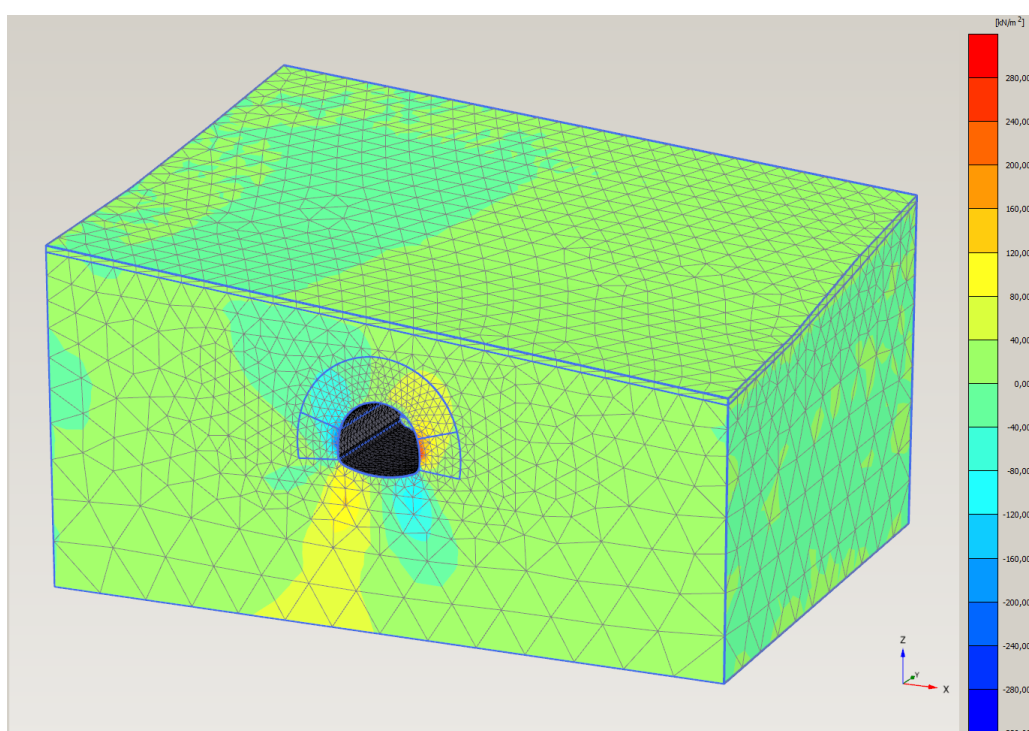
Obr. 4.3.5-5 Přemístění Uz izoplochy (fáze 66)



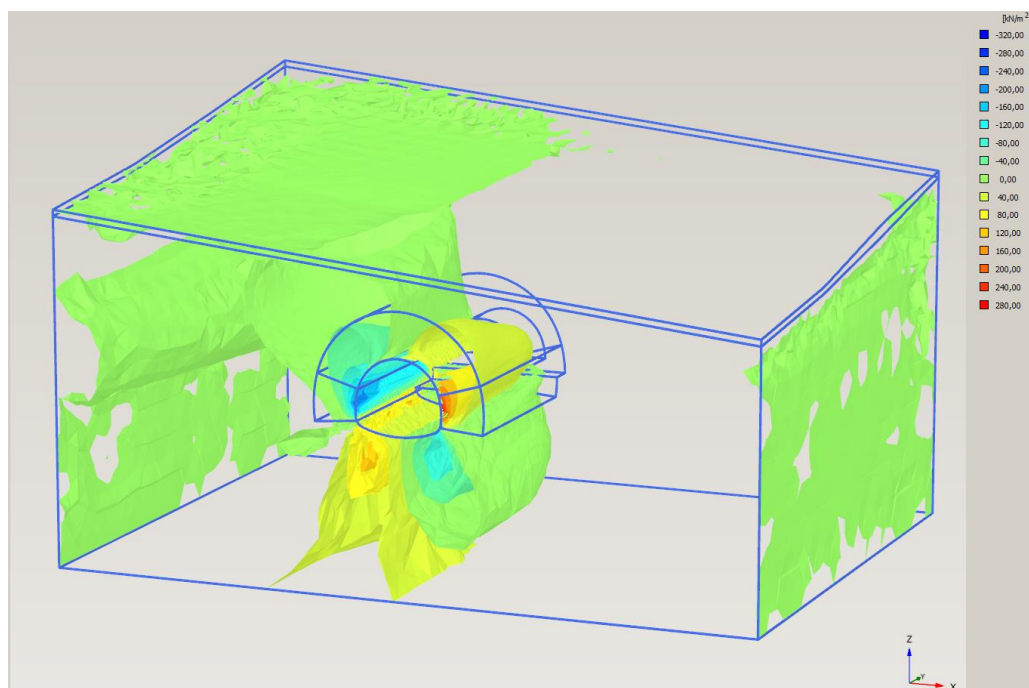
Obr. 4.3.5-6 σ_{xx} – totální (fáze 66)



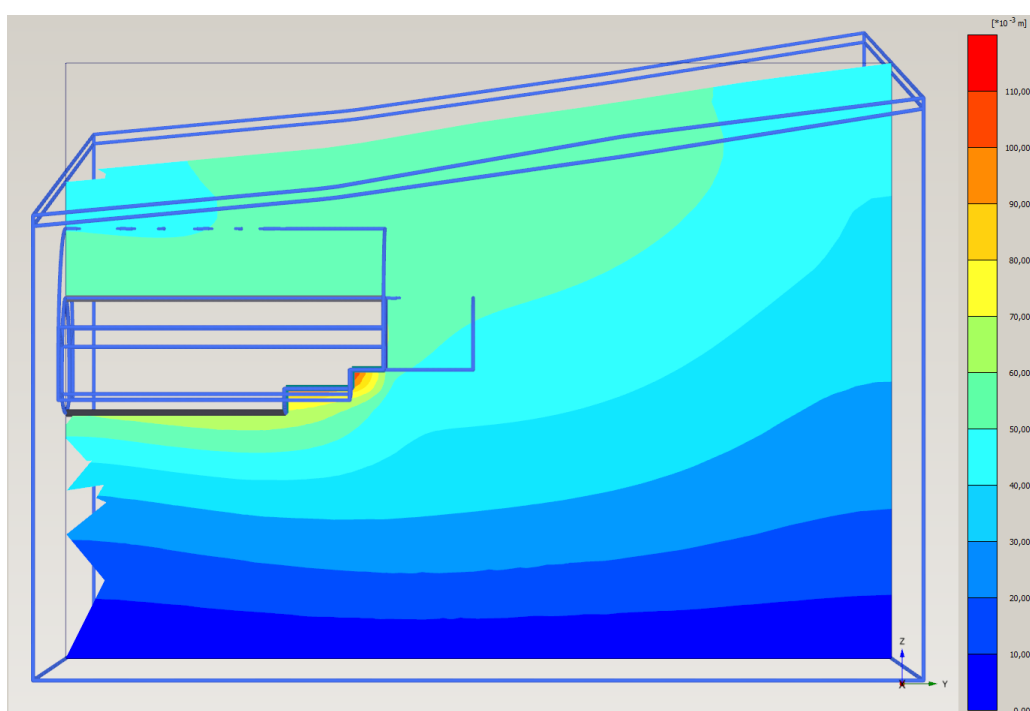
Obr. 4.3.5-7 σ_{zz} totální (fáze 66)



Obr. 4.3.5-8 σ_{zx} – totální (fáze 66)



Obr. 4.3.5-9 σ_{zx} – totální – izoplochy (fáze 66)

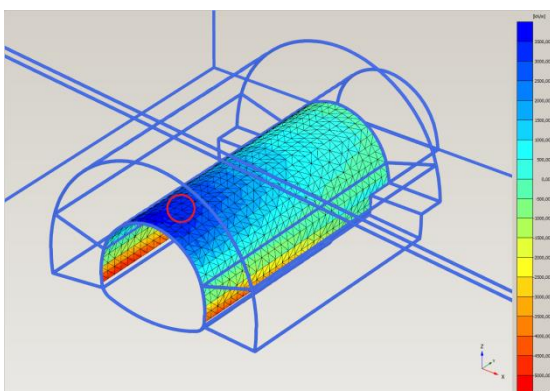


Obr. 4.3.5-10 Řez v ose tunelu – totální přemístění (fáze 66)

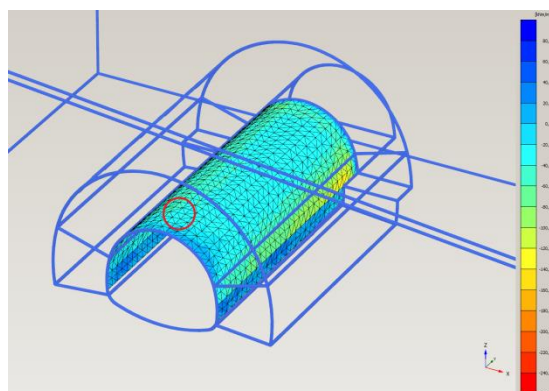
4.3.6 Návrh a posouzení primárního ostění

4.3.6.1 Ostění - kalota

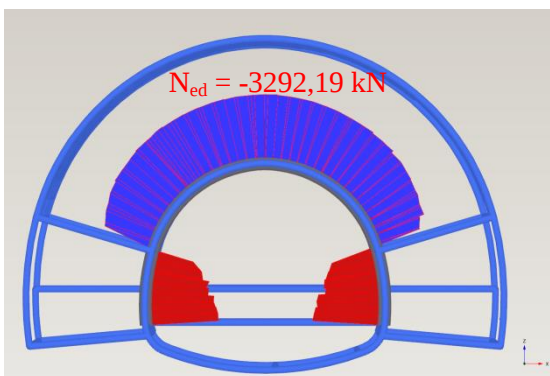
Pro návrh primárního ostění kaloty a stupně byly vybrány dvě nejnepříznivější kombinace namáhání v průběhu všech fází výpočtu. Největší normálová síla a k ní příslušný moment a největší ohybový moment a k němu příslušná normálová síla.



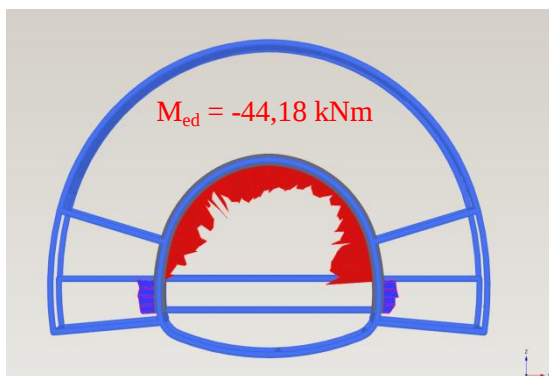
Obr. 4.3.6.1-1 $N_{\max} - N_{Ed}$



Obr. 4.3.6.1-2 $N_{\max} - M_{Ed}$

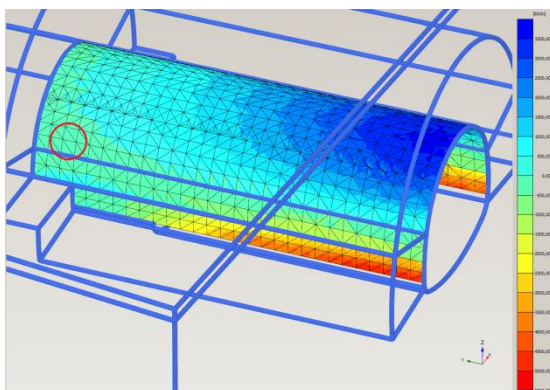


Obr. 4.3.6.1-3 Řez $-N_{\max} - N_{Ed}$

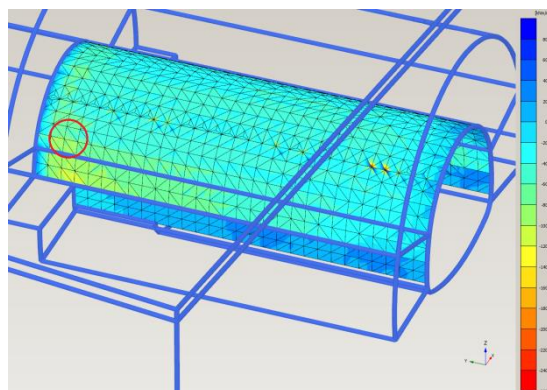


Obr. 4.3.6.1-4 Řez $N_{\max} - M_{Ed}$

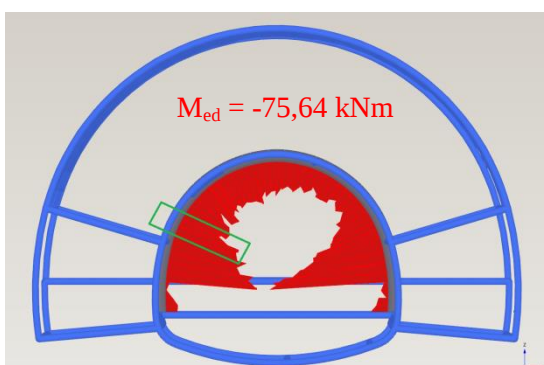
Hodnoty byly odfiltrovány podle výšky přímo v programu, protože v opěři se průřez rozšiřuje z 0,3 m na 0,6 m. Vykreslení vnitřních sil neodpovídá realitě, protože v celém průřezu musí být tlak. Špatná konvence normálové síly a nerovnoměrné momenty byly zřejmě způsobeny nevyužitím kontaktních prvků.



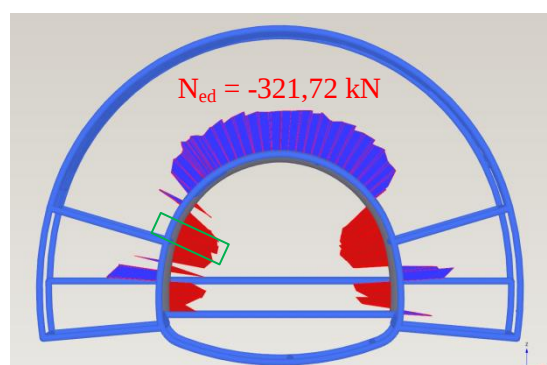
Obr. 4.3.6.1-5 $M_{\max}$ - N_{Ed}



Obr. 4.3.6.1-6 $M_{\max}$ - M_{Ed}



Obr. 4.3.6.1-7 Řez $M_{\max}$ - M_{Ed}



Obr. 4.3.6.1-8 Řez $M_{\max}$ - N_{Ed}

Kombinace	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kN)
$N_{\max}$	-3292.192	-44.179
$M_{\max}$	-321.72	-75.64

Tab. 4.3.6.1-1 Kombinace

Charakteristiky průřezu: $h = 0,3$ m (tloušťka ostění) $b = 1,00$ m

Materiálové charakteristiky

Beton C 20/25

$\gamma_C =$	1.5
$f_{ck} =$	20.00 MPa
$f_{cd} =$	13.33 MPa
$\alpha =$	1.0
$\varepsilon_{cu3} =$	3.5 ‰

Ocel B500B

$\gamma_S =$	1.15
$f_{yk} =$	500 MPa
$f_{yd} =$	434.78 MPa
$E_S =$	200000 MPa
$\varepsilon_{yd} =$	2.17 ‰

$$\varepsilon_{c2} = 2.0 \quad ‰ \quad \lambda=0,8 \quad \eta=1,0$$

Geometrie:

Horní povrch: Výztuž Ø8mm – 10ks (ocelová síť 8/100mm)

Dolní povrch: Výztuž Ø8mm – 10ks (ocelová síť 8/100mm)

$$\text{Krytí: } c_{\min}=40 \text{ mm} \quad \Delta h=5 \text{ mm} \quad c = c_{\min} + \Delta h = 45 \text{ mm}$$

$$d_1 = c + \varnothing/2 = 0,049 \text{ m} \quad d_2 = c + \varnothing/2 = 0,049 \text{ m}$$

$$d = h - d_1 = 0,251 \text{ m} \quad d' = h - d_2 = 0,251 \text{ m}$$

$$z_1 = h - d/2 = 0,101 \text{ m} \quad z_2 = h - d'/2 = 0,101 \text{ m}$$

Výztuž:

$$10 \times R8 \quad A_{s1} = 503 \text{ mm}^2$$

$$10 \times R8 \quad A_{s2} = 503 \text{ mm}^2$$

Výpočet interakčního diagramu:

Bod 0: V průřezu po celé ploše betonu je dosaženo poměrného přetvoření rovno ε_{c2} . Protože $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_{yd}$ výztuž není využita na mez kluzu a její přetvoření je $\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = 2 \text{ ‰}$.

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_s = 200 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 400 \text{ MPa}$$

Síly:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^3 = 201,2 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^3 = 201,2 \text{ kN}$$

$$F_c = A_c \cdot f_{cd} = 0,3 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 10^3 = 3999,9 \text{ kN}$$

$$z_c = 0,0 \text{ m}$$

$$N_{Rd0} = -F_c - F_{s1} - F_{s2} = -3999,9 - 201,2 - 201,2 = -4402,30 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M_{Rd0}} = F_c \cdot z_c + F_{s1} \cdot z_{s1} - F_{s2} \cdot z_{s2} = 3999,9 \cdot 0 + 201,2 \cdot 0,101 - 201,2 \cdot 0,101 = \\ \mathbf{M_{Rd0} = 0 \text{ kNm}}$$

Bod 1: V tlačných vláknech betonu je dosaženo mezního poměrného přetvoření ϵ_{cu3} a neutrální osa prochází těžištěm spodní vrstvy výztuže.

$$x = d = 0,251 \text{ m}$$

$$\epsilon_{s1} = 0,0 \rightarrow \sigma_{s1} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s2} = (\epsilon_{cu3}/x) (x - d_2) = (0,0035/0,251) (0,251 - 0,049) = 2,8 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{s2} = \\ = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Síly:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 0,0 = 0 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 218,69 \text{ kN}$$

$$F_c = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \sigma_c = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,251 \cdot 13,33 \cdot 10^3 = 2676,66 \text{ kN}$$

$$z_c = h/2 - (\lambda \cdot x)/2 = 0,3/2 - (0,8 \cdot 0,251)/2 = 0,0496 \text{ m}$$

$$\mathbf{N_{Rd1}} = -F_c - F_{s2} = -2895,35 - 218,69 = -2895,35 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M_{Rd1}} = F_c \cdot z_c + F_{s2} \cdot z_{s2} = 2676,66 \cdot 0,0496 + 218,69 \cdot 0,101 = 154,85 \text{ kNm}$$

Bod 2: V tlačných vláknech betonu je dosaženo mezního poměrného přetvoření ϵ_{cu3} a v tažené výztuži je dosaženo meze kluzu.

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰} (\sigma_{s1} = f_{yd})$$

$$x = x_{bal1} \text{ z podmínky: } x_{bal1}/\epsilon_{cu3} = (d - x_{bal1})/\epsilon_{s1} :$$

$$x_{bal1} = \epsilon_{cu3}/(\epsilon_{cu3} + \epsilon_{s1}) d = 3,5\text{‰} / (3,5\text{‰} + 2,17 \text{ ‰}) 0,251 = 0,155 \text{ m}$$

$$\epsilon_{s2} = (\epsilon_{cu3}/x_{bal1}) (x_{bal1} - d_2) = (0,0035/0,115) (0,115 - 0,049) = 2,38\text{‰} > \epsilon_{yd} = \\ = 2,17 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Síly:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 218,69 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 218,69 \text{ kN}$$

$$F_c = b \cdot \lambda \cdot x_{bal1} \cdot \sigma_c = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,155 \cdot 13,33 \cdot 10^3 = 1651,54 \text{ kN}$$

$$z_c = h/2 - (\lambda \cdot x_{bal1})/2 = 0,3/2 - (0,8 \cdot 0,155)/2 = 0,088 \text{ m}$$

$$N_{Rd2} = -F_c - F_{s2} + F_{s1} = -1651,5 - 218,69 + 218,69 = -1651,54 \text{ kN}$$

$$M_{Rd2} = F_c \cdot z_c + F_{s2} \cdot z_{s2} + F_{s1} \cdot z_{s1} = 1651,54 \cdot 0,088 + 218,69 \cdot 0,101 + \\ + 218,69 \cdot 0,101 = 189,51 \text{ kNm}$$

Bod Z: V tlačných vláknech betonu je dosaženo mezního poměrného přetvoření ϵ_{cu3} a v tlačené výztuži je dosaženo meze kluzu.

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰} \quad (\sigma_{s2} = f_{yd})$$

$$x = x_{bal2} \text{ z podmínky: } x_{bal2} / \epsilon_{cu3} = (x_{bal2} - d_2) / \epsilon_{s2} :$$

$$x_{bal2} = (\epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} - \epsilon_{s2})) d_2 = 3,5\text{‰} / (3,5\text{‰} - 2,17 \text{ ‰}) \cdot 0,049 = 0,129 \text{ m}$$

$$\epsilon_{s1} = (\epsilon_{cu3} / x_{bal2}) (d - x_{bal2}) = (0,0035 / 0,129) (0,251 - 0,129) = 3,31\text{‰} > \epsilon_{yd} =$$

$$= 2,17 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Síly:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 218,69 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 218,69 \text{ kN}$$

$$F_c = b \cdot \lambda \cdot x_{bal2} \cdot \sigma_c = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,129 \cdot 13,33 \cdot 10^3 = 1375,97 \text{ kN}$$

$$z_c = h/2 - (\lambda \cdot x_{bal2})/2 = 0,3/2 - (0,8 \cdot 0,129)/2 = 0,098 \text{ m}$$

$$N_{RdZ} = -F_c - F_{s2} + F_{s1} = -1375,97 - 218,69 + 218,69 = -1375,97 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{RdZ} &= F_c \cdot z_c + F_{s2} \cdot z_{s2} + F_{s1} \cdot z_{s1} = 1375,97 \cdot 0,098 + 218,69 \cdot 0,101 + \\ &+ 218,69 \cdot 0,101 = \underline{179,57 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Bod 3: V tlačných vláknech betonu je dosaženo mezního poměrného přetvoření ε_{cu3} a poloha neutrální osy x určíme z podmínky: $N_{Rd3} = 0 \text{ kN}$

$$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰} \rightarrow (\sigma_{s1} = f_{yd})$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 218,69 \text{ kN}$$

$$F_c = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \sigma_c = 1 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 13,33 \cdot 10^3 = 10666,40 \cdot x \text{ kN}$$

Podmínka rovnováhy sil:

$$N_{Rd3} = F_{s1} - F_c = 0$$

$$218,69 - 10666,40 \cdot x = 0 \rightarrow x = 0,021 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{s1} = (\varepsilon_{cu3} / x) (d - x) = (0,0035 / 0,021) (0,251 - 0,021) = 38,3 \text{ ‰} > \varepsilon_{yd} =$$

$$= 2,17 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Síly:

$$F_{s1} = 218,69 \text{ kN}$$

$$F_c = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \sigma_c = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,021 \cdot 13,33 \cdot 10^3 = 223,99 \text{ kN}$$

$$z_c = h/2 - (\lambda \cdot x)/2 = 0,3/2 - (0,8 \cdot 0,021)/2 = 0,142 \text{ m}$$

$$N_{Rd3} = -F_c - F_{s2} + F_{s1} = -223,99 + 218,69 = \underline{-5,30 \text{ kN}} \text{ (zanedbáme)}$$

$$M_{Rd3} = F_c \cdot z_c + F_{s1} \cdot z_{s1} = 223,99 \cdot 0,142 + 218,69 \cdot 0,101 =$$

$$M_{Rd3} = \underline{53,89 \text{ kNm}}$$

Bod 4: Ve vnitřní výztuži je dosaženo mezního poměrného přetvoření ε_{yd} nebo meze kluzu a v tlačené části betonového průřezu poměrné přetvoření nedosahuje mezních hodnot.

$$\varepsilon_{s1} \Rightarrow \varepsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s2} \approx 0 \rightarrow \sigma_{s2} = 0 \text{ MPa}$$

Síly:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 218,69 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = 0 \text{ kN}$$

$$F_c = 0 \text{ kN}$$

$$N_{Rd4} = F_{s1} = 218,69 = \underline{218,69 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd4} = F_{s1} \cdot z_{s1} = 218,69 \cdot 0,101 = \underline{22,09 \text{ kNm}}$$

Bod 5: V průřezu je po celé ploše dosaženo mezního přetvoření většího, než je mez kluzu oceli. Celý průřez je tažen.

$$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

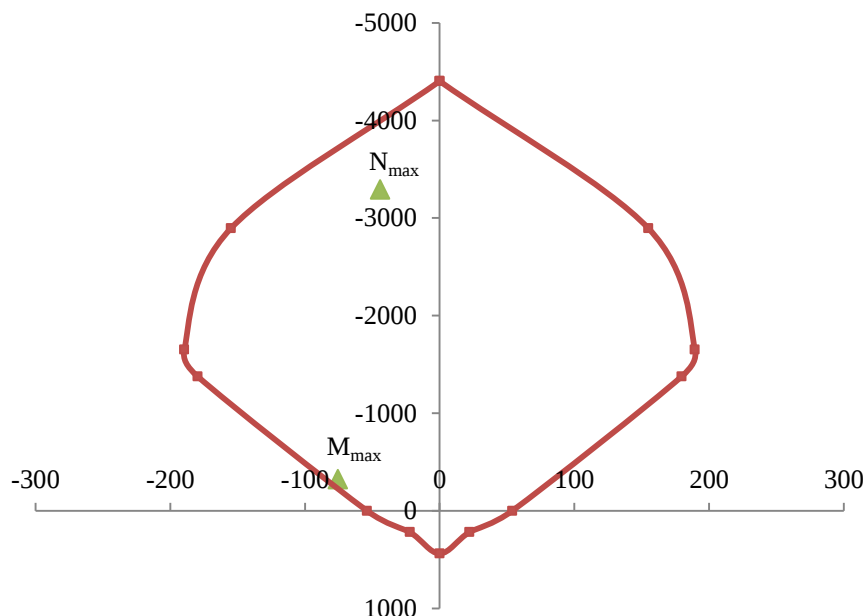
Síly:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 218,69 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 218,69 \text{ kN}$$

$$N_{Rd5} = F_{s1} + F_{s2} = 218,69 + 218,69 = \underline{437,38 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd5} = F_{s1} \cdot z_{s1} - F_{s2} \cdot z_{s2} = 218,69 \cdot 0,101 - 218,69 \cdot 0,101 = \underline{0 \text{ kNm}}$$



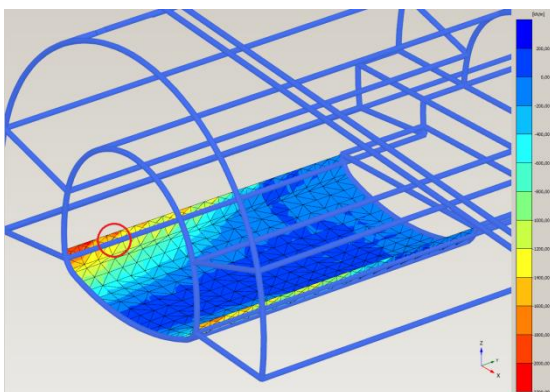
Graf. 4.3.6.1-1 Interakční diagram

Z výsledku vložených do interakčního diagramu je zřejmé, že průřez primárního ostění vyhoví.

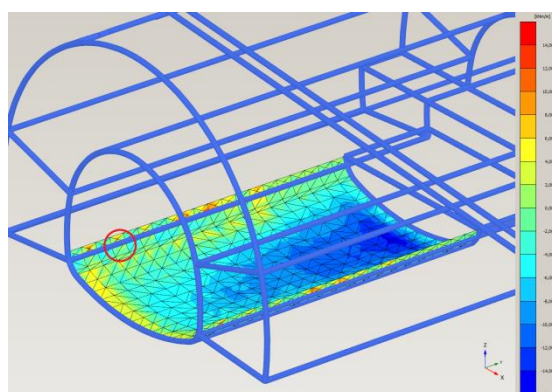
Pro průřez ostění opěří nelze z tohoto modelu stanovit výsledné síly a momenty, protože jsou velmi různorodé.

4.3.6.2 Ostění – dno

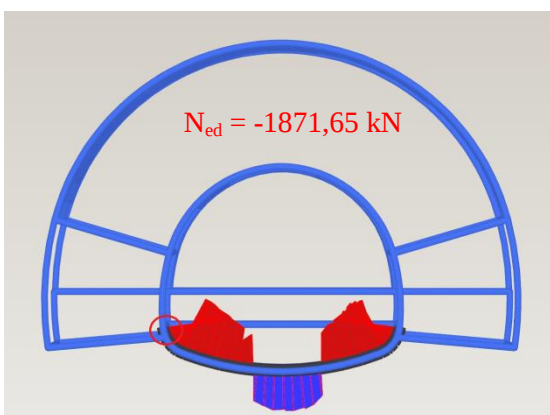
Pro návrh primárního ostění dna (protiklenba) dvě nejnepříznivější kombinace namáhání v průběhu všech fází výpočtu. Největší normálová síla a k ní příslušný moment, největší záporný ohybový moment a k němu příslušná normálová síla, největší kladný ohybový moment a k němu příslušná normálová síla. Vykreslení normálových sil a momentů je ovlivněno zřejmě tím, že nebyly použity kontaktní prvky.



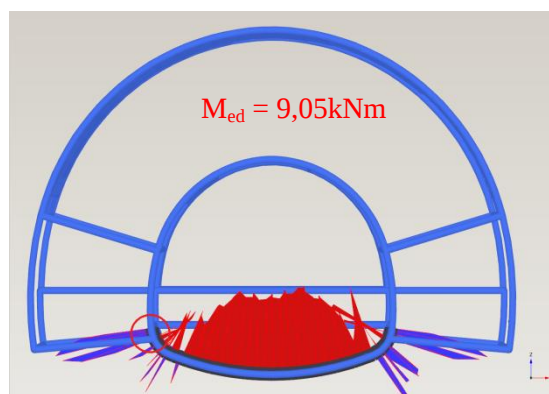
Obr. 4.3.6.2-1 $N_{\max} - N_{Ed}$



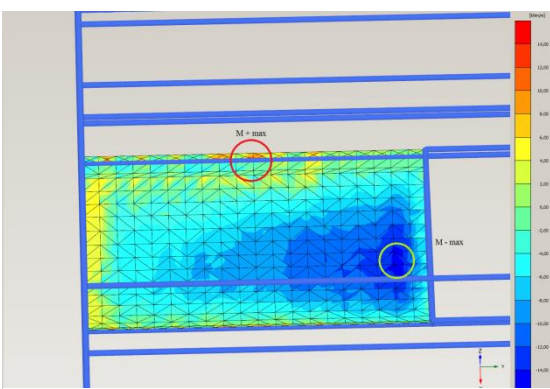
Obr. 4.3.6.2-2 $N_{\max} - M_{Ed}$



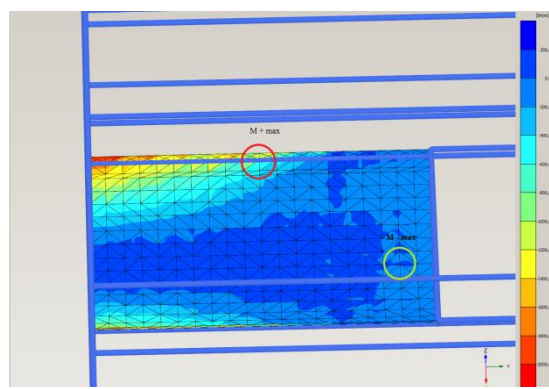
Obr. 4.3.6.2-3 Řez $N_{\max} - N_{Ed}$



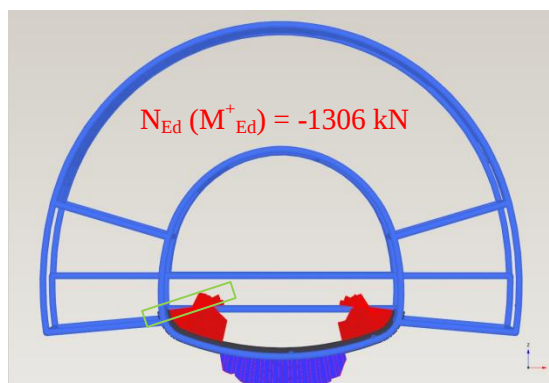
Obr. 4.3.6.2-4 Řez $N_{\max} - M_{Ed}$



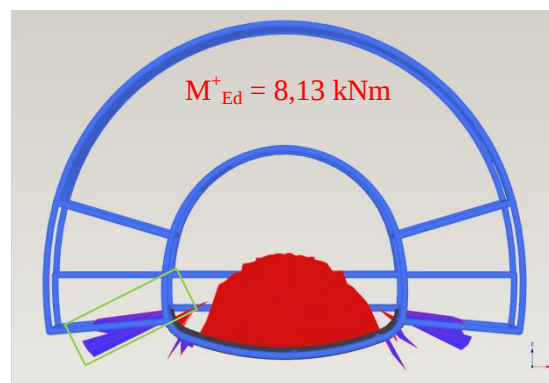
Obr. 4.3.6.2-5 $M_{Ed} (M_{\max}; M_{\min})$



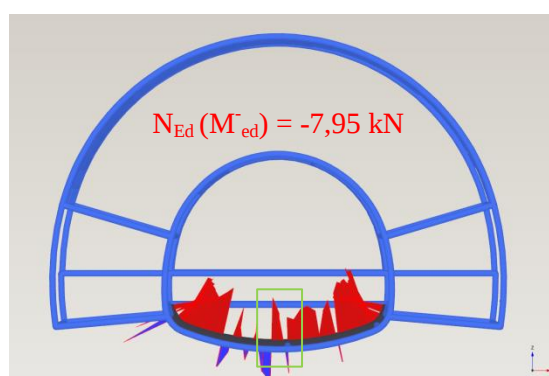
Obr. 4.3.6.2-6 $M_{Ed} (N_{Ed(M_{\max})}; N_{Ed(M_{\min})})$



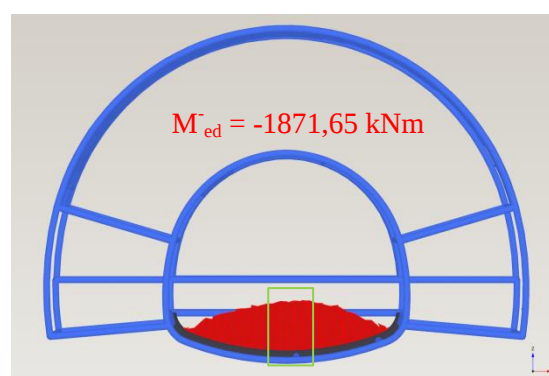
Obr. 4.3.6.2-7 Řez $N_{Ed} (M^+_{Ed})$



Obr. Řez 4.3.6.2-8 Řez M^+_{Ed}



Obr. 4.3.6.2-9 Řez $N_{Ed} (M^-_{Ed})$



Obr. 4.3.6.2-10 Řez M^-_{Ed}

Kombinace	$N_{\max}$ (kN)	$M_{\max}$ (kN)
$N_{\max}$	-1871.65	9.05
$M^+_{\max}$	-1306.00	8.13
$M^-_{\max}$	-7.95	-14.39

Tab. 4.3.6.2-1 Kombinace

Pro výpočet byly použity vztahy jako v případě primárního ostění kaloty a stupně.

Charakteristiky průřezu: $h = 0,28$ m (tloušťka dna) $b = 1,00$ m

Materiálové charakteristiky

Beton C 20/25			Ocel B500B		
$\gamma_C =$	1.5		$\gamma_S =$	1.15	
$f_{ck} =$	20.00	MPa	$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{cd} =$	13.33	MPa	$f_{yd} =$	434.78	MPa
$\alpha =$	1.0		$E_S =$	200000	MPa
$\varepsilon_{cu3} =$	3.5	‰	$\varepsilon_{yd} =$	2.17	‰
$\varepsilon_{c2} =$	2.0	‰	$\lambda=0,8$	$\eta=1,0$	

Geometrie:

Horní povrch: Výztuž Ø8mm – 6ks (ocelová síť 8/150mm)

Dolní povrch: Výztuž Ø8mm – 6ks (ocelová síť 8/150mm)

Krytí: $c_{min}=40$ mm $\Delta h=5$ mm $c = c_{min} + \Delta h = 45$ mm

$d_1 = c + \varnothing/2 = 0,049$ m $d_2 = c + \varnothing/2 = 0,049$ m

$d = h - d_1 = 0,231$ m $d' = h - d_2 = 0,231$ m

$z_1 = h - d/2 = 0,091$ m $z_2 = h - d'/2 = 0,091$ m

Výztuž:

$6 \times R8 \quad A_{s1} = 302 \text{ mm}^2$

$6 \times R8 \quad A_{s2} = 302 \text{ mm}^2$

Body interakčního diagramu:

Bod 0: $N_{Rd0} = -3974,61 \text{ kN}$

$$M_{Rd0} = \underline{0,00 \text{ kN}}$$

Bod 1: $N_{Rd1} = \underline{-2595,13 \text{ kN}}$

$$M_{Rd1} = \underline{129,22 \text{ kN}}$$

Bod 2: $N_{Rd2} = \underline{-1519,94 \text{ kN}}$

$$M_{Rd2} = \underline{150,02 \text{ kN}}$$

Bod 3: $N_{Rd3} = \underline{0,00 \text{ kN}}$

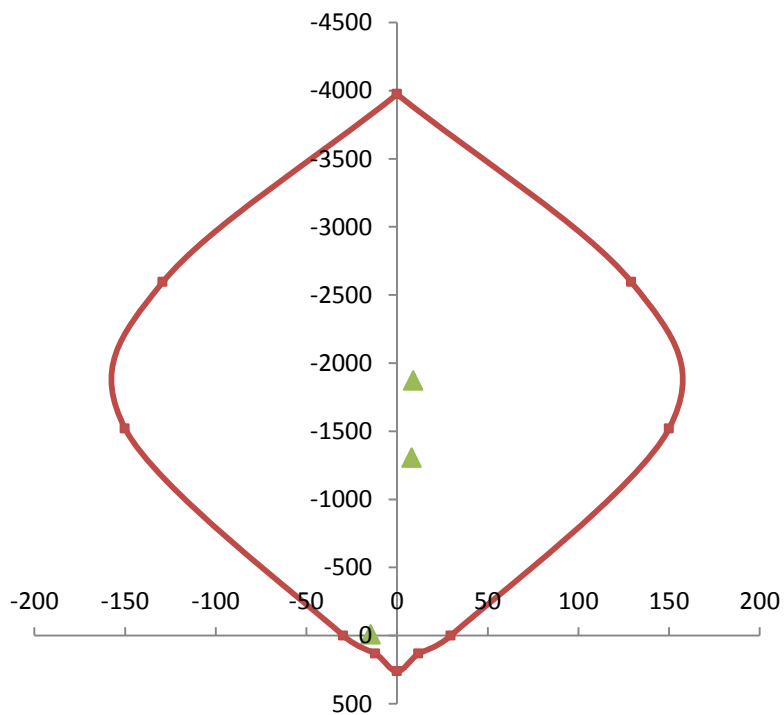
$$M_{Rd3} = \underline{29,65 \text{ kN}}$$

Bod 4: $N_{Rd4} = \underline{131,13 \text{ kN}}$

$$M_{Rd4} = \underline{11,93 \text{ kN}}$$

Bod 5: $N_{Rd5} = \underline{262,26 \text{ kN}}$

$$M_{Rd5} = \underline{0,00 \text{ kN}}$$



Graf 4.3.6.2-1 Interakční diagram

Z interakčního diagramu vyplývá, že navržené parametry dna vyhoví.

4.4 Kvazihomogenní blok 7 (KHB 7) – km 32,704 – 32,800

Charakteristické vlastnosti:

- délka bloku 96 m,
- výška nadloží v daném bloku je od 56 do 60 m,
- pro celý úsek je téměř typické zastoupení tenkodeskovitých, laminovaných, lokálně až deskovitých jílovců, méně siltovců s polohami deskovitých až tenkodeskovitých pískovců. Jílovce jsou v poměru k pískovcům 3:1,
- orientace směru sklonu vrstevnatosti je k S resp. SSV. Velikost sklonu se pohybuje v rozsahu 45 – 60°,
- úsek je porušený zónami příčných zlomů s orientací SV-JZ, se směrem sklonu JV a SZ, lokálně se i vyskytují podélné zlomy s orientací SZ – JV,
- zóna dosahu zvětrání zasahuje na úroveň nivelety tunelu. V profilu ražení budou dominovat převážně navětrané typy hornin, v menší míře se mohou vyskytovat zvětralé typy hornin a to hlavně v blízkosti tektonických poruch,
- v úseku je významná heterogenita z litologického pohledu, velikosti bloků a stupně pevnosti hornin,
- podle klasifikace je vymezený blok zařazený do třídy NRTM 4 a B2 ÖNORM B2203.

4.5 Model B – km 32, 750 000 – 32, 792 200

4.5.1 Popis modelu

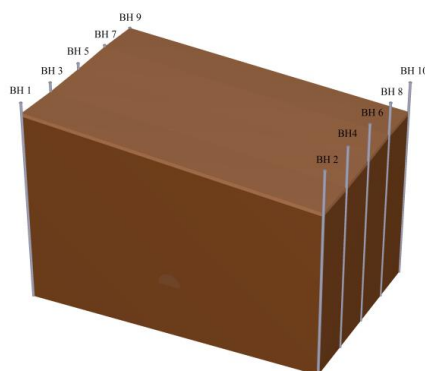
Počátek os x, y, z byl stanoven obdobně jako v modelu A.

Borehole	x (m)	y (m)	Vrstva z (m)		hloubka z (m)	h (m)		HPV (m)
			TOP	KHB		TOP	KHB	
1	-75.00	0.00	72.62	70.82	-25.00	1.8	95.82	70.82
2	75.00	0.00	57.62	55.82	-25.00	1.8	80.82	55.82
3	-75.00	25.00	73.23	71.43	-25.00	1.8	96.43	71.43
4	75.00	25.00	58.23	56.43	-25.00	1.8	81.43	56.43
5	-75.00	50.00	74.89	73.09	-25.00	1.8	98.09	73.09
6	75.00	50.00	59.89	58.09	-25.00	1.8	83.09	58.09
7	-75.00	75.00	76.98	75.18	-25.00	1.8	100.18	75.18
8	75.00	75.00	61.98	60.18	-25.00	1.8	85.18	60.18
9	-75.00	100.00	77.75	75.95	-25.00	1.8	100.95	75.95
10	75.00	100.00	62.75	60.95	-25.00	1.8	85.95	60.95

Tab. 4.5.1-1 Souřadnice vrtů

Vysvětlivky k tabulce:

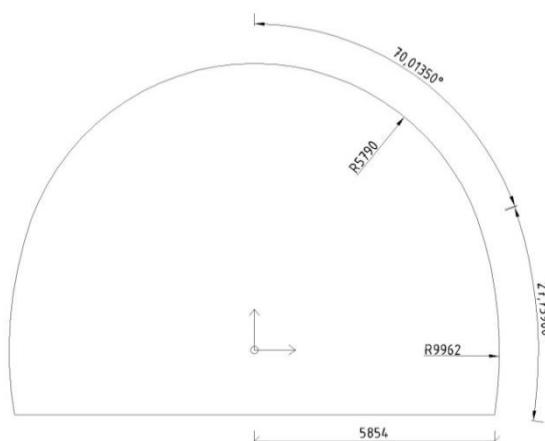
- Borehole = vrt zadávaný v programu,
- vrstva z = výška vrstvy (souřadnice osy z),
- hloubka = hloubka (souřadnice osy z),
- h = výška vrstvy,
- HPV = hladina podzemní vody (souřadnice osy z).



Obr. 4.5.1-1 Rozmístění vrtů

Půdorysné rozměry modelu jsou vyšší než v modelu A, protože nadloží je mnohem vyšší. Tedy $X \times Y = 150 \times 100$ m.

4.5.2 Primární ostění



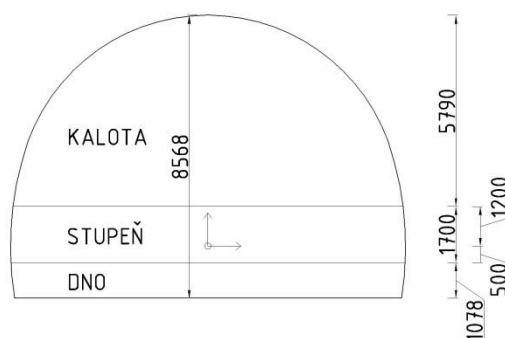
Obr. 4.5.2-1 Rozměry ostění

Segment	Typ	Relativní startovací úhel	Poloměr	Délka	Úhel segmentu	Diskretizační úhel
1	line	0.0000	-	5.854	-	-
2	arc	80.8200	9.819	-	28.16	5.0000
3	arc	0.0000	5.79	-	70.00	5.0000
4	arc	0.0000	4.147	-	1.02	5.0000

Tab. 4.5.2-1 Rozměry ostění

Byl vytvořen plate jako u modelu A, ale jeho y souřadnice byly 1,7m, což odpovídá jednomu předpokládanému záběru v kalotě. Tento plate, byl následně nakopírován ve směru osy Y a to 26 krát. Vznikl tak tubus tunelové roury dlouhý 44,2 m. U tvaru ostění v modelu B nebyla použita protiklenba z důvodu lepších parametru horninového prostředí. Výrub je členěn stejným způsobem jako model A – tedy horizontálně viz obr. 4.5.2-2.

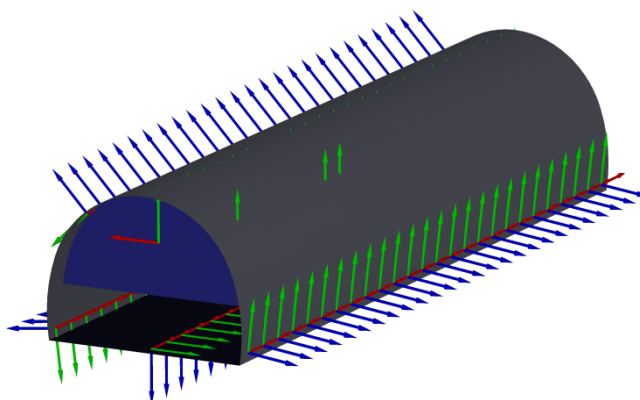
Jako vstupní parametry zeminy byl použit průměr z příslušných hodnot z tabulky 3.3-4.



Obr. 4.5.2-1 Rozměry ostění

Při modelování úseku B bylo předpokládáno primární vystrojení výrubu stříkaným betonem C 20/25. Dále bylo použito kotvení pomocí ocelových jehel a SN svorníků. Kotvení čelby v tomto modelu nebylo použito (lepší parametry horninového masivu). Pro zajištění čelby byl navržen plate čelba s parametry stříkaného betonu.

Dno tunelu bylo modelováno jako prostý beton C 16/20.



Obr. 4.5.2-3 Model tunelové roury

4.5.2.1 Stříkaný beton

Ve výpočtovém modelu byly zvoleny parametry dle předem předpokládaných dimenzí betonového ostění. Viz tab. 4.5.2.1-1 Nárůst pevnosti nebyl v modelu zohledněn.

Název plate	Ostění	Dno	Čelba
beton	C20/25	C16/20	C20/25
d (m)	0,30	0,36	0,10
γ (kNm ⁻³)	25,0	25,0	25,0
linear	OK	OK	OK
Isotopic	OK	OK	OK
End bearing	NO	NO	NO
E_1 (kNm ⁻²)	2,90E+07	2,75E+07	2,90E+07
E_2 (kNm ⁻²)	2,90E+07	2,75E+07	2,90E+07
ν_{12}	0,2	0,2	0,2
G_{12}	1,208E+07	1,208E+07	1,208E+07
G_{13}	1,208E+07	1,208E+07	1,208E+07
G_{23}	1,208E+07	1,208E+07	1,208E+07

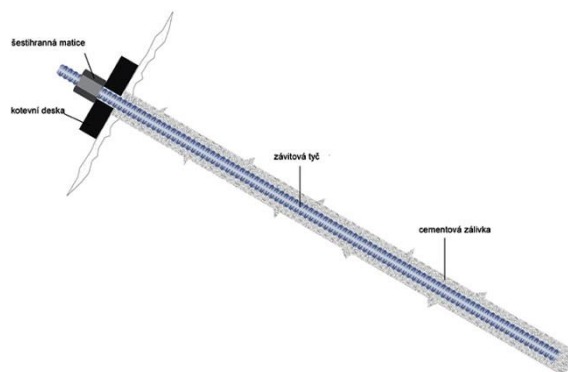
Tab. 4.5.2.1.-1 Parametry plate (stříkaný beton)

4.5.2.2 Kotvení

Kotvení v případě modelu B je realizováno SN svorníky, které mají stejnou funkci jako jiné svorníky. Liší se pouze průřezem postupem zřizování. Zatímco IBO svorníky jsou duté, SN svorníky ne. SN svorník totiž není injektován vnitřním otvorem. Do předvrtaného otvoru o projektované délce se napumpuje kotevní malta na cementové bázi nebo chemická kotevní směs. Následně je svorník zatlačen do otvoru a ponechá se v klidu až do vytvrdnutí malty či kotevní směsi. Po vytvrdnutí následuje jeho aktivace. Ta se provádí přitažením podložky maticí na předepsaný krouticí moment. Tak vznikne systém radiální výztuže. Příklad SN svorníku viz obr. 4.5.2.3-1.

V modelu B byl opět neproveditelné modelovat všechny kotvy příslušející danému úseku. Proto, stejně jako v předchozím případě, bylo využito modifikované

zóny se zvýšenou soudržností. Jako projektované SN svorníky byly navrženy svorníky od firmy Minova Bohemia s.r.o. Konkrétně typ ST 500 S.



Obr. 4.5.2.3-1 SN svorník [7]

Typ kotevní tyče		ST 500 S
Průměr tyče (bez žebírek)	mm	32
Smluvní únosnost na mezi kluzu $Y_{0.2}$	kN	405
Únosnost tyče na mezi pevnosti	kN	440
Hmotnost tyče	kg/m	4.83
Matice	mm	M 30
Rozměry podložky	mm	200x200x100/12

Tab. 4.5.2.1-Parametry SN svorníků [7]

Okolní modifikovaná (prokotvená) zóna rozdělila plate primárního ostění na dva typy. Typ kalota a typ stupeň. Hlavním důvodem byla možnost rozdělit aktivaci plate kaloty a plate stupně kvůli fázované výstavbě (různý fáze aktivace svorníků).

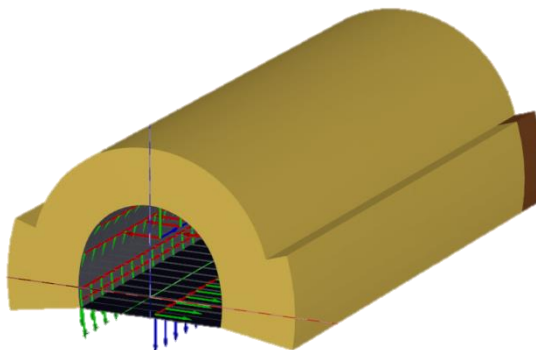
Prokotvená zóna rozdělila okolní masiv tunelu na dva typy clusterů. Typ kalota a typ stupeň. Parametry clusterů se lišili od parametrů KHB pouze změnou soudržnosti.

Typ kalota – navrhované 4 m dlouhé SN svorníky typu ST 500 S v rastru průměrně 1,85 m x 1,85 m

$$c_{SN} = \frac{1 + \sin \varphi}{2 \cdot \cos \varphi} \cdot \frac{P}{A} = \frac{1 + \sin 26^\circ}{2 \cdot \cos 26^\circ} \cdot \frac{330}{1,85^2} = 77,15 \text{ kPa}$$

$$c_c = c_{KHB} + c_{SN} = 160 + 77,15 = 237,15 \text{ kPa}$$

Typ stupeň má stejné parametry, ale liší se délkou prokotvené zóny. Ta je v tomto případě 6 m.



Obr. 4.5.3-1 Prokotvená zóna

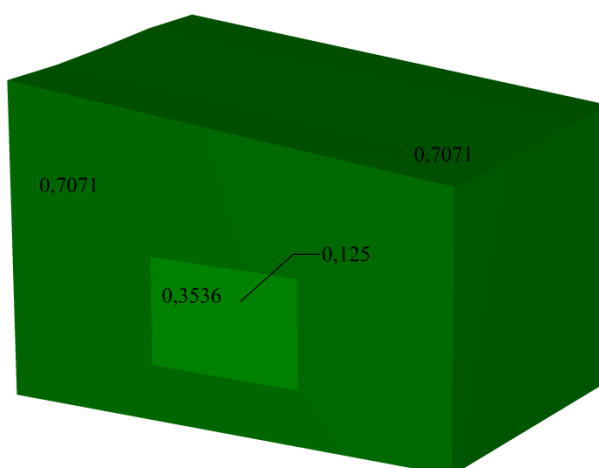
4.5.2.3 Ocelové jehly

Ocelové jehly v tomto případě slouží jako bezpečnostní prvek, nikoliv jako stabilitní. Jedná se o zajištění horní části kaloty před vypadáváním rozvolněných bloků. V modelu jejich použití nebylo implementováno. Více o jehlování bylo již popsáno výše.

4.5.3 Síť konečných prvků

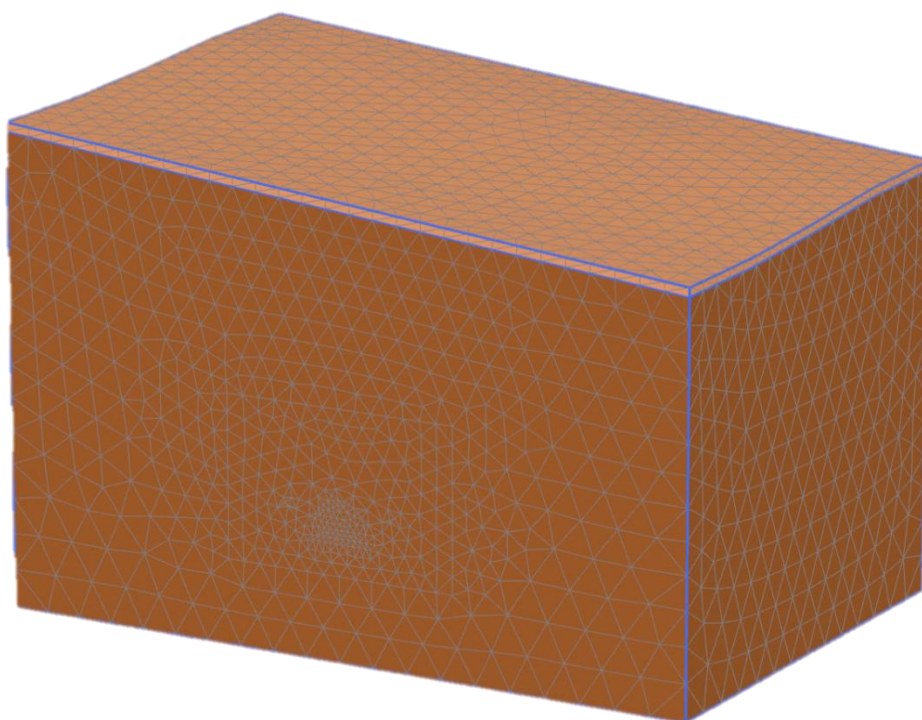
Pro generování sítě konečných prvků bylo nutné zadat zahuštění sítě kolem tunelové roury. Pro lokální zahuštění byl vytvořen hranol, který obklopoval celou tunelovou rouru včetně prokotvené zóny.

Plate kaloty, stupně a čelby byly zahuštěny až na faktor 0,125. Okolní hranol zahuštěn s faktorem 0,3536 stejně jako prokotvené clustery a clustery uvnitř tunelové roury. Okolní modelový prostor tunelu měl faktor 0,7071 stejně jako povrchová vrstva TOP (kvartérní vrstva).

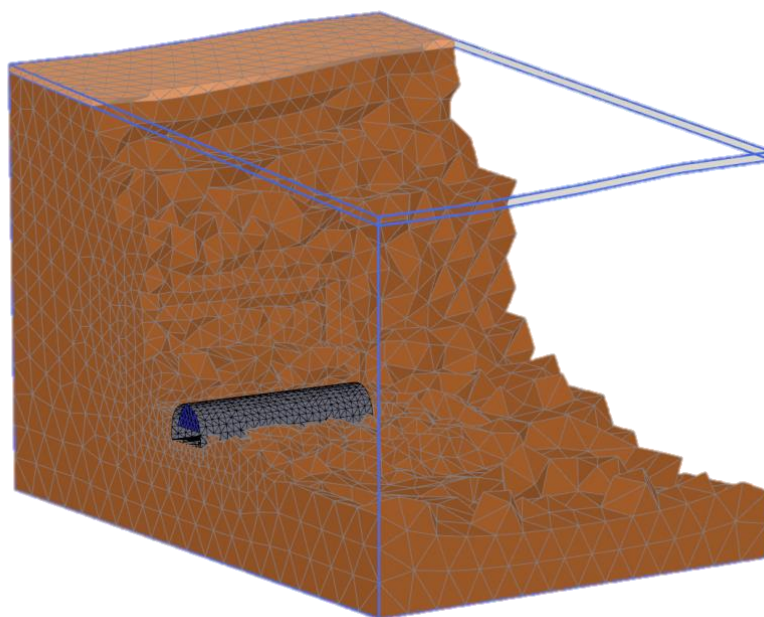


Obr. 4.5.3-1 Zahuštění sítě konečných prvků

Po lokálním zahuštění sítě bylo možné vygenerovat síť konečných prvků.



Obr. 4.5.3-2 Síť konečných prvků



Obr. 4.5.3-3 Tunelová trouba

4.5.4 Fázovaná výstavba

Jelikož okolní prostředí, resp. Horninový masiv má mnohem lepší mechanické a pevnostní vlastnosti, proto i jednotlivé záběry mohou být mnohem větší. V porovnání u modelu A $E_{\text{def}} = 50 \text{ MPa}$ a u modelu B $E_{\text{def}} = 325 \text{ MPa}$.

Modelovaný má délku 44,2 m a celkem bylo vytvořeno 41 fází. Fáze byly rozděleny na záběr v kalotě, stupni a ve dně.

Záběr v kalotě 1,7 m – deaktivace cluteru zeminy, aktivace plate ostění kalota, aktivace plate čelba, aktivace prokotvené zóny.

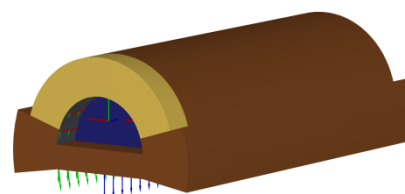
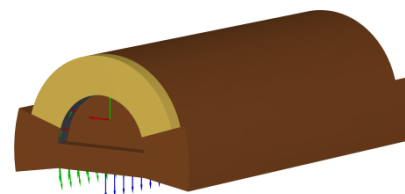
Záběr ve stupni 3,4 m – deaktivace clusteru zeminy, aktivace plate ostění, aktivace prokotvené zóny. Plate stupeň dosahuje až k plate dno.

Záběr ve dně – deaktivace clusteru zeminy, aktivace plate dna.

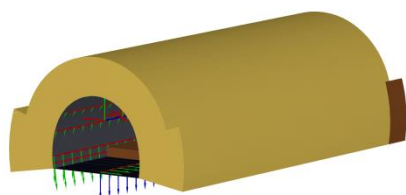
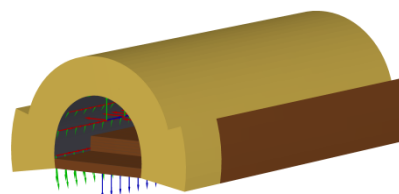
Postup fázové výstavby je naznačen v tabulce 4.5.4-1.

Fáze č.	Délka výrubu v: (m)		
	Kalotě	Stupni	Dně
1	1.7		
2	3.4		
3	5.1		
4	6.8		
·	·		
·	·		
25	42.5		
26	44.2		
27		3.4	
28		6.8	
29		10.2	
30		13.6	
·		·	
·		·	
35		30.6	
36		34.0	
37		37.4	
38			10.2
39			20.4
40			30.6
41			40.8

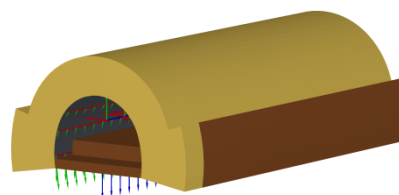
Tab. 4.5.4-1 Fázová výstavba



Obr. 4.5.4-1 Záběr kalota

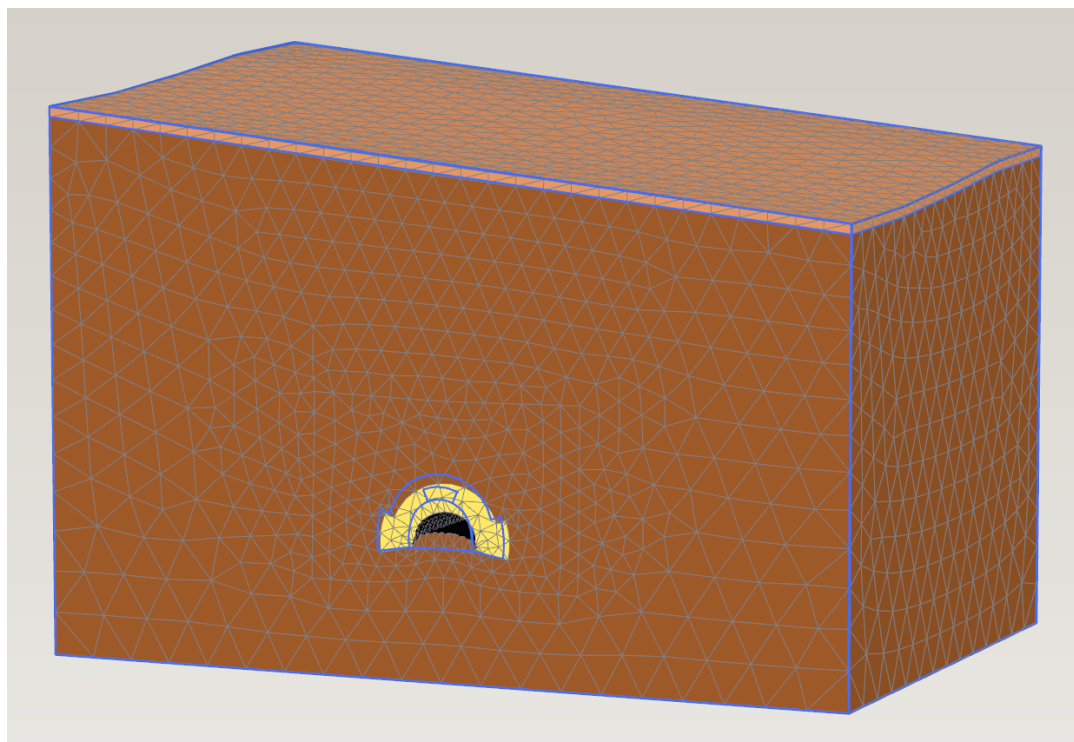


Obr. 4.5.4-3 Záběr dno

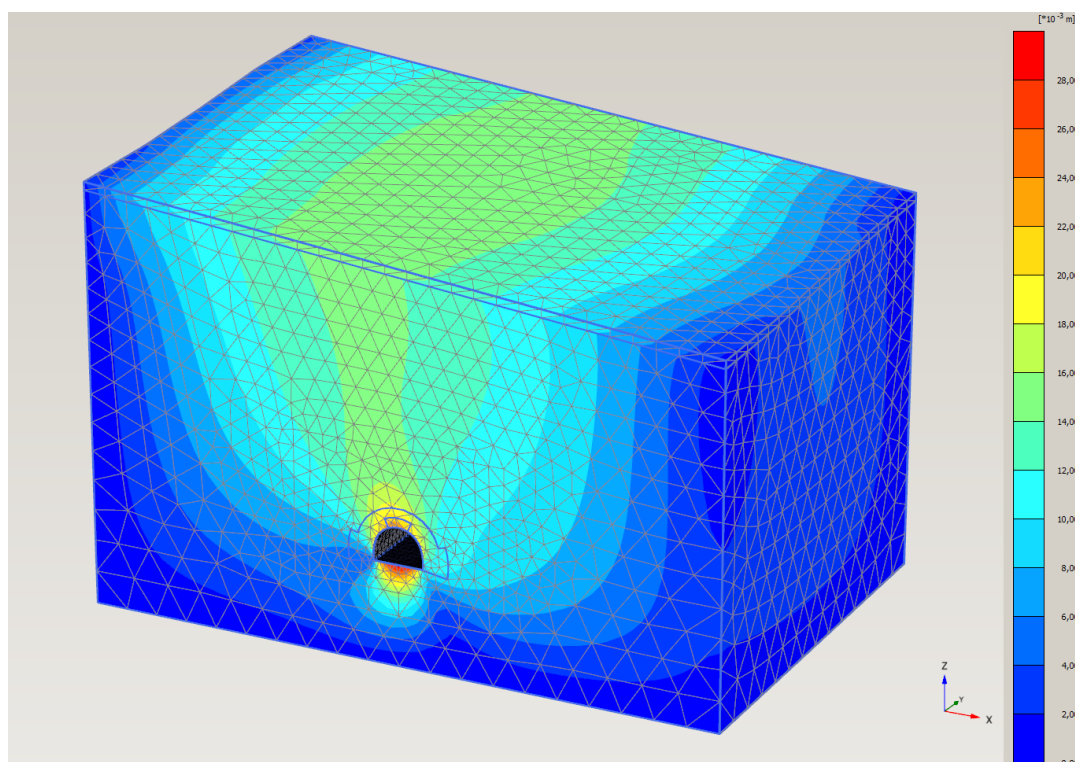


Obr. 4.5.4- 2 Záběr stupěň

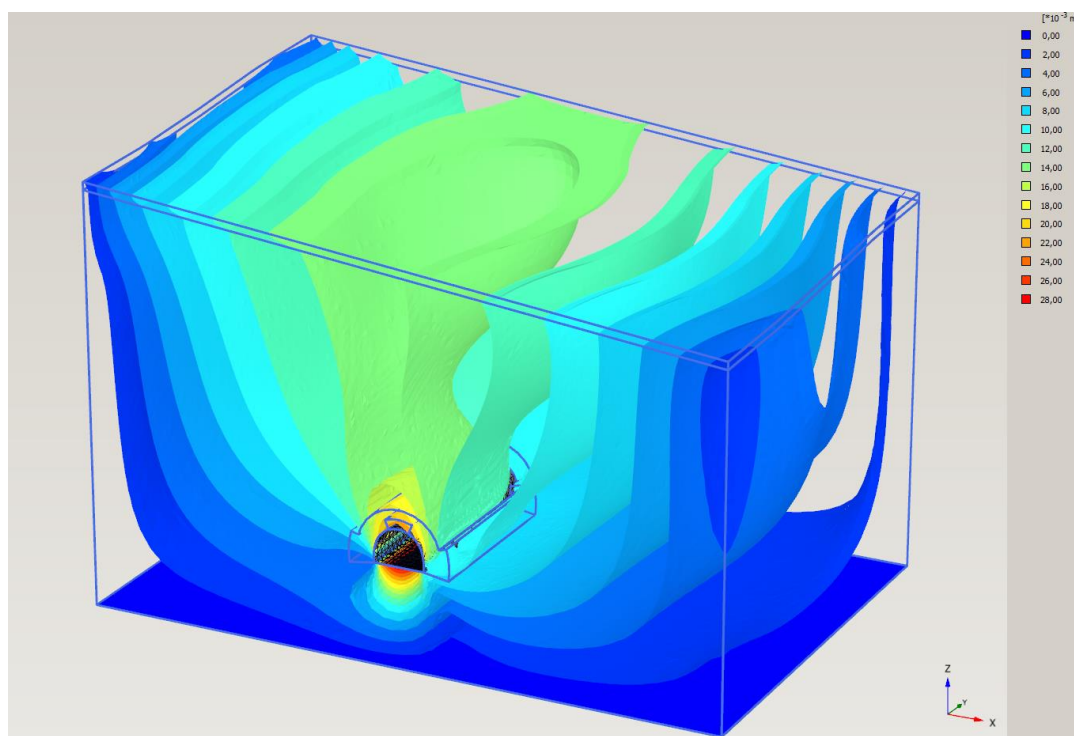
4.5.5 Výsledky výpočtu modelu



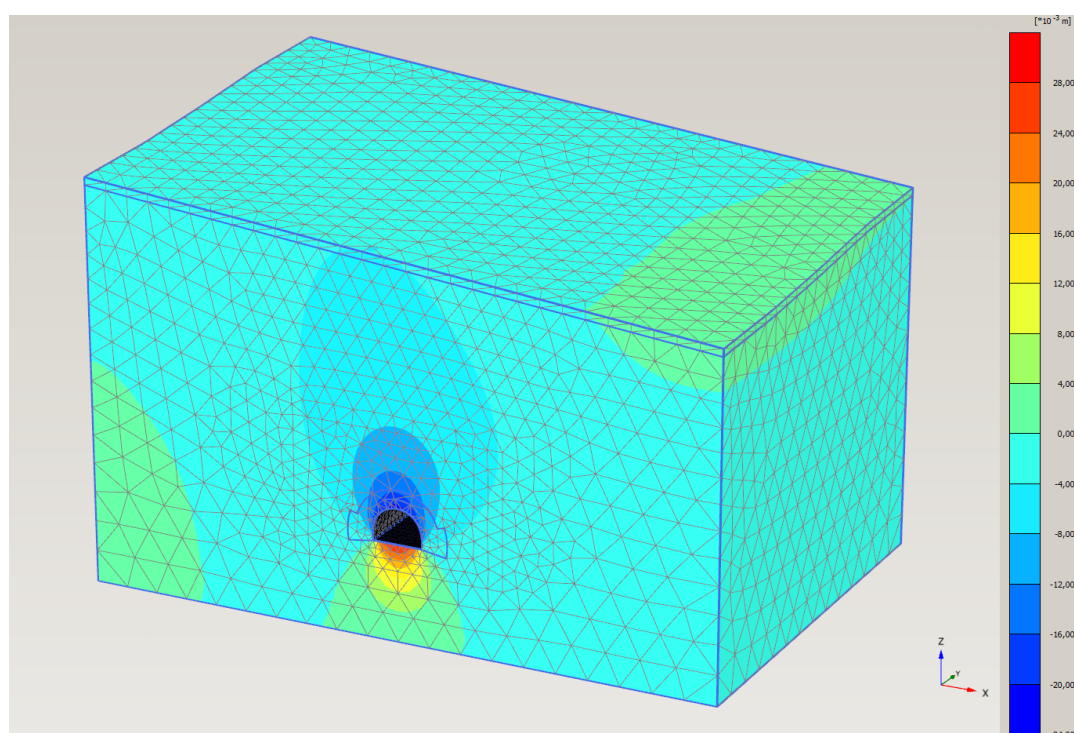
Obr. 4.5.5-1 Deformovaná síť (fáze 41) zvětšeno 100x



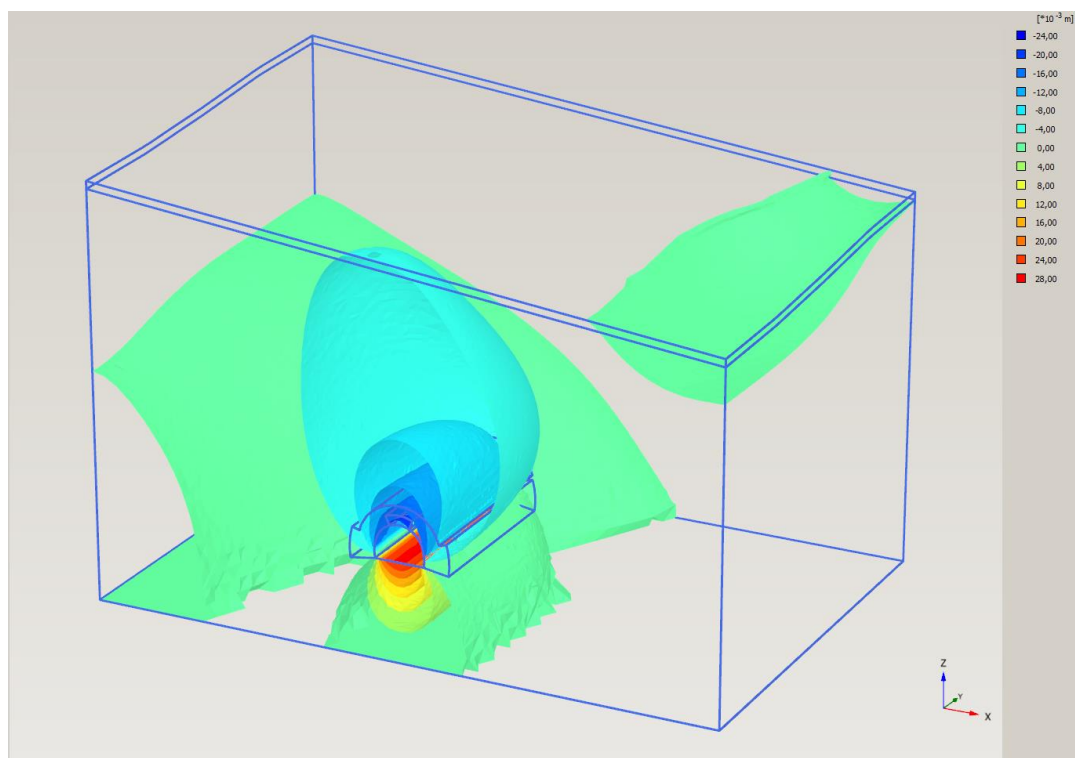
Obr. 4.5.5-2 Totální přemístění (fáze 41)



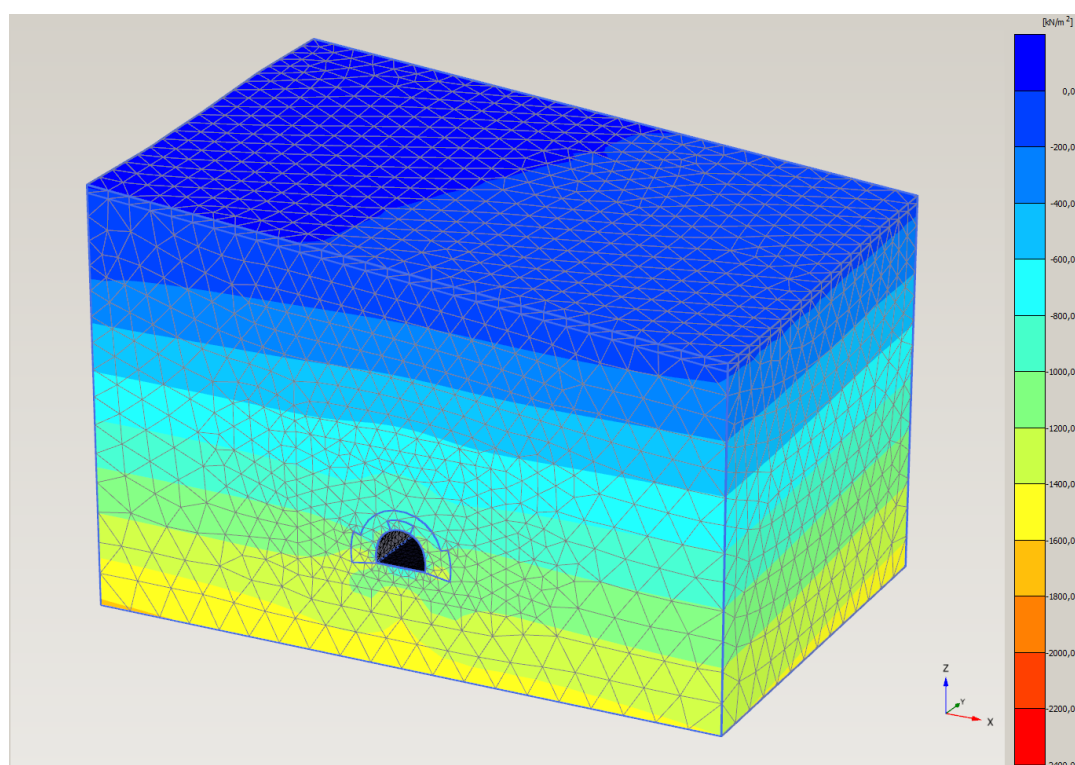
Obr. 4.5.5-3 Totální přemístění izoplochy (fáze 41)



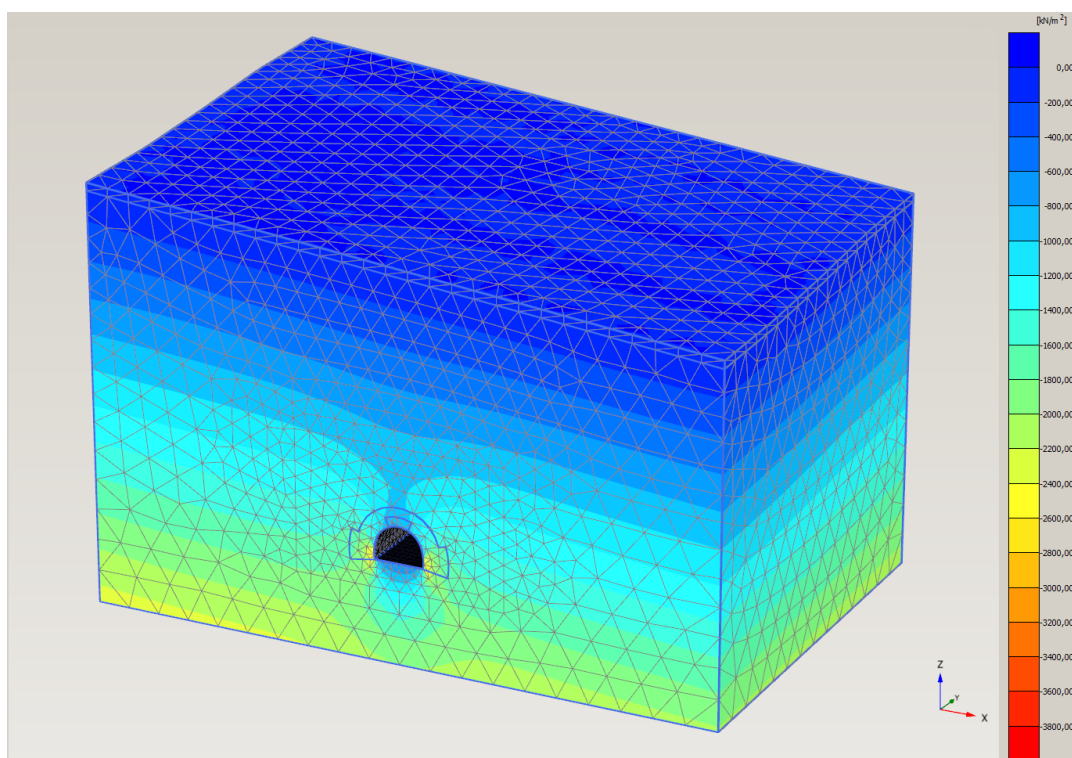
Obr. 4.5.5-4 Přemístění U_z (fáze 41)



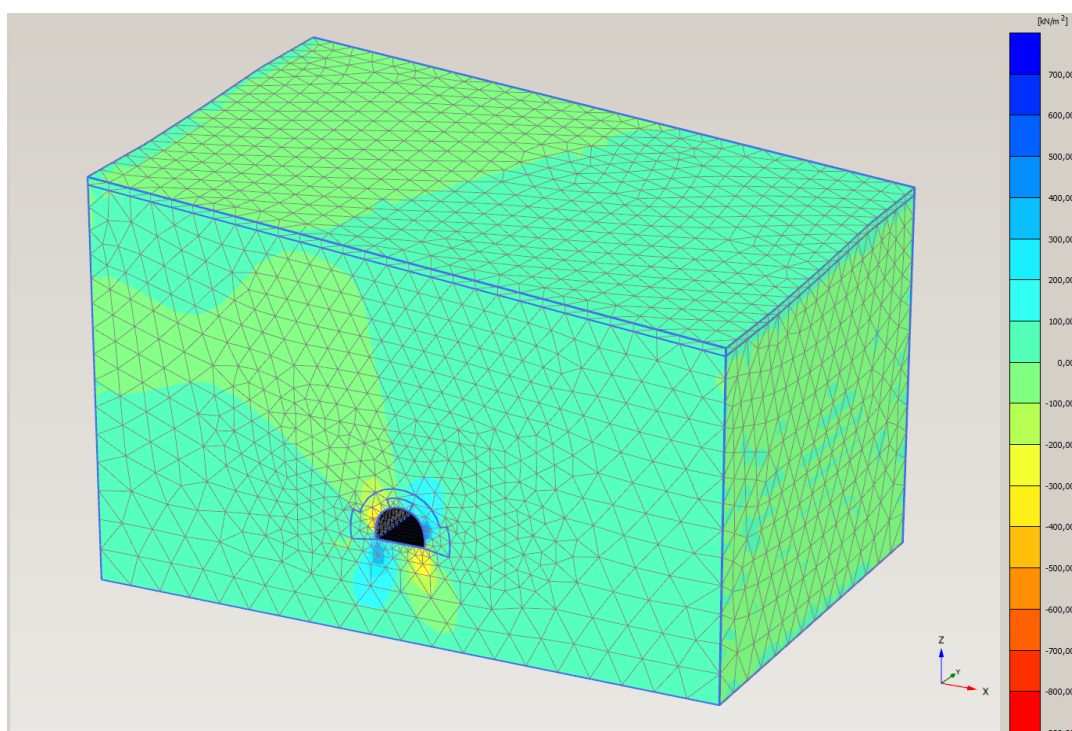
Obr. 4.5.5-5 Přemístění U_z izoplochy (fáze 41)



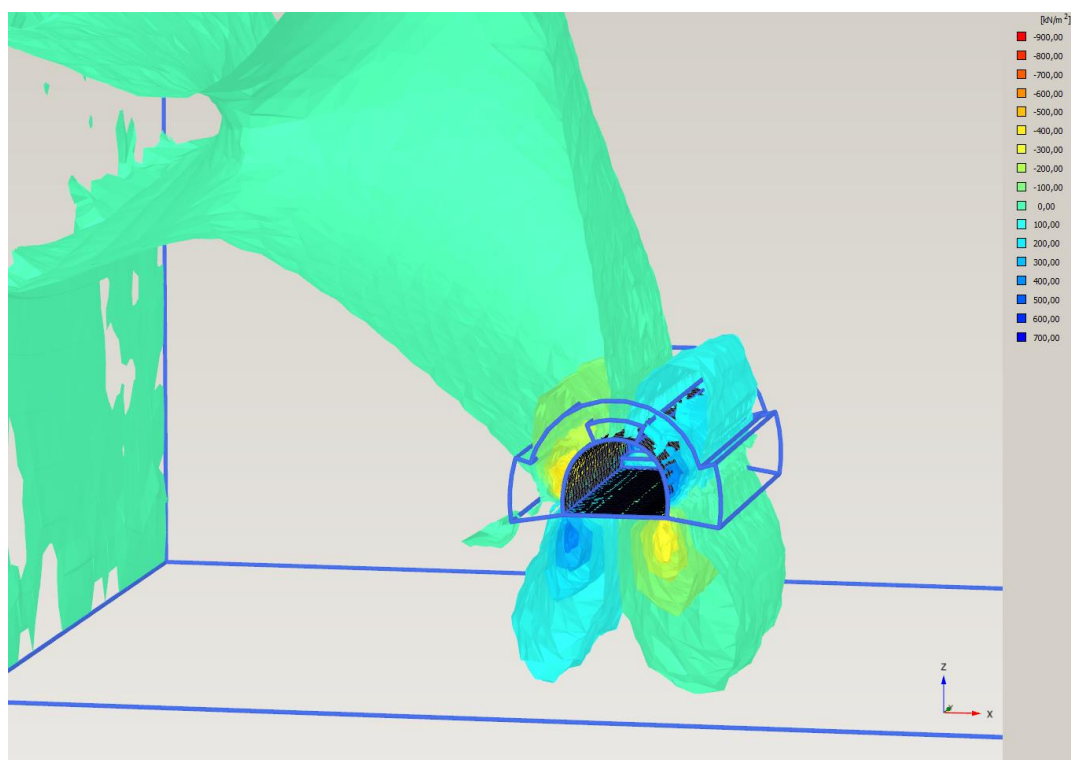
Obr. 4.5.5-6 σ_{xx} – totální (fáze 41)



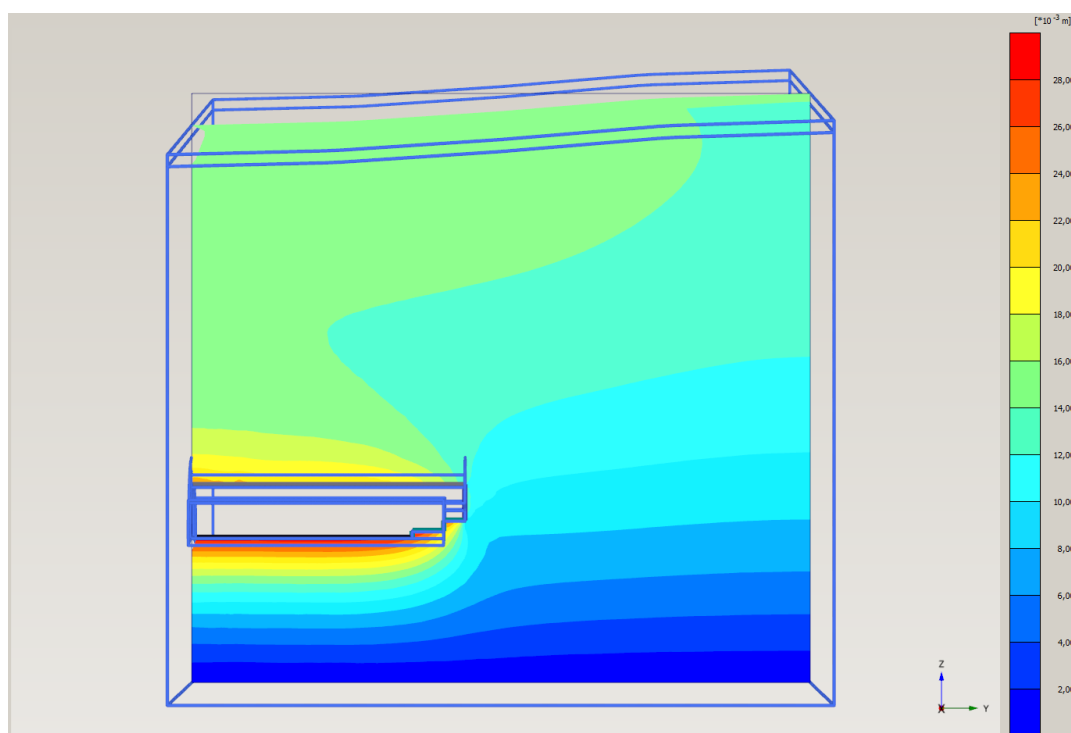
Obr. 4.5.5-7 σ_{zz} – totální (fáze 41)



Obr. 4.5.5-8 σ_{zx} – totální (fáze 41)



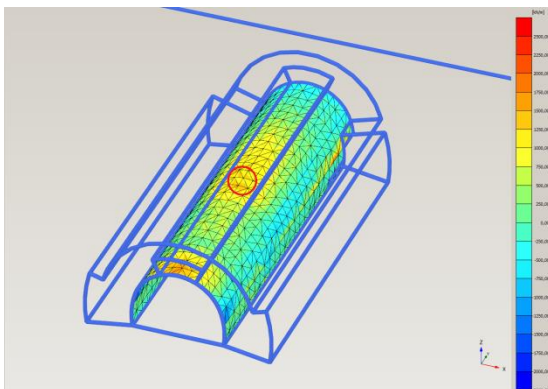
Obr. 4.5.5-9 σ_{zx} – totální – izoplochy (fáze 41)



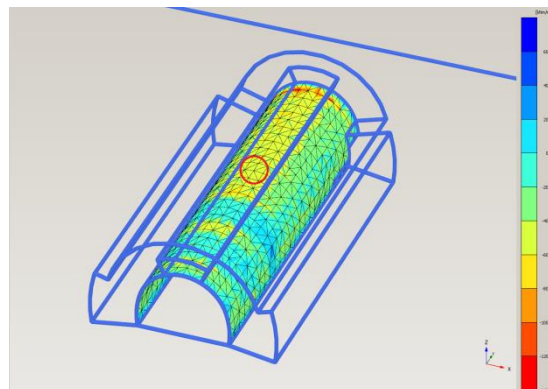
Obr. 4.5.5-10 Řez v ose tunelu – totální přemístění totální (fáze 41)

4.5.6 Návrh a posouzení primárního ostění

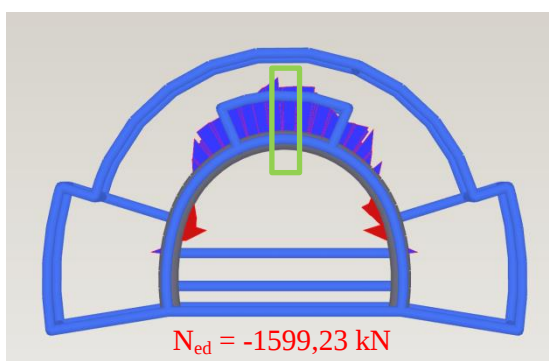
Pro návrh primárního ostění kaloty a stupně byly vybrány dvě nejnepříznivější kombinace namáhání v průběhu všech fází výpočtu. Největší normálová síla a k ní příslušný moment a největší ohybový moment a k němu příslušná normálová síla.



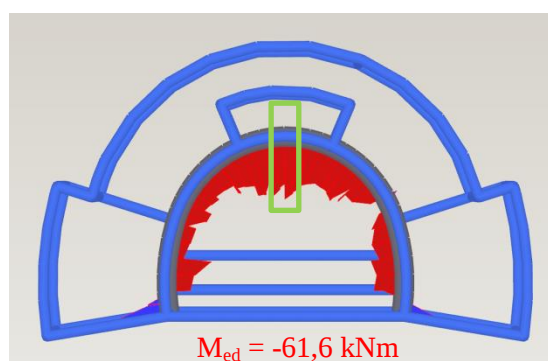
Obr. 4.5.6-1 $N_{\max} - N_{Ed}$



Obr. 4.5.6-2 $N_{\max} - M_{Ed}$

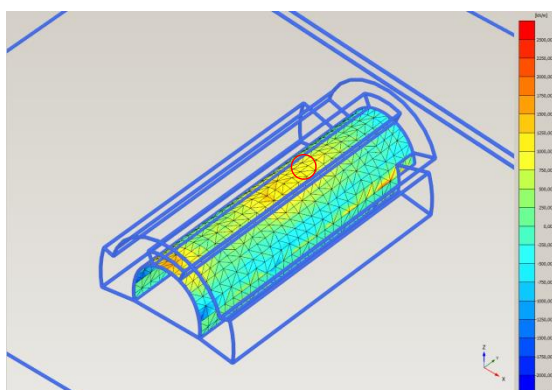


Obr. 4.5.6-3 Řez $N_{\max} - N_{Ed}$

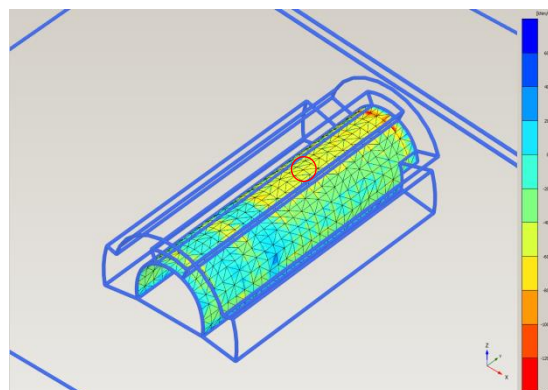


Obr. 4.5.6-4 Řez $N_{\max} - M_{Ed}$

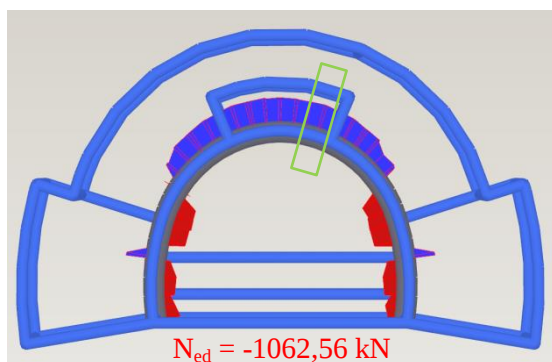
Vykreslení vnitřních sil neodpovídá realitě, protože v celém průřezu musí být tlak. Špatná konvence normálové síly a nerovnoměrné momenty byly zřejmě způsobeny nevyužitím kontaktních prvků.



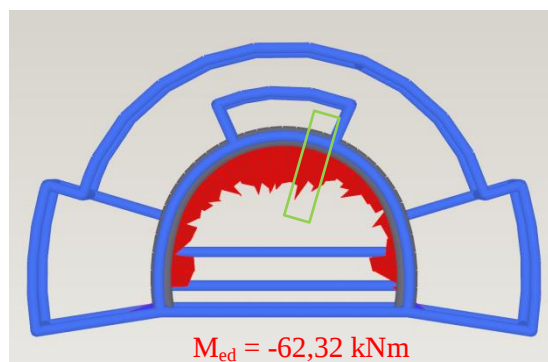
Obr. 4.5.6-5 $M_{\max} - N_{Ed}$



Obr. 4.5.6-6 $M_{\max} - M_{Ed}$



Obr. 4.5.6-7 Řez $M_{\max} - N_{Ed}$



Obr. 4.5.6-8 Řez $M_{\max} - M_{Ed}$

Kombinace	$N_{\max} \text{ (kN)}$	$M_{\max} \text{ (kN)}$
$N_{\max}$	-1599.62	9.05
$M_{\max}$	-1062.00	-62.00

Tab. 4.5.6-1 Kombinace

Charakteristiky průřezu: $h = 0,2$ m (tloušťka ostění) $b = 1,00$ m

Materiálové charakteristiky

Beton C 20/25			Ocel B500B		
$\gamma_C =$	1.5		$\gamma_S =$	1.15	
$f_{ck} =$	20.00	MPa	$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{cd} =$	13.33	MPa	$f_{yd} =$	434.78	MPa
$\alpha =$	1.0		$E_S =$	200000	MPa
$\varepsilon_{cu3} =$	3.5	‰	$\varepsilon_{yd} =$	2.17	‰
$\varepsilon_{c2} =$	2.0	‰	$\lambda=0,8$	$\eta= 1,0$	

Geometrie:

Horní povrch: Výztuž Ø8 mm – 6,666 ks (ocelová síť 8/150 mm)

Dolní povrch: Výztuž Ø8 mm – 6,666 ks (ocelová síť 8/150 mm)

Krytí: $c_{min}=40$ mm $\Delta h=5$ mm $c = c_{min}+ \Delta h = 45$ mm

$d_1 = c + \varnothing/2 = 0,049$ mm $d_2 = c + \varnothing/2 = 0,049$ mm

$d = h - d_1 = 0,151$ mm $d' = h - d_2 = 0,151$ mm

$z_1 = h - d/2 = 0,051$ mm $z_2 = h - d'/2 = 0,051$ mm

Výztuž:

$6,666 \times R8 \quad A_{s1} = 335 \text{ mm}^2$

$6,666 \times R8 \quad A_{s2} = 335 \text{ mm}^2$

Body interakčního diagramu:

Pro výpočet bodů interakčního diagramu byly použity stejné vztahy jako v modelu A. Do výpočtu nebyl zahrnut průřez příhradového nosníku.

Bod 0: $N_{Rd0} = \underline{-2934,72 \text{ kN}}$

$M_{Rd0} = \underline{0,00 \text{ kN}}$

Bod 1: $N_{Rd1} = \underline{-1756,35 \text{ kN}}$

$$M_{Rd1} = \underline{94,00 \text{ kN}}$$

Bod 2: $N_{Rd2} = \underline{-993,55 \text{ kN}}$

$$M_{Rd2} = \underline{77,20 \text{ kN}}$$

Bod 3: $N_{Rd3} = \underline{0,00 \text{ kN}}$

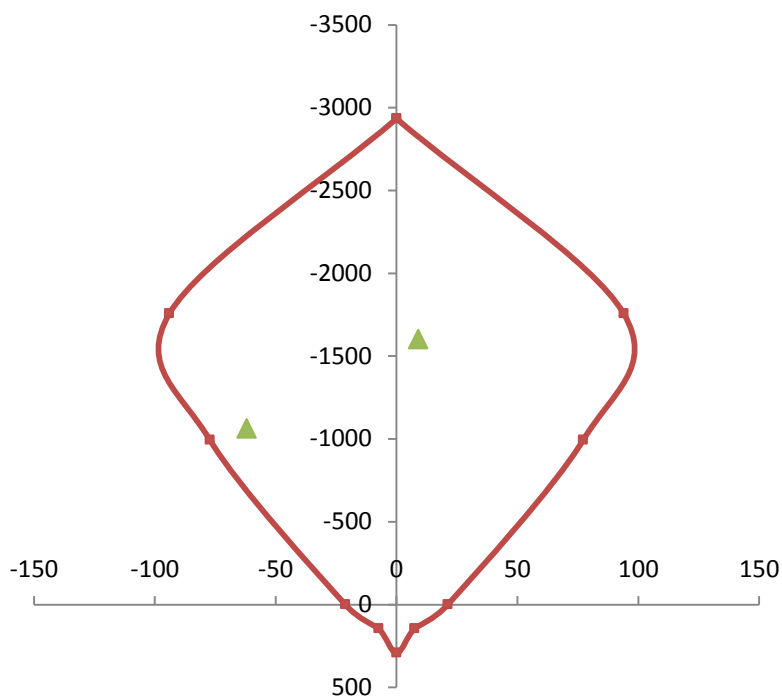
$$M_{Rd3} = \underline{21,2 \text{ kN}}$$

Bod 4: $N_{Rd4} = \underline{145,68 \text{ kN}}$

$$M_{Rd4} = \underline{7,43 \text{ kN}}$$

Bod 5: $N_{Rd5} = \underline{291,37 \text{ kN}}$

$$M_{Rd5} = \underline{0,00 \text{ kN}}$$



Graf 4.5.6-1 Interakční diagram

Z výsledného grafu je zřejmé, že průřez vyhoví.

5 ZÁVĚR

Úkolem této práce byl návrh vhodného členění výrubu a primárního ostění tunelu Polana na Slovensku za pomoci matematického modelování.

Matematické modelování je dnes hojně využíváno právě v kombinaci s NRTM. Samotné modelování je však velmi náročné na vstupní parametry, geometrii modelu a nastavení programu.

Při vytváření modelu je velmi důležitá jeho funkčnost, proto je důležité vytvářet model od jednodušších prvků po ty složitější a ověřovat si možnost vytvoření sítě, její kvalitu a následně zajistit bezchybný výpočet.

Práce v třírozměrném prostředí je poměrně náročná na hardwarové vybavení, jehož úroveň značně ovlivňuje výpočtový čas. Pro příklad: výpočet modelu B trval téměř 12 hodin. Z tohoto důvodu, je nutná kontrola modelu ještě před zahájením výpočtu.

U obou modelů byl zvolen Mohr–Culombův konstituční model. Při použití tohoto modelu nastává po odlehčení (výrub horniny) nereálné nadzdvížení dna, které je nutné zanedbat. Naopak deformace nadloží a čelby u modelu A odpovídá reálnému poklesu na stavbě.

Vystrojovací třídy, tedy dimenze ostění, zajištění výrubu a postup prací je shrnut v příloze 1.2 a 1.3. (výkresová dokumentace).

SEZNAM ZKRATEK

NRTM	Nová rakouská tunelovací metoda
ČBÚ	Český báňský úřad
IG	Inženýrskogeologické
HUS	Hydraulicky upínané svorníky
PTR	Pravá tunelová roura
LTR	Levá tunelová roura
SZ	Severozápad
JV	Jihovýchod
SV	Severovýchod
JZ	Jihozápad
STN	Slovenské národní normy
KHB	Kvazihomogenní blok
BH	Borehole - vrt
V	Východ
ÖNORM	Rakouské normy
TOP	Označení pro svrchní vrstvu modelu (kvartérní pokryv)
HPV	Hladina podzemní vody
SSV	Severo-severovýchod

SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ

CO_2	Oxid uhličitý
w_N	Přirozená vlhkost
ρ_n	Přirozená objemová vlhkost
ρ_s	Hustota
n	Pórovitost
N	Nasákavost
h	Hutnost
S_r	Stupeň nasycení
CaCO_3	Uhličitan vápenatý
w_L	Mez tekutosti
I_p	Číslo plasticity
I_c	Číslo konzistence
φ_{ef}	Efektivní smyková pevnost
c_{ef}	Soudržnost
σ_c	Pevnost v prostém tlaku
E_{def}	Modul přetvárnosti
ν	Poissonovo číslo
R_{dt}	Únosnost
c_m	Soudržnost masivu
φ_m	Úhel vnitřního tření masivu
σ_{cm}	Pevnost v prostém tlaku masivu
h	Výška vrstvy
γ	Objemová hmotnost
G	Modul pružnosti ve smyku
$\emptyset$	Průměr prvku
c_{IBO}	Soudržnost prokotvené zóny IBO svorníky
c_c	Soudržnost celková
c_{KHB}	Soudržnost kvazihomogenního bloku

$N_{\max}$	Maximální normálová síla
$M_{\max}$	Maximální ohybový moment
N_{Ed}	Návrhová normálová síla
M_{Ed}	Návrhový ohybový moment
γ_C	Dílčí součinitel bezpečnosti pro beton
f_{ck}	Charakteristická pevnost v betonu v tlaku
f_{cd}	Návrhová pevnost betonu v tlaku
α	Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování
ε_{cu3}	Mezní poměrné přetvoření betonu
ε_{c2}	Mezní poměrné přetvoření betonu při prostém tlaku
γ_S	Dílčí součinitel bezpečnosti pro ocel
f_{yk}	Charakteristická mez kluzu oceli
f_{yd}	Návrhová mez kluzu oceli
E_S	Modul pružnosti oceli
ε_{yd}	Mezní poměrné přetvoření oceli
λ	Součinitel účinné výšky tlačené oblasti
η	Součinitel účinné pevnosti betonu
c	Krytí výztuže
Δh	Odchylka krytí pro monolitický beton
z	Vzdálenost výztuže
F_s	Síla ve výztuži
F_c	Síla v betonu
N_{Rd}	Normálová síla mezní únosnosti
M_{Rd}	Mezní ohybový moment
ε_s	Mezní poměrné přetvoření výztuže
σ_s	Napětí ve výztuži
b	šířka průřezu

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] ČESKÝ TUNELÁŘSKÝ KOMITÉT ITA/AITES. *Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR*. 1. vyd. Praha, 2006.
Dostupné z: www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/ctuk_02.pdf
- [2] SEKYRA, Ing. Z. ZDRUŽENIE GEOTECHNIKA – GEOFOS. *D3 Svrčinovec - Skalité, 0. etapa, Geotechnický monitoring: Čiastková závěrečná správa*. 1. vyd. Bratislava, 2007.
- [3] Mapy.cz. SEZNAM.CZ. *Mapy.cz* [online]. 2014 [cit. 2015-01-14]. Dostupné z: <http://www.mapy.cz/zemepisna?x=18.9106313&y=49.4960296&z=13>
- [4] Google maps. GOOGLE.CZ. *Google maps*. [online]. 2015, [cit. 2015-01-14].
Dostupné z: <https://www.google.cz/maps/@49.4953656,18.9122835,1137m/data=!3m1!1e3>
- [5] PLAXIS. *Reference manual*. [online]. 2015, [cit. 2015-01-14]. Dostupné z: www.plaxis.nl/files/files/3D2013-2-Reference.pdf
- [6] *Základy matematického modelování v geotechnice s využitím programu Plaxis* [online]. 2014 [cit. 2015-01-14]. ISBN 978-80-214-4938-1. Dostupné z: http://issuu.com/oktaedr/docs/oktaedr_zaklady_matematickeho_model
- [7] Minova Bohemia s. r. o. *Minova Bohemia s. r. o.* [online]. 2015. vyd. [cit. 2015-01-14]. Dostupné z: <http://www.minova.cz/index.php?page=materialy/hornictvi/materialy-pro-kotveni>
- [8] HRUBEŠOVÁ, Eva, Josef ALDORF, Tomáš EBERMANN a Václav VESELÝ. Význam vodorovného kotvení čelby pro zlepšení deformačních vlastností ražbou ovlivněného horninového masivu a snížení zatížení ostění. In: [online]. 2009 [cit. 2015-01-14]. Dostupné z: http://www.ita-aites.cz/files/tunel/2009/2/tunel_2_09-11.pdf
- [9] PLAXIS. *Tutorial manual*. [online]. 2015, [cit. 2015-01-14]. Dostupné z: www.plaxis.nl/files/files/3D2013-1-Tutorial.pdf

- [10] VRBATA, Jan. *Návrh primárního ostění tunelu Tomický II.* Praha, 2010.
Dostupné z: www.fsv.cvut.cz/svoc/2010/registrd.php?Akce=SHOW&SID=13.
SVOČ. ČVUT Praha. Vedoucí práce prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

- [11] BARTÁK, Jiří a Jan PRUŠKA. ČVUT. *Podzemní stavby*. 1. vyd. Praha: Česká technika, 2011. ISBN 978-80-01-04789-7.

SEZNAM TABULEK

Tab. 3.3.-1	Charakteristika diluviálních sedimentů [2]
Tab. 3.3.-2	Jílovcový komplex [2]
Tab. 3.3.-3	Pískovcový komplex [2]
Tab. 3.3.-4	Geotechnické charakteristiky horninového masivu PTR [2]
Tab. 4.3.1-1	Souřadnice vrtů
Tab. 4.3.2-1	Rozměry křivky
Tab. 4.3.2.1-1	Parametry plate (stříkaný beton)
Tab. 4.3.2.4-1	Parametry samozavrtávacích jehel
Tab. 4.3.2.5-1	Parametry svorníků
Tab. 4.3.4-1	Fázová výstavba
Tab. 4.3.6.1-1	Kombinace
Tab. 4.3.6.2-1	Kombinace
Tab. 4.5.1-1	Souřadnice vrtů
Tab. 4.5.2.1-1	Parametry plate (stříkaný beton)
Tab. 4.5.2.3-1	Parametry SN svorníků
Tab. 4.5.4-1	Fázová výstavba
Tab. 4.5.6-1	Kombinace

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 3.1-1	Mapa lokality [3]
Obr. 3.1.-2	Letecký pohled na trasu tunelu [4]
Obr. 4.3.1-1	Osy modelu
Obr. 4.3.1-2	Rozmístění vrtu
Obr. 4.3.2-1	Rozměry ostění
Obr. 4.3.2-2	Členění výrubu
Obr. 4.3.2-3	Tunelová trouba
Obr. 4.3.2.4-1	Kotevní tyč
Obr. 4.3.2.4-2	Jehlování
Obr. 4.3.2.5-1	IBO svorník
Obr. 4.3.2.5-2	Prokotvená zóna
Obr. 4.3.2.6-1	Kotvy čelby – model
Obr. 4.3.3-1	Zhuštění sítě konečných prvků
Obr. 4.3.3-2	Síť konečných prvků
Obr. 4.3.3-3	Tunelová trouba
Obr. 4.3.4-1	Fázová výstavba
Obr. 4.3.5-1	Deformovaná síť (fáze 66) zvětšeno 50x
Obr. 4.3.5-2	Totální přemístění (fáze 66)
Obr. 4.3.5-3	Totální přemístění izoplochy (fáze 66)
Obr. 4.3.5-4	Přemístění U_z (fáze 66)
Obr. 4.3.5-5	Přemístění U_z izoplochy (fáze 66)
Obr. 4.3.5-6	σ_{xx} – totální (fáze 66)
Obr. 4.3.5-7	σ_{zz} totální (fáze 66)
Obr. 4.3.5-8	σ_{zx} – totální (fáze 66)
Obr. 4.3.5-9	σ_{zx} – totální – izoplochy (fáze 66)
Obr. 4.3.5-10	Řez v ose tunelu – totální přemístění (fáze 66)
Obr. 4.3.6.1-1	$N_{\max}$ - N_{Ed}
Obr. 4.3.6.1-2	$N_{\max}$ - M_{Ed}

Obr. 4.3.6.1-3	Řez $N_{\max} - N_{Ed}$
Obr. 4.3.6.1-4	Řez $N_{\max} - M_{Ed}$
Obr. 4.3.6.1-5	$M_{\max} - N_{Ed}$
Obr. 4.3.6.1-6	$M_{\max} - M_{Ed}$
Obr. 4.3.6.1-7	Řez $M_{\max} - M_{Ed}$
Obr. 4.3.6.1-8	Řez $M_{\max} - N_{Ed}$
Obr. 4.3.6.2-1	$N_{\max} - N_{Ed}$
Obr. 4.3.6.2-2	$N_{\max} - M_{Ed}$
Obr. 4.3.6.2-3	Řez $N_{\max} - N_{Ed}$
Obr. 4.3.6.2-4	Řez $N_{\max} - M_{Ed}$
Obr. 4.3.6.2-5	$M_{Ed} (M_{\max}; M_{\min})$
Obr. 4.3.6.2-6	$M_{Ed} (N_{Ed(M\max)}; N_{Ed(M\min)})$
Obr. 4.3.6.2-7	Řez $N_{Ed} (M^+_{Ed})$
Obr. 4.3.6.2-8	Řez 4.3.6.2-8 M^+_{Ed}
Obr. 4.3.6.2-9	Řez $N_{Ed} (M^-_{Ed})$
Obr. 4.3.6.2-10	Řez M^-_{Ed}
Obr. 4.5.1-1	Rozmístění vrtů
Obr. 4.5.2-1	Rozměry ostění
Obr. 4.5.2-2	Členění výrubu
Obr. 4.5.2-3	Model tunelové roury
Obr. 4.5.2.2-1	SN svorník
Obr. 4.5.2.2-2	Prokotvená zóna
Obr. 4.5.3-1	Zahuštění sítě konečných prvků
Obr. 4.5.3-2	Síť konečných prvků
Obr. 4.5.3-3	Tunelová trouba
Obr. 4.5.4-1	Záběr kalota
Obr. 4.5.4- 2	Záběr stupeň
Obr. 4.5.4-3	Záběr dno
Obr. 4.5.5-1	Deformovaná síť (fáze 41) zvětšeno 100x
Obr. 4.5.5-2	Totální přemístění (fáze 41)
Obr. 4.5.5-3	Totální přemístění izoplochy (fáze 41)

Obr. 4.5.5-4	Přemístění U_z (fáze 41)
Obr. 4.5.5-5	Přemístění U_z izoplochy (fáze 41)
Obr. 4.5.5-6	σ_{xx} – totální (fáze 41)
Obr. 4.5.5-7	σ_{zz} – totální (fáze 41)
Obr. 4.5.5-8	σ_{zx} – totální (fáze 41)
Obr. 4.5.5-9	σ_{zx} – totální – izoplochy (fáze 41)
Obr. 4.5.5-10	Řez v ose tunelu – totální přemístění totální (fáze 41)
Obr. 4.5.6-1	$N_{\max}$ - N_{Ed}
Obr. 4.5.6-2	$N_{\max}$ - M_{Ed}
Obr. 4.5.6-3	Řez $N_{\max}$ - N_{Ed}
Obr. 4.5.6-4	Řez $N_{\max}$ - M_{Ed}
Obr. 4.5.6-5	$M_{\max}$ - N_{Ed}
Obr. 4.5.6-6	$M_{\max}$ - M_{Ed}
Obr. 4.5.6-7	Řez $M_{\max}$ - N_{Ed}
Obr. 4.5.6-8	Řez $M_{\max}$ - M_{Ed}

SEZNAM GRAFŮ

Graf. 4.3.6.1-1	Interakční diagram
Graf 4.3.6.2-1	Interakční diagram
Graf 4.5.6-1	Interakční diagram

SEZNAM POUŽITÝCH VZORCŮ

Vzorec 4.3.2.5-1	Výpočet soudržnosti modifikované zóny
------------------	---------------------------------------

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1.1	Podélný profil pravé tunelové roury
Příloha 1.2	Postup výstavby – vystrojovací třída: úsek A (KHB 2)
Příloha 1.3	Postup výstavby – vystrojovací třída: úsek B (KHB 7)