

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA GEOTECHNIKY**



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Návrh tunelu Radlice

Vypracovala: Bc. Michaela Pecková

Vedoucí práce: prof. Dr. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Ledenice 2020

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma **Návrh tunelu Radlice** zpracovala samostatně za použití uvedené literatury a pramenů.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu zákona § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Ledenicích dne 5. 1. 2020

.....

Bc. Michaela Pecková

Poděkování

V první řadě bych ráda poděkovala vedoucímu práce, panu prof. Ing. Jiřímu Bartákovi, DrSc. za jeho ochotu a neocenitelnou pomoc při odborném vedení této práce.

Dále bych chtěla poděkovat Ing. Alexandrovi Butovičovi, Ph.D. ze společnosti SATRA s.r.o. za poskytnutí podkladů, které jsem ke tvorbě této práce potřebovala.

Také bych ráda poděkovala prof. Ing. Michalovi Šejnohovi, Ph.D. a hlavně Ing. Radomírovi Puklovi CSc., bez jejichž pomoci s výpočetními softwary bych práci nemohla zdárně dokončit.

V neposlední řadě bych chtěla poděkovat své rodině, která mi umožnila studium na vysoké škole a po celou jeho dobu mne bezmezně podporovala.

Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá návrhem a posouzením primárního a sekundárního ostění silničního tunelu Radlice, který je součástí plánované výstavby Radlické radiály propojující vnější a vnitřní silniční okruh v Praze. Následně jsou pro jeden z profilů navrženy trhací práce a v závěru je navržen geotechnický monitoring stavby.

Výpočet primárního ostění je proveden ve dvou příčných profilech pro zachycení odlišných geologických podmínek. Pro získání vnitřních sil a stanovení zatížení je pro každý z řezů vytvořen numerický model v programu *GEO5 MKP*. Posouzení primárního ostění je provedeno v programu *FIN EC Beton* pomocí interakčního diagramu.

Pro jeden z příčných profilů (PP2) je navrženo a posouzeno sekundární (definitivní) ostění. Druhý řez není vzhledem k obdobnému postupu řešen. Pro výpočet vnitřních sil je použit program *ATENA 2D*, který umožňuje nelineární analýzu železobetonových konstrukcí pomocí metody konečných prvků. Z tohoto programu jsou také získány hodnoty pro posouzení mezního stavu použitelnosti – deformace konstrukce a případná šířka trhlin. Únosnost definitivního ostění je prokázána pomocí interakčního diagramu v programu *FIN EC Beton*.

Klíčová slova:

silniční okruhy, radiály, tunel, primární a sekundární ostění, numerické modelování, betonové konstrukce, ražba, výrub, trhací práce, geotechnický monitoring

Abstract

This diploma thesis describes design and assessment of primary and secondary lining of road tunnel Radlice, which is part of the Radlická Radial Road connecting the external and internal road ring in Prague. After that, blasting works are designed for one of the profiles and also geotechnical monitoring of the structure.

The calculation of primary lining is performed in two transverse profiles to capture different geological conditions. For each profile, the numerical model is created using *GEO5 MKP* program. The assessment of primary lining is done in the *FIN EC Concrete* program using interaction diagram.

A secondary (definitive) lining is designed and assessed for one of the transverse profiles (PP2). The second profile is not solved due to a similar procedure. The *ATENA 2D* program is used for calculation of internal forces, which enables nonlinear analysis of reinforced concrete structures using the finite element method. Values for the serviceability limit state design - deformation of the structure and possible crack width are also obtained from this program. The load-bearing capacity of the final lining is proved by the interaction diagram in the *FIN EC Concrete* program.

Keywords:

road circuits, radials, tunnel, primary and secondary lining, numerical modelling, concrete structures, excavation, blasting works, geotechnical monitoring

Obsah

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Úvod..... | 9 |
| 2 | Základní informace o silničních okruzích na území Prahy..... | 10 |
| 2.1 | Pražský okruh | 10 |
| 2.1.1 | Historie a vývoj Pražského okruhu..... | 10 |
| 2.2 | Městský okruh..... | 11 |
| 2.2.1 | Historie a vývoj Městského okruhu..... | 11 |
| 2.3 | Radiály | 13 |
| 2.3.1 | Chuchelská radiála | 14 |
| 2.3.2 | Chodovská radiála | 14 |
| 2.3.3 | Štěrboholská radiála | 14 |
| 2.3.4 | Vysočanská radiála..... | 15 |
| 2.3.5 | Prosecká radiála..... | 15 |
| 2.3.6 | Břevnovská radiála | 16 |
| 2.3.7 | Radlická radiála | 16 |
| 3 | Metody výstavby tunelů..... | 20 |
| 3.1 | Ražená podzemní díla..... | 20 |
| 3.1.1 | Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) | 20 |
| 4 | Tunel Radlice | 24 |
| 4.1 | Popis území..... | 24 |
| 4.2 | Geomorfologie | 24 |
| 4.3 | Geologické poměry v místě řešeného tunelu..... | 25 |
| 4.4 | Hydrogeologické poměry a agresivita prostředí..... | 26 |
| 4.5 | Inženýrskogeologický průzkum..... | 28 |
| 4.5.1 | Průzkumná štola | 29 |
| 4.5.2 | Bezpečnostní jádrové předvrty | 34 |
| 4.5.3 | Průzkumné vrty ze štol v STT a JTT do oblasti jižního tunelu a do oblasti za koncem štol v STT a JTT | 36 |

| | | |
|---------|---|----|
| 4.5.4 | Presiometrické vějíře z průzkumné štoly v STT a JTT | 37 |
| 4.5.5 | Zatěžovací zkoušky deskou v průzkumné štole | 39 |
| 4.5.6 | Hydrogeologické sledování | 40 |
| 4.5.7 | Geoelektrický korozní průzkum | 40 |
| 5 | Návrh primárního ostění tunelu | 41 |
| 5.1 | Použitý software | 41 |
| 5.1.1 | MKP – Metoda konečných prvků | 41 |
| 5.1.1.1 | Materiálový model zemin a hornin | 42 |
| 5.1.2 | FIN EC – BETON | 42 |
| 5.2 | Technologické třídy výrubu | 43 |
| 5.3 | Zvolené příčné profily | 44 |
| 5.4 | Příčný profil PP1 | 45 |
| 5.4.1 | Primární ostění | 45 |
| 5.4.2 | Mechanické vlastnosti stříkaného betonu | 46 |
| 5.4.3 | Radiální výztuž ostění | 47 |
| 5.4.4 | Numerický model | 48 |
| 5.4.5 | Výsledky výpočtu | 50 |
| 5.4.6 | Posouzení primárního ostění | 52 |
| 5.5 | Příčný profil PP2 | 56 |
| 5.5.1 | Primární ostění | 56 |
| 5.5.2 | Radiální výztuž ostění | 57 |
| 5.5.3 | Numerický model | 57 |
| 5.5.4 | Výsledky výpočtu | 59 |
| 5.5.5 | Posouzení primárního ostění | 62 |
| 6 | Návrh sekundárního ostění tunelu | 65 |
| 6.1 | Použitý software | 65 |
| 6.1.1 | ATENA 2D | 65 |
| 6.2 | Návrh a posouzení definitivního ostění | 65 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 6.2.1 | Parametry definitivního ostění | 66 |
| 6.2.2 | Zatěžovací stavy | 67 |
| 6.2.2.1 | Stálé zatížení | 68 |
| 6.2.2.2 | Proměnné zatížení | 71 |
| 6.2.3 | Kombinace zatížení | 72 |
| 6.2.4 | Vytvoření numerického modelu | 73 |
| 6.2.5 | Posouzení MSÚ | 75 |
| 6.2.6 | Posouzení MSP | 82 |
| 7 | Návrh trhacích prací | 84 |
| 7.1 | Řízený výlom | 84 |
| 7.2 | Zálom | 85 |
| 7.2.1 | Sbíhavé zálomy | 86 |
| 7.2.2 | Zálomy přímé | 88 |
| 7.3 | Trhavina | 89 |
| 7.3.1 | Měrná spotřeba trhaviny | 90 |
| 7.4 | Návrh trhacích prací pro PP2 | 90 |
| 7.4.1 | Návrh trhacích prací pro kalotu | 91 |
| 7.4.2 | Návrh trhacích prací pro opěří | 95 |
| 8 | Geotechnický monitoring | 97 |
| 8.1 | Monitoring území před začátkem výstavby | 98 |
| 8.1.1 | Měření vodního režimu | 98 |
| 8.1.2 | Měření poklesové kotliny | 98 |
| 8.2 | Monitoring zájmového území a tunelu po dobu výstavby | 99 |
| 8.2.1 | Dokumentace čelby | 99 |
| 8.2.2 | Konvergenční měření | 99 |
| 8.2.3 | Extenzometrické měření | 104 |
| 8.2.4 | Inklinometrické měření | 105 |
| 8.2.5 | Měření tlaku na kontaktu hornina – primární ostění | 106 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 8.2.6 | Měření napětí v primárním ostění | 106 |
| 8.2.7 | Měření dynamických a akustických účinků | 106 |
| 8.2.8 | Měření konvergenčí a napětí v sekundárním ostění | 106 |
| 8.2.9 | Měření teploty v sekundárním ostění | 107 |
| 8.2.10 | Měření vodního režimu | 107 |
| 8.2.11 | Měření poklesové kotliny | 107 |
| 8.3 | Monitoring po ukončení výstavby a během provozu..... | 107 |
| 8.3.1 | Měření vodního režimu | 107 |
| 8.3.2 | Kontrola deformací sekundárního ostění..... | 107 |
| 8.3.3 | Vývoj napjatosti sekundárního ostění | 108 |
| 8.3.4 | Prohlídky | 108 |
| 9 | Závěr | 109 |

Seznam symbolů a zkratek

| | |
|-----------|--|
| A | hodnota měřené veličiny |
| A_s | průřezová plocha jednoho svorníku |
| E | modul pružnosti |
| E_{cm} | modul pružnosti betonu |
| E_{def} | deformační modul |
| E_s | modul pružnosti ocele |
| G | modul pružnosti ve smyku |
| G_{ml} | modul pružnosti ve smyku mladého betonu |
| G_{st} | modul pružnosti ve smyku starého betonu |
| K | koeficient upravující konstantní hodnotu teploty |
| K_n | normálová tuhost kontaktního prvku |
| K_s | smyková tuhost kontaktního prvku |
| K_x | koeficient průběhu teploty ve směru osy x |
| K_y | koeficient průběhu teploty ve směru osy y |
| M | ohybový moment |
| MKP | metoda konečných prvků |
| N | normálová síla |
| $NRTM$ | Nová rakouská tunelovací metoda |
| N_s | únosnost svorníků |
| Q | posouvající síla |
| Q_c | nálož pro ražení |
| Q_z | nálož pro zálom |
| R_{ck} | charakteristická pevnost stříkaného betonu v tlaku |
| R_{ctk} | charakteristická pevnost stříkaného betonu v tahu |
| $SŽDC$ | Správa železniční dopravní cesty |
| TM | tunelový metr |
| TTV | technická třída výrubu |

| | |
|-------------------|---|
| c_{ef} | efektivní soudržnost zeminy/horniny |
| $c_{s,k}$ | zlepšení soudržnosti zeminy/horniny vlivem svorníků |
| dT | gradient teplotního pole |
| f_{ck} | charakteristická pevnost betonu v tlaku |
| f_{ctm} | charakteristická pevnost betonu v tahu |
| f_{yk} | charakteristická mez kluzu ocele |
| δ_{μ} | redukční parametr tření |
| δ_c | redukční parametr soudržnosti |
| φ_{ef} | efektivní úhel vnitřního tření zeminy/horniny |
| γ | objemová hmotnost zeminy/horniny |
| γ_{beton} | objemová hmotnost betonu |
| γ_F | součinitel zatížení |
| γ_N | součinitel neurčitosti |
| $\gamma_{výztuž}$ | objemová hmotnost výztuže |
| ν | Poissonovo číslo |

1 Úvod

Územím hlavního města Prahy procházejí významné dopravní silniční trasy. Komunikační síť Prahy byla navržena jako radiálně okružní, sestávající se ze dvou okružních komunikací, vnějšího Silničního okruhu (SOKP) a vnitřního Městského okruhu (MO), a sedmi radiálních komunikací, které vycházejí z městského okruhu, propojují ho se silničním okruhem a dále navazují na dálnice a silnice I. třídy střeďočeského regionu. Samotné radiály jsou velmi důležitým prvkem okružní komunikační sítě. Bez vhodného propojení vnějšího a vnitřního okruhu by celá síť neplnila své účely.

Součástí budování zbývajících úseků radiálně okružního systému je výstavba nových umělých staveb, mezi které patří i tunely. Zadáním diplomové práce je projekt tunelu Radlice, který je součástí plánované výstavby Radlické radiály, jež by měla propojit centrum Prahy s dálnicí D5 vedoucí do Plzně.

V diplomové práci je nejprve uvedeno několik informací o silničních okruzích na území Prahy a základních metodách výstavby tunelů. Dále se pak práce soustředí na stavbu tunelu Radlice. Druhá část práce se zabývá návrhem a numerickým modelováním primárního ostění ve dvou příčných profilech. Ve třetí části je pak pro jeden z příčných profilů proveden návrh a posouzení ostění sekundárního a pro tento profil jsou navrženy i trhací práce, které jsou popsány v části čtvrté. V poslední části práce je navržen geotechnický monitoring stavby.

2 Základní informace o silničních okruzích na území Prahy

2.1 Pražský okruh

Silniční okruh kolem Prahy (SOKP), někdy také označovaný jako dálnice D0, je jednou z nejvýznamnějších dopravních staveb hlavního města Prahy a také Středočeského kraje. Po svém dokončení bude jednou z dopravně nejzatíženějších tras v České republice. Okruh je součástí sítě silnic a dálnic České republiky a také součástí IV. multimodálního koridoru transevropské dopravní sítě TEN-T. Stavba celého okruhu je rozdělena do 11 úseků, z nichž 7 je již v provozu. Zbývající 4 úseky jsou v přípravě. [1] [2]

2.1.1 Historie a vývoj Pražského okruhu

První plány na stavbu silničního obchvatu kolem Prahy začaly vznikat již ve 30. letech 20. století. Původně se obchvat nazýval Pražský dálnicový okruh a jeho hlavním účelem bylo odklonění tranzitní dopravy z centra města. Praha totiž měla být uzlovým bodem, kde by se setkávaly všechny plánované dálnice v Čechách.

Po okupaci v roce 1939 převzaly dohled nad výstavbou dálnic na našem území německé úřady, došlo k rozdělení návrhů variant vedení okruhu, a to na variantu tzv. Českou, která se velmi podobala dnešním plánům okruhu, a tzv. Německou – tangentsní, ve které byly preferovány směry Lovosice – České Budějovice a Plzeň – Náchod. Dle tehdejšího návrhu referenta pro cizí tratě dálnic na Generálním inspektorátu německých silnic bylo v roce 1941 rozhodnuto o Německé variantě tangentsního řešení vedení okruhu kolem Prahy. Na jaře téhož roku byly jednotlivé stavební úseky zadány pražským firmám, ale realizace projektů byla zastavena v dubnu roku 1942, stejně jako byly zastaveny veškeré stavební práce na dálnicích na našem území. Tento zákaz platil až do konce války. Po jejím skončení byly postupně obnovovány práce na rozestavěné dálnici D1, ale práce na okruhu zahájeny nebyly. Projekt byl následně přepracován z tangentsního řešení na řešení okružní. Po roce 1950 však projekční i přípravné práce byly znovu ukončeny.

Projekt dálničního okruhu byl znovu obnoven v 60. letech. Během desítek let se ale Praha významně rozrostla a stavět okruh podle původních projektů už nebylo reálné. Začátkem 70. let byl zpracován Základní komunikační systém hlavního města Prahy, jehož součástí byl i Pražský okruh. První úsek SOKP byl dokončen a zprovozněn v roce 1983, plánované zprovoznění celého Pražského okruhu je v současné době plánováno na rok 2025 až 2026. Na obrázku č. 1 je zobrazeno schéma dokončených částí Pražského okruhu (znázorněny modře) a nedokončených částí (znázorněny červeně). [1] [2]



Obrázek 1: Schéma dokončených a nedokončených částí Pražského okruhu [5]

2.2 Městský okruh

Městský okruh je vnitřním ze dvou okruhů pozemních komunikací určených k odklonu dopravy z centra Prahy a je součástí radiálně okružního systému hlavního města Prahy. Jde o nejdůležitější stavbu městské dopravní infrastruktury v investici hlavního města Prahy. [3] [4]

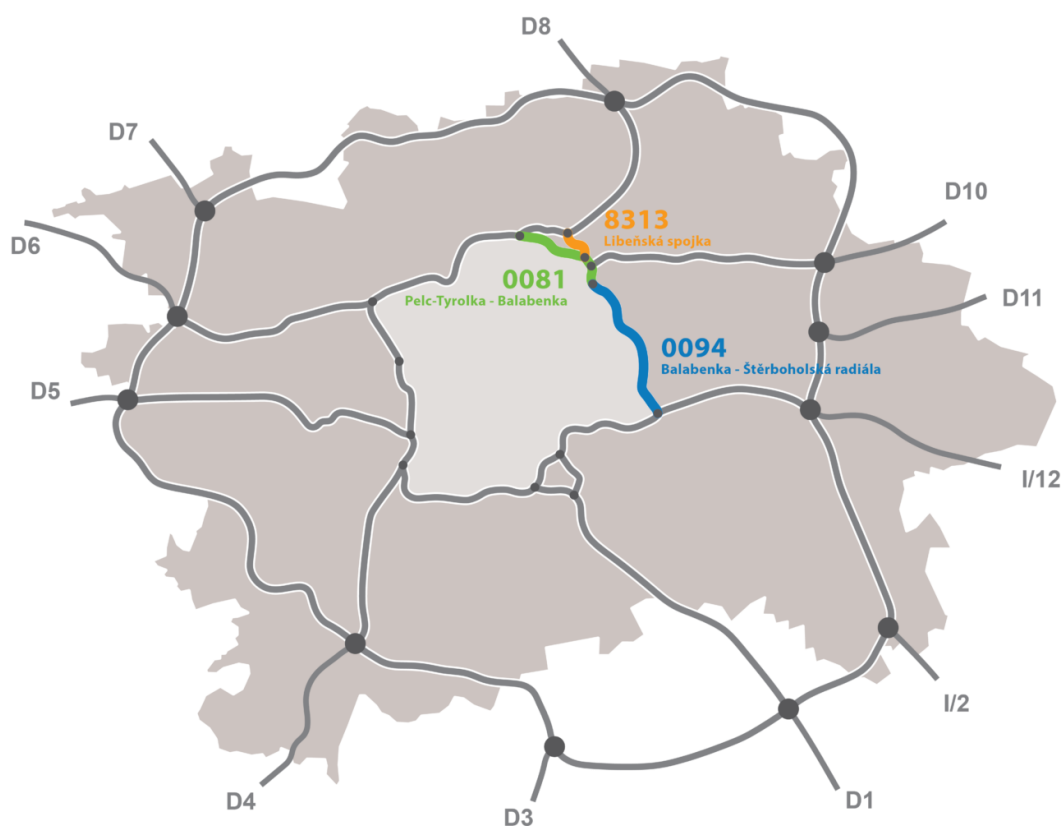
2.2.1 Historie a vývoj Městského okruhu

Podle původního plánu ze 60. let 20. století měly být kolem Prahy okruhy tři, a to vnitřní okruh (VMO), střední okruh (SMO) a vnější okruh (VO). Vnější okruh měl sloužit jako obchvat pro tranzitní dopravu a propojit dálnice a silnice vedoucí do

hlavního města. Střední okruh byl určen pro městskou a příměstskou silniční dopravu a vnitřní okruh pak měl vést z Holešovic kolem hlavního nádraží, přes Nuselský most na Smíchov. Měl pouze doplňkově obcházet nejužší centrum města a zbylá část byla totožná se středním okruhem.

Začátkem 70. let byla zpracována koncepce Základního komunikačního systému hlavního města Prahy (ZÁKOS). V roce 1990 bylo pak od záměru vnitřního okruhu upuštěno. Střední okruh byl přejmenován na Městský okruh a vnější okruh na Pražský okruh. Stopa komunikací z koncepce ZÁKOS byla víceméně převzata do dnes platného územního plánu z roku 1999. V tomto roce byla prosazena dostavba okruhu, ale s převedením téměř třetiny délky pod zem.

V současné době je okruh ze sedmdesáti procent dokončen. Zbývajících 10,2 km okruhu bude s největší pravděpodobností z velké části vedeno v ražených a hloubených tunelech tunelového komplexu Vlasta. Poslední nedokončený úsek je souborem tří staveb na sebe přímo navazujících: úseků Pelc-Tyrolka – Balabenka, Balabenka – Štěrboholská radiála a Libeňské spojky (viz obr. č. 2). Zahájení výstavby je plánováno na rok 2023 s předpokládanou dobou realizace 7 let. Ke zprovoznění celého

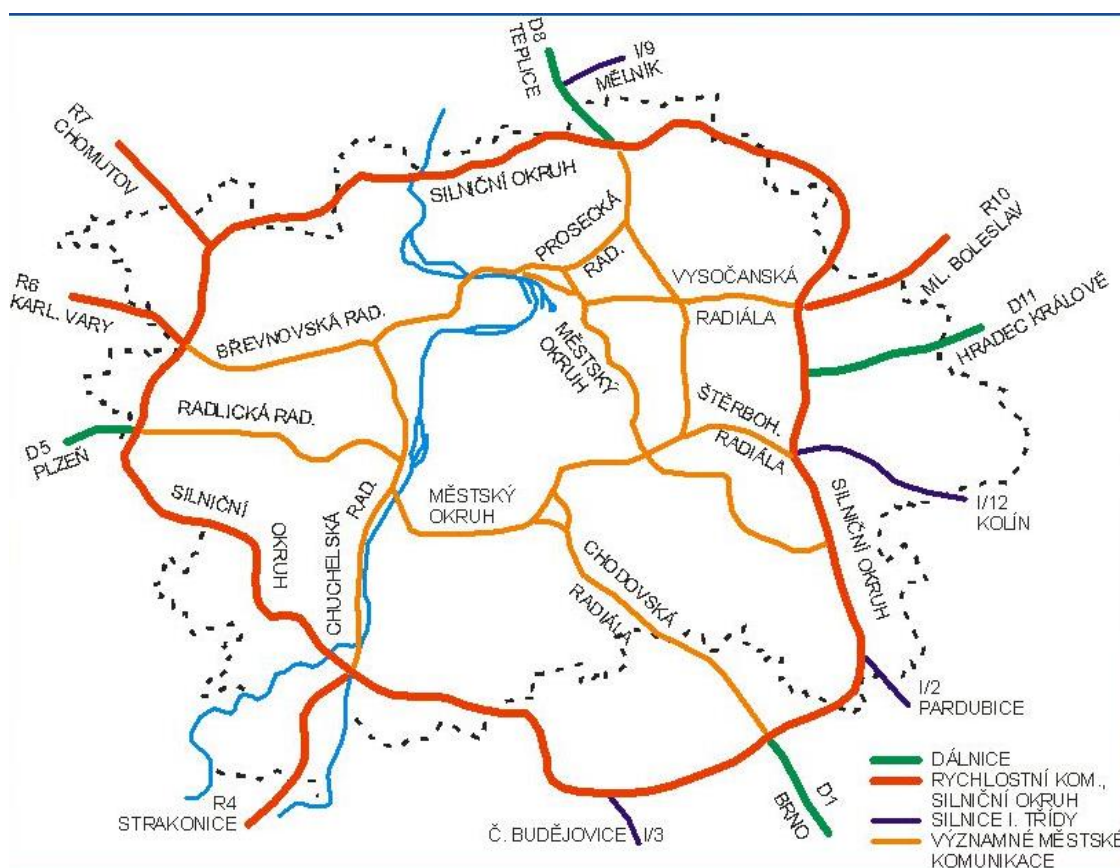


Obrázek 2: Schéma Městského okruhu a jeho nedokončených částí [3]

dokončeného Městského okruhu by tedy mělo dojít v roce 2030. [3] [4]

2.3 Radiály

Jak již bylo zmíněno výše, komunikační síť Prahy byla navržena jako radiálně okružní. Tato síť se sestává ze dvou okružních komunikací, vnějšího Silničního okruhu (SOKP) a vnitřního Městského okruhu (MO), a sedmi radiálních komunikací, které vycházejí z městského okruhu, propojují ho se silničním okruhem a dále navazují na dálnice a silnice I. třídy středočeského regionu.



Obrázek 3: Radiálně okružní systém komunikací v Praze [6]

Radiály jsou velmi důležitým prvkem okružní komunikační sítě. Bez vhodného propojení vnějšího a vnitřního okruhu nebude celá síť plnit své účely. Těmi jsou hlavně odklonění tranzitní dopravy, která je k hlavnímu městu vedena sítí dálnic a rychlostních silnic, zklidnění dopravy v centru hlavního města a s tím související preference MHD, cyklistiky a pěší dopravy v centru.

K radiálám patřícím do sítě hlavních komunikací v Praze patří Chuchelská radiála, Chodovská radiála, Štěrboholská radiála, Vysočanská radiála, Prosecká radiála, Břevnovská radiála a Radlická radiála. [4] [7]

2.3.1 Chuchelská radiála

Chuchelská radiála je v současnosti dokončená a v provozu. Začíná na mimoúrovňové křižovatce s Barrandovským mostem jako Strakonická ulice. Trasa je pak vedena na jih podél Vltavy okolo chuchelského závodiště. Následuje mimoúrovňová křižovatka s ulicí za Humny a pak Lahovický most. Radiála pokračuje dál do Lahovic k mimoúrovňové křižovatce s Pražským okruhem, za kterou plynule přechází v dálnici D4. Chuchelská radiála je dlouhá přibližně 6,2 km a je postavena v kategorii S 24,5. [7]

2.3.2 Chodovská radiála

Chodovská radiála byla dříve též označována jako Pankrácká radiála. V úseku mezi Jižní spojkou a mimoúrovňovou křižovatkou Spořilov je radiála ještě vedena jako ulice 5. května, od křižovatky Spořilov je již radiála součástí dálnice D1 (ulice Brněnská). Výstavba proběhla v období 1967 až 1971, do provozu byla uvedena 12. července 1971. Radiála měří cca 11 km, v úseku Jižní spojka – Spořilov je postavena v kategorii D 28,5/120 a v úseku Spořilov – Dobřejovice v kategorii D 34,0/120. [7]

2.3.3 Štěrboholská radiála

Štěrboholská radiála spojuje okruhy na východě Prahy. Oficiálním názvem v úseku Průmyslová – Pražský okruh je Štěrboholská spojka. Na jihozápadě radiála navazuje na Jižní spojkou a severovýchodně se napojuje na Pražský okruh, konkrétně úsek Satalice – Běchovice. V budoucnosti (po dostavbě navazující nedokončené části Pražského okruhu) je v místě napojení plánována mimoúrovňová křižovatka. Výstavba Štěrboholské radiály byla realizována ve dvou etapách. V 1. etapě byl postaven úsek Zahradní Město – Průmyslová ulice, který je z části součástí Městského okruhu. Ve 2. etapě byl realizován úsek Průmyslová ulice – Pražský okruh, který je postaven v kategorii M 24/80. Celkově oba úseky měří cca 7,2 km a jsou v provozu. [7]

2.3.4 Vysočanská radiála

Radiála začíná na MÚK Satalice, kde se kříží Pražský okruh s dálnicí D 10. Prochází mezi Satalicemi a Černým Mostem a pokračuje severně od Hloubětína, dále přes Vysočany v koridoru severně od železniční trati Praha – Nymburk. Na Městský okruh se napojuje v místě křížení ulic Čuprova se Sokolovskou.

Výstavba Vysočanské radiály začala v první etapě úsekem Průmyslový polookruh (Kbelská) – mimoúrovňová křižovatka Satalice. Výhledově se uvažuje o dostavbě, v současnosti je v provozu 5,6 km v kategorii MR 24,5/80, resp. R 24,5/100. [7]

2.3.5 Prosecká radiála

Prosecká radiála začíná na MÚK Pelc-Tyrolka u mostu Barikádníků. Městskou zástavbou vede jako ulice V Holešovičkách k mimoúrovňové křižovatce s ulicí Zenklova. Odtud pokračuje jako Liberecká ulice k mimoúrovňové křižovatce s ulicí Střeličná. Poté následuje mimoúrovňová křižovatka s Průmyslovým polookruhem, odkud pokračuje jako Cínovecká ulice východně od Ďáblic k mimoúrovňové křižovatce se silnicí II/243 v prostoru mezi Ďáblicemi a Březiněvsí, kde je v budoucnu plánované napojení Pražského okruhu D0. Končí za mimoúrovňové křižovatce Zdiby, kde plynule přechází v dálnici D8. Prosecká radiála je projektována ve čtyřpruhovém uspořádání kategorie MR 26,5/100 a šestipruhovém uspořádání D 34,0/120. [7]

Úsek radiály procházející městskou zástavbou jako ulice V Holešovičkách vede středem obytné čtvrti Rokoska a kolem Nemocnice na Bulovce. Toto území tak dlouhodobě trpí nepřijatelným překračováním limitů hluku a znečištění ovzduší. Z tohoto důvodu se zvedl tlak občanských sdružení na přenesení neúnosné dopravní zátěže pod povrch, aby tak došlo k maximálnímu zkvalitnění dopravy a životního prostředí v lokalitě Holešovičky a Vychovatelna. Záměr výstavby tunelu pod ulicí V Holešovičkách je v podstatě protihlukovým opatřením a představuje vysoce technicky a organizačně náročné dílo. Uliční prostor je pro výstavbu velmi stísněný, a proto bude nutné využít tzv. modifikovanou milánskou metodu výstavby hloubených tunelů, která spočívá ve vytvoření podzemních stěn v rýhách z povrchu, následném uložení stropu na tyto stěny a dále zpětným tvarováním terénu nad budoucím tunelem se znovuvvedením do provozu. Vlastní odtěžování profilu tunelu je pak prováděno čelně pod ochranou vybudovaných stěn a stropu za obnoveného provozu nad tunelem.

Výstavba tunelu je předpokládána po polovinách, vždy se zachováním částečné průjezdnosti ulicí V Holešovičkách. [14] [15]

2.3.6 Břevnovská radiála

Břevnovská radiála spojuje Městský okruh s Pražským okruhem a dálnicí D6. V roce 2001 byla zpracována Dopravní studie Břevnovské radiály, na základě které byla Břevnovská radiála stabilizována do územního plánu, a to ve dvou částech – jako etapa a výhled.

Rozdělení realizace Břevnovské radiály na dvě části – etapu a výhled je podloženo tím, že trasa je rozdělena do dvou homogenních úseků. Zatímco první část – etapa (od MÚK Řepy po křižovatku Vypich) prochází téměř nezastavěným územím a je řešena jako nová stavba „na zelené louce“, úsek výhled prochází naopak hustě zastavěným územím s obytnou zástavbou ve stopě stávající ulice Patočkova. Odklonění výhledového úseku do jiné polohy se jeví jako nemožné, neboť se pohybujeme v území plně zastavěném a zásadní roli v tomto případě hraje skutečnost, že všechny tři napojovací body – MÚK Řepy, Vypich a Malovanka jsou již postavené, popřípadě v pokročilém stádiu přípravy, a nelze je tedy změnit.

Břevnovská radiála je projektována v kategorii MS 20/60 a její délka je 6,907 km. Stavba je rozdělena na 4 úseky, které slouží hlavně pro lepší ilustraci variantních řešení. [7]

2.3.7 Radlická radiála

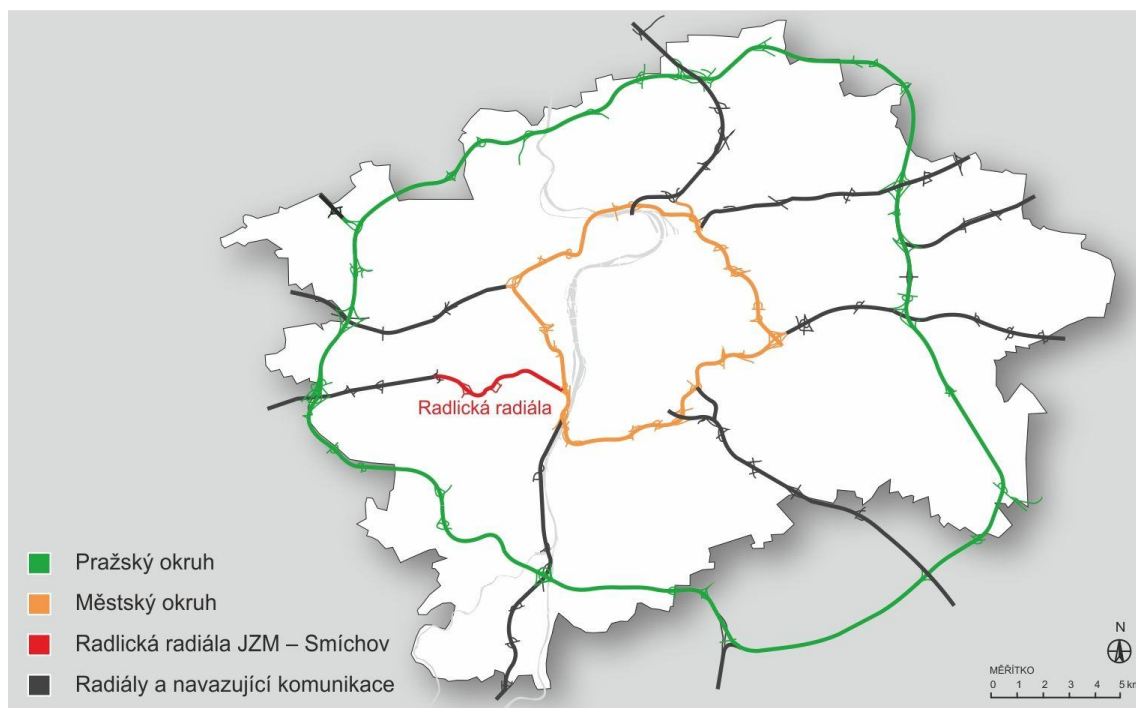
Radlická radiála bude v budoucnu sloužit k rychlému spojení centra Prahy s dálnicí D5 vedoucí do Plzně. V první etapě byla postavena v úseku Stodůlky – Třebonice (JZM – Třebonice). V druhé etapě je plánována výstavba v úseku Zlíchov – Stodůlky (JZM – Smíchov).

První úsek, JZM – Třebonice, byl postaven v letech 1979–1983 a celý zprovozněn v roce 1985. Byl pojmenován jako Rozvadovská spojka. Stavba začíná v místě osmičkovitého mimoúrovňového křížení s ulicí Bucharova ve Stodůlkách. Dále prochází Stodůlkami a vede jižně od Bavorské ulice až k mimoúrovňovému křížení s ulicí Jeremiášovou. Pokračuje k MÚK Chrást'any, v prostoru nákupní zóny Zličín,

a končí před MÚK Třebonice, kde plynule přechází v dálnici D5. Trasa je projektována v kategorii M 26,5/100 a měří 4,4 km.

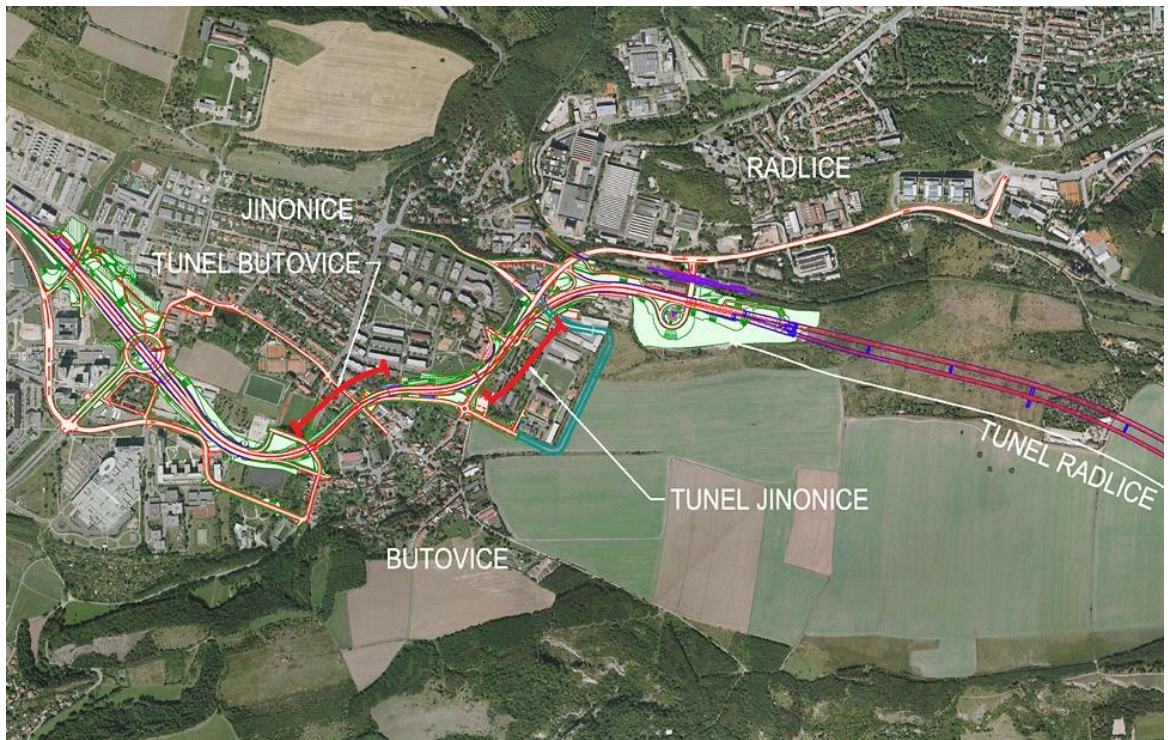
Druhý úsek, stavba JZM – Smíchov, je prodloužením Rozvadovské spojky a propojuje tak silniční a městský okruh. Celková délka řešeného úseku je 5,409 km, z toho 2,68 km bude vedeno ve volné trase a zbylá část v tunelech. Úsek je navržen jako čtyřpruhová směrově rozdělená místní sběrná komunikace s přídatnými pruhy dle potřeby v kategorii MS 4 cdk – /24,5/80 (km 0,0 – 1,4) a MS 4 dk – /20/ 70 (km 1,4 – tunel Radlice). Trasa je napojena na nižší komunikační síť prostřednictvím pěti mimoúrovňových křižovatek – MÚK Bucharova, MÚK Řeporyjská, MÚK Butovice a MÚK Jinonice a prostřednictvím MÚK Zlíchov na městský okruh v prostoru Zlíchovského tunelu. Na trase jsou navrženy celkem tři tunely – hloubené tunely Butovice (348 m) a Jinonice (356 m) a ražený tunel Radlice (2202,5 m).

Úsek začíná na plánované mimoúrovňové křižovatce s Městským okruhem na Zlíchově. Odtud vede tunelem pod železniční tratí Praha – Hostivice a Radlicemi. Tunel ústí na Radlické ulici u stanice metra Radlická, kde je plánována MÚK. Odtud vede do Jinonic po stávající Radlické ulici, která bude zrekonstruována. Pokračuje k další MÚK navrhované u stanice metra Jinonice a dál k mimoúrovňovému křížení ulic Radlická a Novoveská, kde se radiála odklání od Radlické ulice. Dále trasa vede kolem autobusové zastávky Nové Butovice, kde je též plánována MÚK. Na první úsek se napojuje v místě mimoúrovňového křížení s ulicí Bucharova ve Stodůlkách. [7] [8] [9]



Obrázek 4: Znárodnění Radlické radiály v konceptu radiálně okružního systému hlavního města Prahy. [8]

Návrh radiály se třemi tunely se nesetkal s kladným přijetím mezi občany. Po jednáních s občanskými sdruženími a schůzce s náměstkem dopravy vzešla jako nejvhodnější varianta, ve které byly tunel Jinonice a tunel Butovice (zobrazeny na obrázku č. 5) spojeny do jednoho tunelu označeného jako Tunel Jinonice. Využití území souvisejícího se zakrytým mezitunelovým úsekem sleduje především cíl výhledové přeměny prostoru Radlické ulice na plnohodnotnou městskou třídu, případné zřízení městské zeleně, veřejně přístupných hřišť přírodního charakteru, dětských hřišť, cyklistické stezky a pěších komunikací. Odstraněním mezitunelového úseku také dojde ke zlepšení hlukové a exhalační situace, na nové Radlické ulici dojde k poklesu intenzit automobilové dopravy, a tím bude umožněna úprava chodníků tak, aby více reflektovali pěší vazby v území. Tato varianta se nyní nachází v poslední fázi schvalování. [8]



Obrázek 5: Původní návrh radiály s oddělenými tunely Jinonice a Butovice [3]

V rámci této diplomové práce bude proveden návrh a posouzení primárního a sekundárního ostění tunelu Radlice. Následně budou navrženy trhací práce a geotechnický monitoring pro tuto stavbu.

3 Metody výstavby tunelů

Podzemní díla můžeme dle způsobu jejich provádění dělit na ražená a prováděná z povrchu.

U ražených podzemních děl probíhá celá výstavba v podzemí bez zásahu do nadloží. Tento typ se uplatňuje především u podzemních děl uložených ve větší hloubce, lze ho ale použít i u mělce položených tunelů, což umožní snížit negativní účinky na životní prostředí.

Podzemní díla prováděná z povrchu jsou nejčastěji budována v otevřené jámě a po dokončení zasypána – tyto díla se pak nazývají hloubené tunely. Tato metoda se nejčastěji používá u objektů s nízkým nadložím nebo budovaných bezprostředně pod povrchem. [18]

3.1 Ražená podzemní díla

Metody pro realizaci ražených tunelů můžeme rozdělit do dvou základních postupů, a to na konvenční tunelování neboli cyklický postup ražby a na kontinuální strojní tunelování neboli plynulý postup ražby, u kterého probíhá realizace pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů různých druhů, které kontinuálně rozpojují horninu najednou v celé čelbě tunelu bez použití trhacích prací a umožňují současné budování tunelového ostění.

U cyklického postupu ražby se pravidelně opakují operace, které jsou součástí jednoho cyklu a umožňují postup o jeden pracovní záběr. Rozpojování hornin se provádí u hornin s menší pevností pomocí tunelových fréz, tunelovacích bagrů nebo impaktorů, u hornin vyšších pevností pak pomocí trhavin. Mezi současné metody konvenčního tunelování patří například *Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM)*, *ADECO RS*, *Metoda obvodového vrubu s předklenbou (Perforex)*, *Metoda Lasershell*, *Metoda čelního odtěžování* a další. [18]

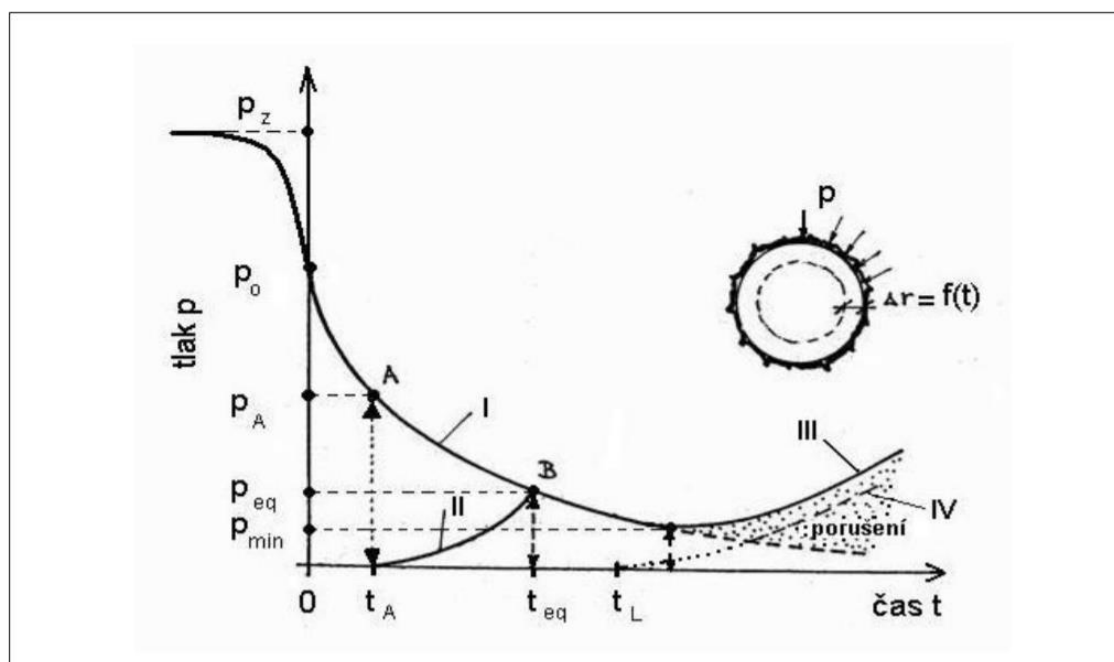
3.1.1 Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM)

NRTM je tunelovací metodou s dvouplášťovým ostěním, která využívá vlastní nosné schopnosti horninového masivu. Té je využito spolupůsobením s primárním (provizorním) ostěním, které je poddajné a jehož dokonalá aktivace neumožní porušení

a rozvolnění horniny, čímž dojde k ustálení sil v okolí výrubu do rovnováhy. Sekundární (definitivní) ostění pak zajistí stabilitu díla po celou dobu jeho životnosti a realizuje se s časovým odstupem i několika měsíci.

Tato tunelovací metoda patří mezi technologie aplikující tzv. *observační metodu navrhování konstrukcí*, která spočívá ve sledování vybraných monitorovaných veličin a následném upravování původního návrhu konstrukce na základě jejich analýzy.

Nová rakouská tunelovací metoda využívá poznatku, podle něhož se tlak na výstroj zmenší, jestliže výstroj popustí. Graficky je tento poznatek zachycen tzv. *Fenner-Pacherovou křivkou* (obrázek č. 6), která zobrazuje průběh reakce horninového masivu na vzrůst deformací provedeného výrubu. Z jejího průběhu je vidět, že horninový tlak působící na výrub klesá se zvětšující se deformací. Deformace však nesmí překročit mez, za kterou dochází k porušení horniny a k nárůstu tlaku na ostění. Křivka reakce horninového masivu je pouze schematická, ve skutečnosti má odlišné tlakové i deformační parametry v různých bodech na obvodě výrubu. [18] [19]



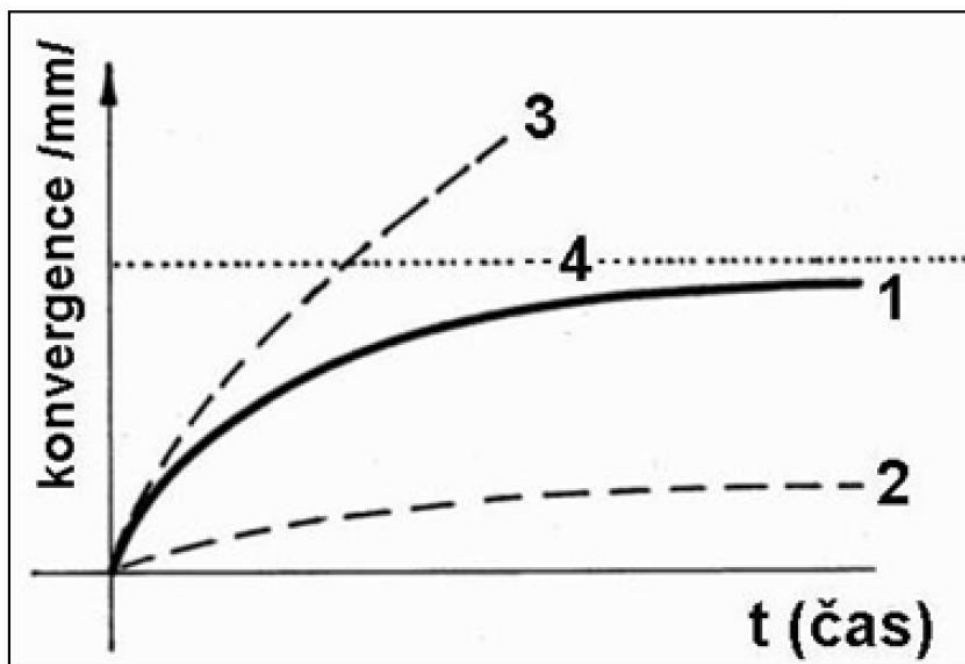
Obrázek 6: Fenner-Pacherova křivka [18]
 I – křivka horninového masivu (F.-P. křivka)
 II – křivka reakce včas zabudované výztuže
 III – nárůst tlaku z porušení masivu
 IV – křivka reakce pozdě zabudované a příliš poddajné výztuže

„Praktické uplatnění zmíněné zásady zmenšujících se tlaků na výrub při jeho deformacích tkví v tom, že po vyražení záběru, ještě než dojde k vytvoření primárního

ostění, proběhnou do času t_A určité deformace výrubu, které sníží velikost horninového tlaku z hodnoty p_0 , která odpovídá snížení původní geostatické napjatosti $p_z = \gamma h$ způsobenému vlivem deformací masivu proběhlých před čelbou tunelu (křivka I), na ještě nižší hodnotu p_A (bod A křivky I). Líc výrubu se v tomto čase opatří primárním ostěním ze stříkaného betonu, které je obvykle poměrně tenké. Po nastříkání beton primárního ostění teprve nabývá v čase na pevnosti, a tudíž dovoluje další deformace, které jsou potřebné podle Fenner-Pacherovy křivky k ještě podstatnějšímu snížení horninového tlaku. Vzhledem k narůstajícím deformacím výrubu vzrůstá i namáhání primárního ostění (křivka II), a to až do vyrovnání velikosti klesajícího horninového tlaku s velikostí vzrůstajícího namáhání ostění, kdy se celý proces zastaví v rovnovážném stavu na hodnotě p_{eq} (bod B v průsečíku křivek I a II). Bod C na křivce reakce horninového masivu (I) určuje minimální hodnotu p_{min} tzv. pravého horninového tlaku, odpovídajícího pružnému přetváření horniny. Pokud je výrub ponechán bez výstroje příliš dlouho, vzniknou nadměrné deformace, které způsobí porušení horninového masivu v okolí výrubu (plastické přetváření horniny). Zatížení výrubu začne od bodu C, na rozdíl od předchozího průběhu, vzrůstat tlakem horniny v porušené oblasti – tzv. nepravý horninový tlak (křivka III). Pokud by bylo primární ostění instalováno příliš pozdě v čase t_L , křivka reakce výztuže (IV) se neprotne s křivkou tlaku z porušení (III), což znamená, že nedojde k vytvoření rovnovážného stavu a bez účinné úpravy způsobu vyztužení hrozí kolaps výrubu i s primárním ostěním.“ [18]

Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem tloušťky cca 100 až 400 mm. Volba jeho tloušťky závisí na velikosti výrubu a vlastnostech horninového masivu. Stříkaný beton je vyztužen sítěmi při obou povrchích a příhradovými výztužnými nosníky v každém záběru. Pro zlepšení pevnosti horninového masivu je primární ostění kombinováno s radiální svorníkovou výztuží. Délka záběru, tloušťka primárního ostění a délka kotvení horninového masivu je projektována pro jednotlivé technologické třídy výrubu, které jsou operativně určovány dle kvality horninového masivu zjištěné při geologickém sledování výrubů při ražbě. [18] [19]

Snižování horninového tlaku, které vede k dosažení rovnovážného stavu s namáháním primárního ostění, se sleduje monitoringem deformací líce primárního ostění, tzv. konvergencí ostění. Její ustalování v čase k limitní hodnotě dané statickým výpočtem ukazuje správný průběh procesu vedoucímu k dosažení rovnovážného stavu a zaručuje, že únosnost primárního ostění je správně využita.



Obrázek 7: Schéma možných průběhů konvergenčí [18]

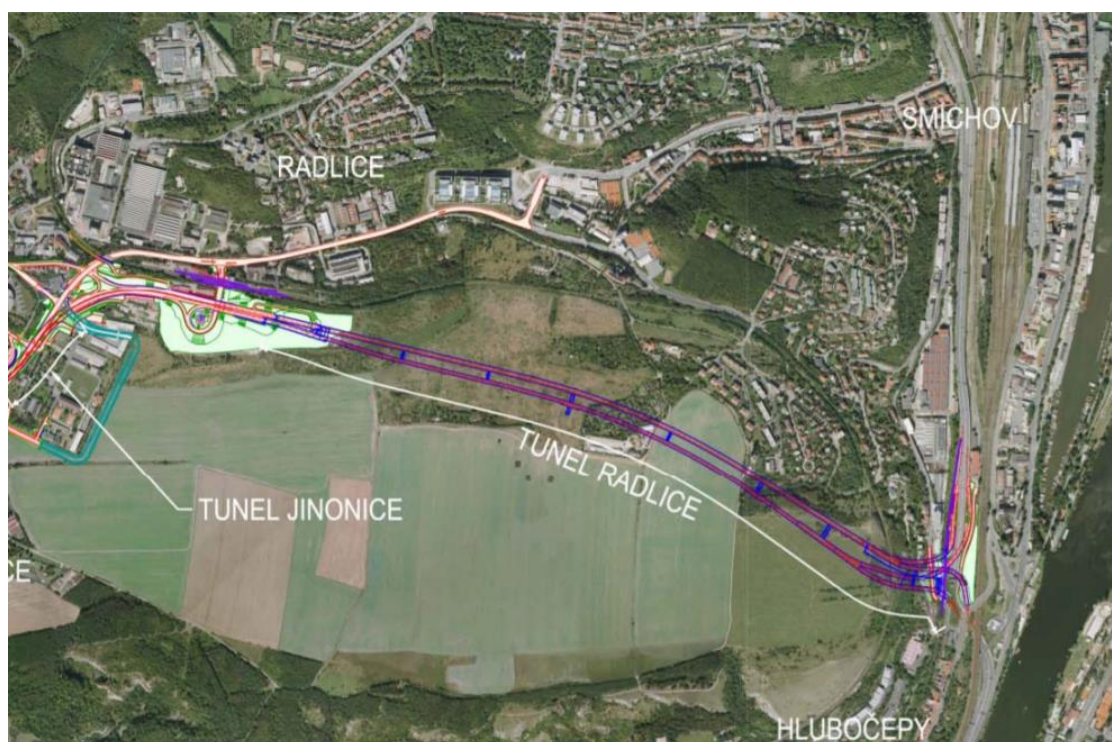
- 1 – správný průběh konvergenčí
- 2 – ražba probíhá v lepší technologické třídě výrubu → možno zeslabit primární ostění
- 3 – ražba probíhá v horší technologické třídě výrubu → nutno provést stabilizační opatření před dosažením limitní hodnoty
- 4 – limitní hodnota ustálených konvergenčí stanovená statickým výpočtem

Pokud průběh konvergenčí probíhá podle křivky 3 na obrázku č. 7, probíhá ražba v horší technologické třídě výrubu, než bylo uvažováno, a je nutné ještě před dosažením limitní hodnoty deformace realizovat některá z možných stabilizačních opatření, například posílení radiální výztuže, zkrácení záběru, členění čelby, uzavírání dílčích výlomů spodní klenbou, použití ochranných deštníků z mikropilot, případně subhorizontálních sloupů tryskové injektáže atd. [18]

4 Tunel Radlice

4.1 Popis území

Tunel Radlice má být situován v městské části Praha 5. Začíná na plánované mimoúrovňové křižovatce s Městským okruhem na Zlíchově. Odtud vede na západ pod železniční tratí Praha – Hostivice a Radlicemi. Tunel ústí na Radlické ulici u stanice metra Radlická, kde se napojuje na navrženou MÚK Jinonická. Poloha tunelu je zřejmá z mapy na obr. č. 8. Přehledná situace tunelu pak tvoří přílohu č. 1.



Obrázek 8: Mapa s umístěním tunelu Radlice [8]

4.2 Geomorfologie

Stavba tunelu Radlice se nachází území patřícímu k Pražské plošině. Povrch území je velmi členitý, což je výsledkem denudace křídové paroviny a eroze Vltavy a jejích přítoků. Reliéf křídové paroviny zůstal zachován při jihovýchodním okraji území v prostoru Dívčích hradů. Původní morfologie terénu byla také narušena vlivem lidské činnosti, a to např. navážkami pro terénní úpravy a výstavbu, rozsáhlými vápencovými lomy a hliništi, zářezy a násypy železničních tratí. Nejvyšší nadmořská výška území se pohybuje kolem 335 m n. m., nejnižší pak okolo 225 m n. m. a to na Zlíchovské straně. [10]

4.3 Geologické poměry v místě řešeného tunelu

„Tunel Radlice (dvě subparalelní tunelové trouby) je situován do skalního podloží starších prvohor Barrandienské synklinály, a to:

- do *siluru* – v malé míře ve východní části tunelu v oblasti ramp (*liteňské souvrství* v délce cca 100 m), v podstatné míře ve střední a západní ražené části tunelu (*liteňské, kopaninské a přídolské souvrství*) v délce cca 1400 m,

- do *devonu* – ve východní části ražených tunelových trub (*dvorecko-prokopské a lochkovské souvrství*) v délce cca 500 m,

- do *ordoviku* – pravděpodobně v nejzápadnější části tunelu.

Inženýrskogeologické poměry v zájmové oblasti jsou velmi složité. Variským (hercynským) vrásněním na konci prvohor byly ordovické, silurské a devonské horniny silně deformovány a tektonicky postiženy, což je v širším zájmovém území výrazně patrné na všech horninových výchozech přirozeného i antropogenního původu. Zastižené typy hornin dokumentují střídání měkkých a tvrdých hornin, což je typické pro stratigrafické periody staršího paleozoika v geologii pražského regionu.

Liteňské souvrství, tvořené nejstaršími silurskými horninami v Barrandienu (*stupeň wenlock*), je zastoupeno jílovitými, prachovitými a vápnitými břidlicemi. Vyznačují se tenkou vrstevnatostí, středním až silným tektonickým porušením s tendencí k rychlému větrání, při němž se mění až na jílovitou hlínu s horninovými střípky a ostrohrannými úlomky. Patří k horninám středně pevným, s plastickým přetvářením a krátkodobou stabilitou v nevyztužených záběrech (řádově hodiny).

Kopaninské souvrství silurské (*stupeň ludlow*) je faciálně velmi rozmanité. Tvoří jej střídající se vápnité břidlice a s polohami vápenců, jílovité břidlice, tufitické břidlice a bazaltové tufy, jejichž geomechanické parametry jsou značně variabilní. Vulkanická facie je nestejnorodá, náchylná ke zvětřování, facie vápencová je tvořena těžce rozpojitelnými horninami se střední až vysokou pevností.

Přídolské souvrství zastupuje nejmladší silurské horniny v zájmové oblasti (*stupeň přídol*). Je tvořeno deskovitě vrstevnatými vápenci (vysoká pevnost) s vložkami vápnitých břidlic (nízká pevnost).

Dvorecko-prokopské souvrství (*stupeň prag*) tvoří deskovitě až lavicovitě vrstevnaté vápence s vložkami jílovitých a vápnitých břidlic. Jsou silně provrásněné, středně

rozpukané, pomalu větrají. Patří k nejpevnějším horninám v zájmové oblasti, přetvářejí se spíše křehce, v nevyztuženém záběru se jako celek vyznačují delší dobou stability (řádově dny). Volné horninové klíny, tvořící se mezi plochami diskontinuity, však vedou ke tvorbě geologicky podmíněných nadvýlomů, při zapadání ploch diskontinuity do čelby se tato stává nestabilní, a to zejména v případě jejího zvodnění. Obdobný charakter má *souvrství lochkovské*.

Jednotlivé horniny skalního podkladu budou mít podél trasy tunelu, vzhledem k intenzivnímu provrásnění, s velkou pravděpodobností výrazně proměnlivé vlastnosti pevnostní i přetvárné. To není z hlediska tunelování jev příznivý, neboť změna geomechanických parametrů, které jsou podstatné pro bezpečné provádění tunelovacích prací, je bezprostředně po provedení záběru při ražbě obvykle nesnadno identifikovatelná.

Jako velmi negativní a nebezpečný z hlediska tunelování v zájmové oblasti je nutno posuzovat fakt, že v obou zastižených devonských souvrstvích (dvorecko-prokopském a lochkovském) i v nejmladším silurském souvrství (přídolském) lze pokládat za jednoznačně prokázanou existenci krasových jevů. Hluboká krasová deprese, vyplněná zvodněnými nesoudržnými sedimenty, byla v zájmové oblasti nafárána v r. 1981 při ražbě splaškového sběrače „P“, a to v hloubce 100 m pod povrchem území. Po průvalu zvodnělých sedimentů podzemního díla vznikla v horninovém masivu kaverna o velikosti 800 až 1000 m³. Přítok vody do sběrače činil po průvalu cca 50 ls⁻¹, postupně se přítok z načepované zvodně zmenšil do jednotek ls⁻¹. V rámci doplňujícího IG průzkumu pro splaškový sběrač „P“ byly v roce 1983 dokumentovány v zájmové oblasti v cca 100 m hlubokých vrtech další krasové dutiny až kaverny, vyplněných zvodněnými zeminami. Je nutno s plnou vážností vnímat skutečnost, že splaškový sběrač „P“, na jehož podzemní trase byly rizikové krasové jevy prokázány, křížuje tunel Radlice v km 0,884 v hloubce 25 m pod jeho počvou. Nahodilý výskyt krasových jevů nelze vyloučit nejen v celé oblasti devonského souvrství, ale ani v souvrství silurském.“
[11]

4.4 Hydrogeologické poměry a agresivita prostředí

„Generelně lze podzemní vodu v zájmovém území řadit ke dvěma typům:

- podzemní voda v prostředí s průlinovou propustností (v kvartérních prokryvných útvarech) - předpokládaná kvartérní zvodně v deluviálních

sedimentech v oblasti ul. Křížová nebyla při hydrogeologickém průzkumu a dlouhodobém měření ve vrtu HJ 2a prokázána

- podzemní voda v prostředí s puklinovou propustností v horninách skalního podloží

Terasové sedimenty, jako i další pokryvné útvary (spraše, deluviální sedimenty apod.) byly v nejnižší části trasy bez vody (na základě HG průzkumu a na základě měření mezi roky 2014-2017 ve vrtu HJ 2a). Nebyla tedy zastižena žádná zavěšená zvodeň v pokryvných útvarech, která byla předpokládána z archivních materiálů. Všeobecně je ustálená hladina podzemní vody až ve skalním podloží.

V prostředí s puklinovou propustností nelze hovořit v pravém slova smyslu o souvislém horizontu podzemní vody, neboť voda se pohybuje pouze v otevřených odlučných spárách. Poměrně nejspolehlivěji lze úroveň hladiny podzemní vody interpretovat v polohách navětralé, úlomkovitě až kusovitě rozpadavé horniny. V hlubších partiích, kde se komunikační cesty pozvolna uzavírají je pohyb omezen již jen na významnější pukliny, zkrasovatělé pukliny, příp. tektonická pásma. V horninách skalního podloží je velmi malá zásoba vody a dochází proto obvykle k rychlému poklesu vydatnosti během čerpání.“ [10]

Hydrogeologické poměry jsou tedy poměrně komplikované. „Ve skalním podloží s puklinovou propustností budou nižší přítoky v souvrství měkkých liteňských jílovitých a prachovitých břidlic, jejichž pukliny jsou většinou sevřené a propustnost je velmi nízká (koeficient propustnosti $k = 1 \cdot 10^{-7}$ až 10^{-8} ms^{-1}). Vydatnost přítoků se bude pravděpodobně pohybovat v prvních ls^{-1} . Ve vrstvách tvrdých dvoreckoprokopských vápenců je větší množství rozpuštěných poloh s rozevřenými puklinami, masiv je lokálně propustnější a předpokládaná vydatnost přítoků se bude pravděpodobně pohybovat v prvních desítkách ls^{-1} . Lokálně zvýšená puklinová propustnost způsobuje zkrasovatění vápencového prostředí. Nutno proto důvodně předpokládat, jak již bylo zmíněno, existenci silně zvodněných krasových kolektorů, závrtů či kaveren, které mohou opakovaně ohrožovat ražbu tunelů průvalem vody a silně zvodnělé nesoudržné zeminy.“ [11]

„Z chemicko-fyzikálních rozborů podzemních vod odebraných v rámci podrobného inženýrskogeologického průzkumu ve štole vyplývá, že zastižené podzemní vody ve skalním podloží devonských hornin (převážně vápenců) a silurských hornin (břidlice

s polohami vápenců) jsou dle ČSN PENV 206–1 v kategorii slabé agresivity XA1 až střední agresivitu XA2.

Pro návrh konstrukce tunelů Radlice doporučujeme v celé jejich délce uvažovat se střední agresivitou XA2.“ [10]

4.5 Inženýrskogeologický průzkum

K zásadním úkolům inženýrskogeologického průzkumu prováděného u podzemních staveb patří:

- jasný popis geologické stavby zájmové oblasti, určení litologických a stratigrafických rozhraní, petrografický popis zastižených hornin, stupeň jejich zvětrání a jejich tektonické porušení;
- posouzení stability území v zájmové oblasti;
- stanovení fyzikálně-mechanických charakteristik zastižených hornin, případně horninového masivu;
- doporučení optimální tunelovací metody a technologických postupů výstavby;
- předpoklad stabilitního a deformačního chování masivu při ražbě;
- stanovení rozpojitelnosti hornin, jejich vrtatelnosti a abrazivity;
- posouzení rubaniny z hlediska vhodnosti použití do násypů a zásypů;
- předpoklad vlivu tunelování na povrchovou zástavbu;
- stanovení hydrogeologického chování masivu a posouzení korozní situace.

V příznivých inženýrskogeologických poměrech, kdy se jedná o málo proměnlivé masivy pevných hornin s absencí poruchových pásem a krasových jevů, je možno tyto základní úkoly podrobného průzkumu pro podzemní stavby realizovat pouze pomocí svislých jádrových vrtů, vedených z povrchu území úměrně hluboko pod počvu podzemního díla. Pouhý vrtný průzkum však může být z důvodu malé četnosti průzkumných vrtů a jeho bodový charakter považován za nedostatečný a je zatížen velkou mírou nejistoty. Ve velmi složitých geologických podmínkách, které se vyskytují i v oblasti Tunelu Radlická, se proto většinou realizuje i průzkum štolou. [11]

4.5.1 Průzkumná štola

Průzkumná štola je kontinuální průzkumnou metodou, kterou můžeme získat jak znalosti o geologické stavbě horninového masivu, tak identifikovat anomálie v prostoru plánované výstavby podzemního díla, jeho předpolí a blízkém okolí. Pro tento záměr se používá kombinace subhorizontálních jádrových předvrtů, radiálních vrtných vějířů a geofyzikálních metod. Při ražbě průzkumné štoly jsou získány zásadní poznatky o stabilitním a deformačním chování masivu. Průběžně prováděné inženýrskogeologické a geotechnické sledování výrubů, puklinové diagramy s charakteristikami diskontinuit, evidence přítoků podzemní vody, poznatky ze zkoušek horninového masivu „in situ“ a monitoring deformací výrubu a nadloží umožňují provést statický návrh technologie ražby plného tunelového profilu.

Důležitou předností průzkumu prováděného průzkumnou štolou je přímé zjištění stability nevyztuženého záběru a čelby při ražbě, ověření deformačního chování výrubu, ověření tendence horninového masivu ke tvorbě nadvýlomů, vyzkoušení technologie rozpojování horniny a výztužných prvků a posouzení maximální možné rychlosti ražby. Je však třeba mít na paměti tzv. vliv měřítka, daného poměrem mezi velikostí výrubu průzkumné štoly a velikostmi dílčích výrubů členěné čelby konečného díla. Oproti ražbě průzkumné štoly se stabilitní a deformační chování u větších výrubů se často znatelně zhoršuje a tendence k tvoření nadvýlomů u rozpukaných masivů narůstá.

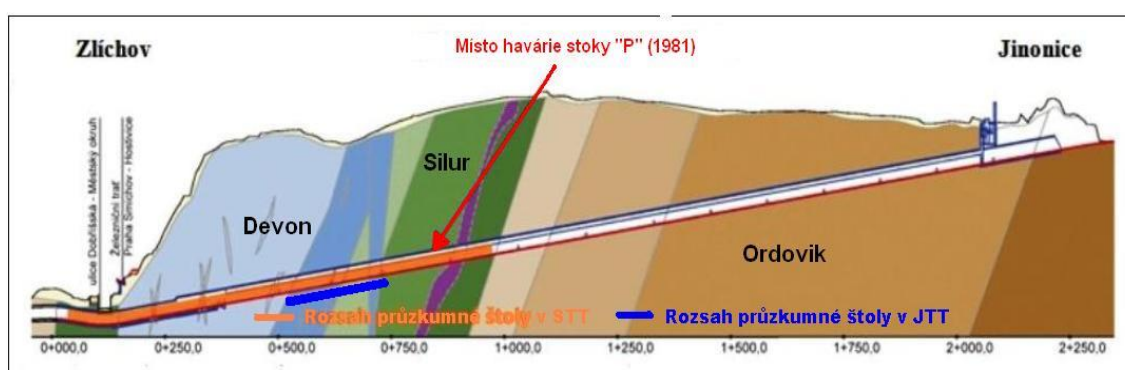
Při ražbě průzkumné štoly lze posoudit i vrtatelnost a rozpojitelnost hornin, jejichž vliv na provádění trhacích prací a tím na rychlost postupu ražby je významný. Při ražbě velkého tunelu působí vyražená průzkumná štola jako volná plocha v čelbě tunelu, což usnadňuje trhací práce a snižuje spotřebu trhavin. Zároveň štola zmenšuje objem rozpojované rubaniny, což také umožňuje zvýšení rychlosti ražby. [11] [12]

„Průzkumnou štolou se přímo ve výrubu ověřuje hydrogeologické chování masivu. Zvodnění masivu negativně ovlivňuje mechanické vlastnosti hornin, což snižuje stabilitu výrubu nepřímo úměrně ke zvyšování přítoků do díla. V případě zastižení zvodně se sleduje její vydatnost daná velikostmi přítoků a dobou jejich trvání. Při průzkumu je žádoucí stanovit úseky pravděpodobných přítoků do budoucího tunelu a odhadnout jejich velikost a povahu.

Nebezpečí zvýšených přítoků hrozí v rozpukaných pevných horninách a zlomových poruchách. Nejnebezpečnější jsou již zmíněné krasové útvary s možnými průvaly

zvodnělých nesoudržných hornin. Pro jejich pravděpodobném výskytu je vhodné provádět geofyzikální měření, která umožňují při opakované indikaci dvěma až třemi geofyzikálními metodami věrohodné stanovení markantních nehomogenit, poruchových pásem, dutin a kaveren. Verifikační průzkum nebezpečných zón s geofyzikálně indikovanými anomáliemi lze provést ze štoly pomocí čelních a radiálních vrtů.“ [11]

Pro stavbu Radlická radiála JZM – Smíchov byl podrobný inženýrskogeologický průzkum prováděn prostřednictvím ražené průzkumné štoly v severní tunelové troubě (dále STT) a stejný postup byl posléze navržen i na 180 m dlouhém úseku jižní tunelové trouby (dále JTT). Podélný geologický řez tunelem Radlice včetně schématického znázornění rozsahu průzkumných štol je zobrazen na obrázku č. 9.



Obrázek 9: Podélný geologický řez tunelem Radlice [13]

Před ražbou průzkumné štoly byl pro získání přehledu o zásadním charakteru horninového prostředí vzhledem k důvodným obavám z tektonických poruch a možného výskytu ražbu ohrožujících krasových jevů proveden rozsáhlý geofyzikální průzkum. Bylo provedeno šest typů geofyzikální metod – refrakční seismika, reflexní seismika, seismická tomografie, odporové sondování, kombinované elektrické profilování a gravimetrie. [13]

„Geofyzikální průzkum anomálních zón byl prováděn z povrchu území ještě před ražbou průzkumné štoly v STT (při ražbě průzkumné štoly je další geofyzikální průzkum prováděn z radiálních vrtů využívaných pro presiometrické zkoušky). Indikace dvěma až třemi geofyzikálními metodami ukázaly v předstihu řadu problematických úseků, markantních nehomogenit, poruchových pásem a krasových jevů v horninovém masivu v STT. Rozšířením geofyzikálních měření jižním směrem se ukázalo, že výskyt krasových jevů lze očekávat i v prostoru JTT.

Jako rizikové úseky z geofyzikálních měření byly stanoveny pro STT i JTT:

- km cca 0,500 až 0,650 (staničení STT) – dokumentována existence zkrasovatělých oblastí ve vápencích lochkovského souvrství (devon).
- km cca 0,650 až 0,750 (staničení STT) – kontaktní zóna devonu a siluru. Průběh tektonicky predisponované morfologické terénní deprese směřuje k místu havárie a závalu stoky „P“ v roce 1981, kde byly na styku zmíněných stratigrafických period zastiženy hluboké krasové jevy vyplněné zvodněnými zeminami.

Třetí riziková oblast byla stanovena v ordovických horninách v STT za koncem průzkumné štoly:

- km cca 1.100 až 1.200 (staničení STT) – rozsáhlá poruchová zóna zasahující do značné hloubky (až 80 m) přímo v trase tunelu.“ [13]

Průzkumnou štolou byla v km 0,517 dokumentována zkrasovatělá porucha s částečnou písčito-jílovitou výplní. Po nafárání této poruchy se otevřel soustředěný přítok podzemní vody (krátkodobě až cca 40 ls⁻¹), což vedlo k zatopení a zanesení počvy průzkumné štoly (viz obrázek č. 10). [13]



Obrázek 10: Zkrasovatělá porucha v km 0,517. [13]

Při dalším postupu ražby se proto začaly systematicky realizovat jádrové předvrty, jejichž úkolem bylo predikovat před čelbou průzkumné štoly případné rozsáhlejší krasové kaverny, jejichž zvodnělá výplň by při nafárání ohrožovala bezpečnost a zdraví pracovníků v podzemí.

Během ražby průzkumné štoly, resp. jejího rozšíření do JTT, bylo odebráno celkem 44 vzorků hornin ze štoly v STT a 11 vzorků hornin z rozšíření štoly do JTT pro zkoušky základních indexových vlastností hornin, zahrnujících zjištění přirozené vlhkosti a pevnosti v prostém tlaku. Na základě výsledků provedených zkoušek bylo realizováno geotechnické zhodnocení hornin. Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích horninového materiálu odebraných v průběhu ražby na čele výrubu je zobrazen na obrázcích č. 11 a 12.

| Staničení trasy / tunelové metry | typ horniny | pevnost v tlaku σ_c [MPa] | zařídění podle ČSN 73 6133 / ČSN P 73 1005 |
|---|--|-------------------------------------|--|
| Průzkumná štola v STT | | | |
| km 0,088.0 / 5,0 tm | mikritický vápenec (LIT) | 72,2-149 (\varnothing 97,8) | R2 |
| km 0,088.0 / 5,0 tm | prachovitajilovitá břidlice (LIT) | 10,3-16,4 (\varnothing 13,3) | R4 |
| km 0,117.5 / 34,5 tm | prachovitá břidlice (LIT) | 25,3-26,8 (\varnothing 26,6) | R3 |
| km 0,131.1 / 48,1 tm | mikritický vápenec (LIT) | 69,8-128 (\varnothing 89,1) | R2 |
| km 0,147.2 / 64,2 tm | prachovitajilovitá břidlice (KPN porucha) | 2,7-7,1 (\varnothing 4,3) | R5 |
| km 0,147.2 / 64,2 tm | vápenec až vápnitý prachovec (KPN) | 66,5-144,5 (\varnothing 105,8) | R2 |
| km 0,156.8 / 73,8 tm | prachovitajilovitá břidlice s útržky vápence a prachovce (KPN) | 29,7-40,6 (\varnothing 34,3) | R3 |
| km 0,166.8 / 83,8 tm | prachovitajilovitá břidlice (KPN) | 7,6-10,6 (\varnothing 8,9) | R4 |
| km 0,811.25 / 728,25 tm | prach.jil. břidlice s vulkan.příměsí, zdravá, (KPN) | 24,0-39,8 (\varnothing 31,6) | R3 |
| km 0,811.25 / 728,25 tm | prachovitý vápenec, zdravý, souvrství (KPN) | 41,5-67,3 (\varnothing 53,1) | R2 (minor. R3) |
| km 0,813.75 / 730,75 tm | prachovitajilovitá břidlice a jílovec, zdravá, (KPN) | 16,4-22,1 (\varnothing 18,7) | R3 |
| km 0,821.25 / 738,25 tm | lávový granulát, zdravý, paleozoický submarinní bazalt | 26,2-52,8 (\varnothing 35,4) | R3 (minor. R2) |
| km 0,838.75 / 755,75 tm | lávový granulát, zdravý, paleozoický submarinní bazalt | 34,4-73,4 (\varnothing 46,8) | R2, R3 |
| Rozšíření průzkumné štoly do JTT | | | |
| 5,0 tm | vápenec dolomitický, zdravý, (LCK) | 39,1-62,9 (\varnothing 49,9) | R2, R3 |
| 10,0 tm | vápenec dolomitický, zdravý, (LCK) | 56,0-84,6 (\varnothing 70,0) | R2 |
| 18,2 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 48,9-77,8 (\varnothing 64,6) | R2 (minor. R3) |
| 26,1 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 30,1-59,7 (\varnothing 46,8) | R2, R3 |
| 26,1 tm | mikritický vápenec, zdravý, silně tektonicky porušený s výplní jílu, (DPV) | 0,31-0,84 (\varnothing 0,55) | R6 |
| 28,7 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 52,3-70,8 (\varnothing 61,7) | R2 |
| 33,4 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 45,7-58,8 (\varnothing 52,9) | R2, R3 |
| 70,1 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 39,1-78,1 (\varnothing 55,8) | R2, R3 |
| 90,8 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 29,2-60,1 (\varnothing 46,0) | R2, R3 |
| 127,6 tm | biodetritický vápenec, zdravý, místy slabě tektonicky porušený zdravý, (LCK) | 49,3-71,8 (\varnothing 58,5) | R2 |
| 142,0 tm | biodetritický vápenec, navětralý/ fosilně zvětralý, (LCK) | 42,5-60,9 (\varnothing 49,2) | R3, R2 |

Obrázek 11: Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích odebraných v průběhu ražby – část 1. [10]

| | | | |
|-------------------------|---|----------------------|----------------|
| km 0,166.8 / 83,8 tm | prachovitý vápenec (KPN) | 76,6-90,7 (Ø 82,3) | R2 |
| km 0,179.6 / 96,6 tm | biotitický lamprofyr – mineta (VULKANIT) | 70,0-97,0 (Ø 87,8) | R2 |
| km 0,179.6 / 96,6 tm | mikritický vápenec (KPN, PRD?) | 97,3-130,1 (Ø 116,7) | R2 |
| km 0,179.6 / 96,6 tm | tektonický útržek (převaha břidlice) (KPN, PRD?) | 5,7-22,4 (Ø13,8) | R3, R4 |
| km 0,184.0 / 101,0 tm | mikritický vápenec na kontaktu s minetou (DPV) | 33,4-47,8 (Ø 42,4) | R3 |
| km 0,184.0 / 101,0 tm | mikritický vápenec (DPV) | 63,0-118 (Ø 89,7) | R2 |
| km 0,208.9 / 125,9 tm | mikritický vápenec (DPV) | 26,9-65,7 (Ø 45,8) | R2, R3 |
| km 0,208.9 / 125,9 tm | biotitický lamprofyr – mineta (VULKANIT) | 50,5-78,6 (Ø 57,4) | R2 |
| km 0,227.3 / 144,3 tm | mikritický vápenec (DPV) | 41,3-67,5 (Ø 51,2) | R2, R3 |
| km 0,262.0 / 179,0 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 45,4-75,2 (Ø 60,2) | R2 |
| km 0,291.4 / 208,4 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 55,0-89,5 (Ø 72,0) | R2 |
| km 0,304.45 / 221,45 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 49,7-68,6 (Ø 57,9) | R2 |
| km 0,320.5 / 237,5 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 53,3-79,6 (Ø66,1) | R2 |
| km 0,344.4 / 261,4 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 59,2-98,8 (Ø 82,6) | R2 |
| km 0,354.9 / 271,9 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 48,5-79,9 (Ø 64,4) | R2 |
| km 0,379.6 / 296,6 tm | mikritický vápenec, zdravý, (DPV) | 60,4-77,8 (Ø 66,1) | R2 |
| km 0,402.35 / 319,35 tm | mikritický vápenec, zdravý, část. tekt. porušený, (DPV) | 44,1-74,2 (Ø 52,0) | R2, R3 |
| km 0,412.8 / 329,8 tm | mikritický vápenec, zdravý, část. tektonicky porušený, (DPV) | 23,5-43,5 (Ø 33,3) | R3 |
| km 0,424.25 / 341,25 tm | mikritický vápenec, zdravý, část. tektonicky porušený, (DPV) | 25,3-34,8 (Ø31,0) | R3 |
| km 0,436.05 / 353,05 tm | mikritický vápenec, zdravý, část. tektonicky porušený, (DPV) | 33,4-43,3 (Ø 38,7) | R3 |
| km 0,467.3 / 384,3 tm | mikritický vápenec, zdravý, část. tektonicky porušený, (DPV) | 32,9-57,9 (Ø 45,4) | R2, R3 |
| km 0,676.1 / 593,1 tm | mikritický vápenec, zdravý, (PRD) | 68,9-73,6 (Ø 71,7) | R2 |
| km 0,706.5 / 623,5 tm | prachovitějilovitá břidlice, zdravá, (KPN) | 19,8-32,6 (Ø 27,0) | R3 |
| km 0,727.25 / 644,25 tm | bituminózní vápenec, zdravý, (KPN) | 34,9-68,3 (Ø 52,0) | R2 (minor. R3) |
| km 0,727.25 / 644,25 tm | prachovitějilovitá břidlice, zdravá, část. tekt. porušená (KPN) | 13,0-18,6 (Ø 15,2) | R3, R4 |
| km 0,727.25 / 644,25 tm | prachovitějilovitá břidlice, zdravá, (KPN) | 23,5-37,2 (Ø 27,9) | R3 |
| km 0,756.0 / 673,0 tm | prachovitějilovitá břidlice, zdravá, (KPN) | 20,2-44,1 (Ø 33,2) | R3 |
| km 0,766.0 / 683,0 tm | prachovitějilovitá břidlice, zdravá, (KPN) | 21,5-31,7 (Ø 26,4) | R3 |
| km 0,774.75 / 691,75 tm | prachovitějilovitá břidlice, zdravá, (KPN) | 16,9-28,6 (Ø 20,1) | R3 |
| km 0,787.5 / 704,5 tm | prachovitějilovitá břidlice, zdravá, (KPN) | 16,9-29,8 (Ø 22,3) | R3 |
| km 0,787.5 / 704,5 tm | lávový granulát, zdravý, paleozoický submarinní bazalt | 31,8-68,4 (Ø 46,4) | R2 (minor. R3) |
| km 0,797.5 / 714,5 tm | prachovitějilovitá břidlice, zdravá, (KPN) | 19,2-24,1 (Ø 21,5) | R3 |
| km 0,807.5 / 724,5 tm | prachovitějilovitá břidlice, zdravá, (KPN) | 18,0-26,8 (Ø 23,4) | R3 |

Obrázek 12: Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích odebraných v průběhu ražby – část 2. [10]

4.5.2 Bezpečnostní jádrové předvrty

U ražby průzkumné štoly v severní tunelové troubě (dále STT) i jejího rozšíření do jižní tunelové trouby (dále JTT) existovalo reálné nebezpečí možnosti nafárání krasových jevů v horninovém masivu, a to především krasových dutin vyplněných zvodnělým pískem a jinými nesoudržnými a zvodnělými materiály. Z tohoto důvodu bylo při ražbě průzkumné štoly realizováno v STT 14 ks a při ražbě rozšíření do JTT 10 ks bezpečnostních jádrových předvrtů o délce 20 m nebo 21 m.

Tyto bezpečnostní jádrové předvrty byly při ražbě průzkumné štoly použity v rizikových oblastech ražby, jejichž lokalizace byla předpokládána na základě vyhodnocení geofyzikálního měření z povrchu terénu, které bylo realizováno před ražbou průzkumné štoly. Samotné aktuální použití bezpečnostních jádrových předvrtů bylo upřesněno na základě výsledků vrtání bezjádrových vrtů, které se realizovaly v rámci trhacích prací.

Při realizaci bezpečnostních jádrových předvrtů byl měřen přítok podzemní vody z předvrtu do štoly. Po odvrtání předvrtu byl proveden inženýrskogeologický popis zastižených hornin, dále byl proveden odběr vzorků hornin pro laboratorní zkoušky hornin a ihned po odvrtání bezpečnostního jádrového předvrtu též proběhlo v tomto vrtu geofyzikální proměření předpolí ražby. Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích horninového materiálu odebraných v průběhu ražby bezpečnostních předvrtů můžeme vidět na obrázcích č. 13 a 14. [10]

| předvrt (staničení trasy/tunelové metry ústí vrtu) | typ horniny | obj. hmotnost přirozená ρ [kg.m ⁻³] | pevnost v tlaku σ_c [MPa] | zatřídění dle ČSN 73 6133 / ČSN P 73 1005 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|--|--|---|----------------|---|--|--|----------------------------|--|----------|----------|--|-------------------------------------|--|----------------------|-----------------------|----|-------------------------------------|--|-----------------------|-----------------------|----|-------------------------------------|---|-----------------------|-----------------------|--------|-------------------------------------|--|-----------------------|-----------------------|----|---------------------------------------|--|-----------------------|----------------------|----|---------------------------------------|---|-----------------------|-----------------------|----|---------------------------------------|---|-----------------------|---------------------|----|
| Průzkumná štola v STT | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-1 (km 0,517.8 / 434,8 tm) | dolomitický vápenec, zdravý, souvrství lochkovské (LCK), devon, | 2680-2718 (Ø 2700) | 66,1-104 (Ø 82,5) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-2 (km 0,534.7 / 451,7 tm) | | 2638-2752 (Ø 2706) | 61,9-100 (Ø 78,1) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-3 (km 0,551.4 / 468,4 tm) | | 2695-2748 (Ø 2726) | 61,5-115 (Ø 89,2) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-4 (km 0,569.7 / 486,7 tm) | | 2691-2781 (Ø 2752) | 71,0-112 (Ø 99,7) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-5 (km 0,582.85 / 499,85 tm) | | 2701-2772 (Ø 2722) | 72,5-109 (Ø 88,9) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-6 (km 0,601.65 / 518,65 tm) | | 2688-2771 (Ø 2735) | 73,5-108 (Ø 91,1) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-7 (km 0,623.5 / 540,5 tm) | | 2690-2726 (Ø 2709) | 63,4-113 (Ø 84,6) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-8 (km 0,642.0 / 559,0 tm) | | vápenec biotritický, zdravý, souvrství lochkovské (LCK), devon | 2655-2763 (Ø 2712) | 58,1-111 (Ø 85,4) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-9 (km 0,659.9 / 576,9 tm) | vápenec biotritický, zdravý, souvrství lochkovské (LCK), devon | 2695-2730 (Ø 2707) | 60,5-108 (Ø 80,0) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-9 (km 0,659.9 / 576,9 tm) | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, částečně tektonicky namožená, zdravá, souvrství přídolské (PRD), silur | 2611-2716 Ø 2664 | 10,1-17,2 (Ø 12,4) | R3, R4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-10 (km 0,677.4 / 594,4 tm) | vápenec mikritový, zdravý, souvrství přídolské (PRD), silur | 2696-2737 (Ø 2720) | 61,3-103 (Ø 78,1) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-10 | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, | 2601-2702 | 8,50-13,2 | R4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>předvrt (staničení trasy/tunelové metry ústí vrtu)</th> <th>typ horniny</th> <th>obj. hmotnost přirozená ρ [kg.m⁻³]</th> <th>pevnost v tlaku σ_c [MPa]</th> <th>zatřídění dle ČSN 73 6133 / ČSN P 73 1005</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(km 0,677.4 / 594,4 tm)</td> <td>částečně tektonicky namožená, zdravá, souvrství přídolské (PRD), silur</td> <td>(Ø 2676)</td> <td>(Ø 10,4)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>ŠJ-11 (km 0,695.0 / 612,0 tm)</td> <td>břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, zdravá W1 souvrství přídolské (PRD), silur</td> <td>2616-272 (Ø 2669)</td> <td>18,6-20,3 (Ø 19,1)</td> <td>R3</td> </tr> <tr> <td>ŠJ-11 (km 0,695.0 / 612,0 tm)</td> <td>břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, zdravá W1 souvrství přídolské (PRD), silur</td> <td>2617-2728 (Ø 2682)</td> <td>15,2-32,4 (Ø 20,7)</td> <td>R3</td> </tr> <tr> <td>ŠJ-12 (km 0,713.3 / 630,3 tm)</td> <td>břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, částečně tektonicky namožená, zdravá, souvrství přídolské (PRD), silur</td> <td>2640-2696 (Ø 2674)</td> <td>9,15-17,9 (Ø 13,5)</td> <td>R3, R4</td> </tr> <tr> <td>ŠJ-12 (km 0,713.3 / 630,3 tm)</td> <td>vápenec biotritický, zdravý, souvrství přídolské (PRD), silur</td> <td>2721-2770 (Ø 2751)</td> <td>67,9-84,2 (Ø 72,7)</td> <td>R2</td> </tr> <tr> <td>ŠJ-13 (km 0,747.25 / 664,25 tm)</td> <td>vápenec mikritový, zdravý, souvrství přídolské (PRD), silur</td> <td>2724-2789 (Ø 2762)</td> <td>58,1-115 (Ø 85,3)</td> <td>R2</td> </tr> <tr> <td>ŠJ-13 (km 0,747.25 / 664,25 tm)</td> <td>břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, zdravá, (souvrství přídolské (PRD), silur</td> <td>2664-2737 (Ø 2694)</td> <td>16,6-17,6 (Ø 17,1)</td> <td>R3</td> </tr> <tr> <td>ŠJ-13 (km 0,831.25 / 748,25 tm)</td> <td>lávový granulát, zdravý, submarinní tufitické bazalty, paleozoikum</td> <td>2654-2798 (Ø 2741)</td> <td>78,7-137 (Ø 111)</td> <td>R2</td> </tr> </tbody> </table> | | | | | předvrt (staničení trasy/tunelové metry ústí vrtu) | typ horniny | obj. hmotnost přirozená ρ [kg.m ⁻³] | pevnost v tlaku σ_c [MPa] | zatřídění dle ČSN 73 6133 / ČSN P 73 1005 | (km 0,677.4 / 594,4 tm) | částečně tektonicky namožená, zdravá, souvrství přídolské (PRD), silur | (Ø 2676) | (Ø 10,4) | | ŠJ-11 (km 0,695.0 / 612,0 tm) | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, zdravá W1 souvrství přídolské (PRD), silur | 2616-272 (Ø 2669) | 18,6-20,3 (Ø 19,1) | R3 | ŠJ-11 (km 0,695.0 / 612,0 tm) | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, zdravá W1 souvrství přídolské (PRD), silur | 2617-2728 (Ø 2682) | 15,2-32,4 (Ø 20,7) | R3 | ŠJ-12 (km 0,713.3 / 630,3 tm) | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, částečně tektonicky namožená, zdravá, souvrství přídolské (PRD), silur | 2640-2696 (Ø 2674) | 9,15-17,9 (Ø 13,5) | R3, R4 | ŠJ-12 (km 0,713.3 / 630,3 tm) | vápenec biotritický, zdravý, souvrství přídolské (PRD), silur | 2721-2770 (Ø 2751) | 67,9-84,2 (Ø 72,7) | R2 | ŠJ-13 (km 0,747.25 / 664,25 tm) | vápenec mikritový, zdravý, souvrství přídolské (PRD), silur | 2724-2789 (Ø 2762) | 58,1-115 (Ø 85,3) | R2 | ŠJ-13 (km 0,747.25 / 664,25 tm) | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, zdravá, (souvrství přídolské (PRD), silur | 2664-2737 (Ø 2694) | 16,6-17,6 (Ø 17,1) | R3 | ŠJ-13 (km 0,831.25 / 748,25 tm) | lávový granulát, zdravý, submarinní tufitické bazalty, paleozoikum | 2654-2798 (Ø 2741) | 78,7-137 (Ø 111) | R2 |
| předvrt (staničení trasy/tunelové metry ústí vrtu) | typ horniny | obj. hmotnost přirozená ρ [kg.m ⁻³] | pevnost v tlaku σ_c [MPa] | zatřídění dle ČSN 73 6133 / ČSN P 73 1005 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| (km 0,677.4 / 594,4 tm) | částečně tektonicky namožená, zdravá, souvrství přídolské (PRD), silur | (Ø 2676) | (Ø 10,4) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-11 (km 0,695.0 / 612,0 tm) | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, zdravá W1 souvrství přídolské (PRD), silur | 2616-272 (Ø 2669) | 18,6-20,3 (Ø 19,1) | R3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-11 (km 0,695.0 / 612,0 tm) | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, zdravá W1 souvrství přídolské (PRD), silur | 2617-2728 (Ø 2682) | 15,2-32,4 (Ø 20,7) | R3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-12 (km 0,713.3 / 630,3 tm) | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, částečně tektonicky namožená, zdravá, souvrství přídolské (PRD), silur | 2640-2696 (Ø 2674) | 9,15-17,9 (Ø 13,5) | R3, R4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-12 (km 0,713.3 / 630,3 tm) | vápenec biotritický, zdravý, souvrství přídolské (PRD), silur | 2721-2770 (Ø 2751) | 67,9-84,2 (Ø 72,7) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-13 (km 0,747.25 / 664,25 tm) | vápenec mikritový, zdravý, souvrství přídolské (PRD), silur | 2724-2789 (Ø 2762) | 58,1-115 (Ø 85,3) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-13 (km 0,747.25 / 664,25 tm) | břidlice prachovitojilovitá, vápnitá, zdravá, (souvrství přídolské (PRD), silur | 2664-2737 (Ø 2694) | 16,6-17,6 (Ø 17,1) | R3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ŠJ-13 (km 0,831.25 / 748,25 tm) | lávový granulát, zdravý, submarinní tufitické bazalty, paleozoikum | 2654-2798 (Ø 2741) | 78,7-137 (Ø 111) | R2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Obrázek 13: Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích horninového materiálu odebraných z bezpečnostních jádrových předvrtů v průzkumné štole v STT [10]

| Rozšíření průzkumné štoly do JTT | | | | |
|---|---|--|--|---|
| ŠJ-16 (0,0 tm) | vápenec dolomitický, zdravý, souvrství lochkovské (LCK), devon | 2684-2747 (Ø 2720) | 65,5-119 (Ø 97,5) | R2 |
| ŠJ-17 (19,9 tm) | břidlice prachovitějiilovitá, silně tektonicky porušená - vložka ve vápencích, dvorecko-prokopské vápence (DVP), souvrství pražské, devon | * | 0,12-0,32 (Ø 0,20) | R6 |
| ŠJ-17 (19,9 tm) | vápenec mikritický, zdravý, dvorecko-prokopské vápence, souvrství pražské (DVP), devon | 2687-2740 (Ø 2717) | 46,9-101 (Ø 72,7) | R2 (minoritně R3) |
| ŠJ-17 (19,9 tm) | vápenec mikritický, tektonicky porušený, dvorecko-prokopské vápence, souvrství pražské (DVP), devon | 2619-2721 (Ø 2675) | 22,4-39,5 (Ø 28,9) | R3 |
| ŠJ-18 (38,9 tm) | vápenec mikritický, zdravý, dvorecko-prokopské vápence, souvrství pražské (DVP), devon | 2645-2729 (Ø 2692) | 45,3-79,1 (Ø 57,8) | R2 (minoritně R3) |
| ŠJ-19 (55,9 m) | vápenec mikritický, zdravý, dvorecko-prokopské vápence, souvrství pražské (DVP), devon | 2691-2748 (Ø 2718) | 45,9-87,7 (Ø 67,1) | R2 (minoritně R3) |
| ŠJ-20 (74,9 tm) | vápenec mikritický, zdravý, dvorecko-prokopské vápence, souvrství pražské (DVP), devon | 2645-2739 (Ø 2711) | 52,5-108 (Ø 76,7) | R2 |
| ŠJ-21 (93,1 tm) | vápenec mikritický, zdravý, dvorecko-prokopské vápence, souvrství pražské (DVP), devon | 2688-2771 (Ø 2718) | 51,7-109 (Ø 78,3) | R2 |
| ŠJ-22 (110,1 tm) | vápenec mikritický, zdravý, dvorecko-prokopské vápence. | 2653-2704 (Ø 2677) | 47,2-69,2 (Ø 56,7) | R2, R3 |
| předvrt (staničení trasy/tunelové metry ústí vrtu) | typ horniny | obj. hmotnost přirozená ρ [kg.m⁻³] | pevnost v tlaku σ_c [MPa] | zařídění dle ČSN 73 6133 / ČSN P 73 1005 |
| | souvrství pražské (DVP), devon | | | |
| ŠJ-22 (110,1 tm) | vápenec dolomitický, zdravý, souvrství lochkovské (LCK), devon | 2659-2751 (Ø 2708) | 30,1-94,1 (Ø 55,2) | R2, R3 |
| ŠJ-23 (127,1 tm) | vápenec dolomitický, zdravý, souvrství lochkovské (LCK), devon | 2667-2711 (Ø 2695) | 48,1-116 (Ø 75,8) | R2 (minoritně R3) |
| ŠJ-24 (142,0 tm) | vápenec dolomitický, zdravý, souvrství lochkovské (LCK), devon | 2707-2762 (Ø 2732) | 61,5-113 (Ø 85,1) | R2 |
| ŠJ-25 (110,1 tm) | vápenec biodetritický, zdravý, souvrství lochkovské (LCK), devon | 2656-2738 (Ø 2707) | 64,5-116 (Ø 89,3) | R2 |
| ŠJ-25 (110,1 tm) | vápenec biodetritický, zdravý, souvrství lochkovské (LCK), devon | 2691-2731 (Ø 2718) | 51,0-97,9 (Ø 77,8) | R2 |

Obrázek 14: Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích horninového materiálu odebraných z bezpečnostních jádrových předvrtů v průzkumné štole do JTT [10]

4.5.3 Průzkumné vrty ze štol v STT a JTT do oblasti jižního tunelu a do oblasti za koncem štol v STT a JTT

Pro ověření horninového masivu v místech budoucích tunelů, kde není průzkumná štola, byly realizovány vrtné průzkumné práce, konkrétně se jednalo o:

- subhorizontální jádrový vrt ŠJ 101 (délky 69,6 m) do oblasti severního tunelu za koncem průzkumné štoly v STT

- vrtný profil VG3 (4 vrty délky 50 m realizované z průzkumné štoly v STT a situované do jižního tunelu)
- vrtný profil VG2 (2 vrty délky 65 m realizované z průzkumné štoly v STT a situované do jižního tunelu)
- vrtný profil VG1 (2 vrty délky 75 m realizované z průzkumné štoly v STT a situované do jižního tunelu)
- subhorizontální jádrový vrtu ŠJ 103 (délky 75,5 m) do oblasti jižního tunelu za koncem průzkumné štoly v JTT
- subhorizontální jádrový vrt ŠJ 102 (délky 65,0 m) do oblasti jižního tunelu ze st. 58,82 tm průzkumné štoly v JTT
- vrtný profil VG4 (2 vrty realizované z průzkumné štoly v STT, první délky 47 m situovaný do jižního tunelu - TGV východ a druhý délky 29,0 m situovaný do raženého portálu rampy)
- vrtný profil VG5 (2 vrty realizované v rozšíření v STT před odbočením do JTT, délky 14,5 m resp. 15 m)

V počátečních úsecích všech vrtů (vždy na délce 20 m) byly situovány v metrových intervalech presiometrické zkoušky - celkem 2 x 20 ks standardních měření pro stanovení modulu přetvárnosti a dále 2 x 10 ks modifikovaných zkoušek (s větví odlehčení a opětného přitížení) pro určení i modulu pružnosti. Z jednotlivých vrtů byly též odebírány charakteristické vzorky hornin za účelem laboratorního ověření jejich geotechnických parametrů – především pevnosti v tlaku, příčném tahu a dále indexu pevnosti v bodovém zatížení. Ve vrtech vrtných profilů byla též provedena geofyzikální měření. [10]

4.5.4 Presiometrické vějíře z průzkumné štoly v STT a JTT

„Pro ověření mechanických vlastností horninového prostředí v profilu budoucí STT, resp. JTT byly v průzkumné štole v STT, resp. JTT realizovány terénní presiometrické zkoušky, situované v radiálně orientovaných vrtech (vrtných vějířích) v rovině kolmé na osu štoly. Zkouškami zjištěné přetvárné a pevnostní charakteristiky horninového masivu v nadloží, bocích i podloží štoly budoucích tunelů umožní objektivní stanovení vstupních parametrů do statických výpočtů tunelu (matematické modelování). Proto byly presiometrické vějíře situovány přednostně do míst statických posudků a jsou zde

předpokládány v následujících staničení štoly v STT, resp. JTT (presiomrických vějířích).

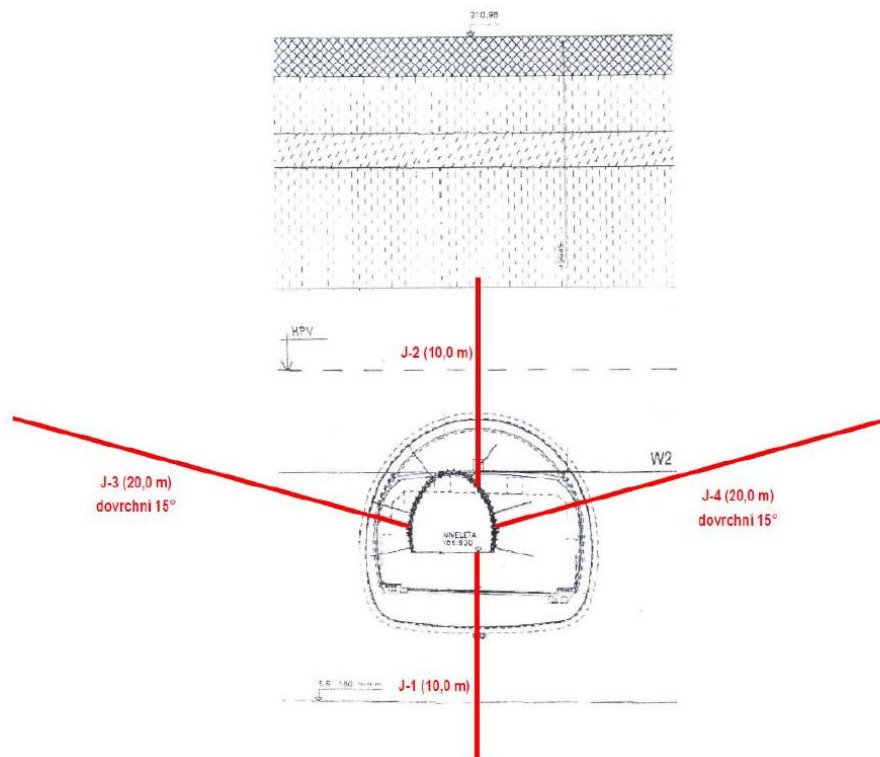
V STT byly realizovány tyto presiomrické vějíře:

- PP-1A ve staničení STT km 0,143 (souvrství kopaninské – tektonická kra siluru)
- PP-1B ve staničení STT km 0,152 (souvrství kopaninské - silur – pásmo barrandovského zlomu)
- PP-2 ve staničení STT km 0,187 (pražské souvrství – dvorecko prokopské vápence – devon) – schéma umístění vrtů zobrazeno na obrázku č. 15
- PP-3 ve staničení STT km 0,270 (rozplet STT, pražské souvrství – dvorecko prokopské vápence – devon)
- PP-4 ve staničení STT km 0,560 (lochkovské souvrství – devon)
- PP-5 ve staničení STT km 0,683 (přídolské souvrství – silur)
- PP-6 ve staničení STT km 0,765 (kopaninské souvrství – silur)
- PP-7 ve staničení STT km 0,884 (liteňské souvrství – silur)

V JTT byly realizovány tyto presiomrické vějíře:

- PP-8 ve staničení JTT km 1,785.92 (68,36 tm rozšíření do JTT) - pražské souvrství – dvorecko prokopské vápence – devon
- PP-9 ve staničení JTT km 1,680.29 (175,0 tm rozšíření do JTT) - lochkovské souvrství – devon“ [10]

Jako doprovodné zkoušky k presiomrickým zkouškám byly realizovány laboratorní zkoušky mechaniky hornin, pro něž bylo z vrtů presiomrických profilů odebráno 108 horninových vzorků, z nichž byla zhotovena zkušební tělesa pro stanovení pevnosti v prostém tlaku a příčném tahu a pro zjištění deformačních vlastností horninového materiálu, tj. modulu přetvárnosti. Ve vrtech byla též provedena geofyzikální měření. Vrty byly využity pro detailní měření metodou seismického prosvěcování s následným tomografickým zpracováním. Cílem této metody bylo detailní posouzení homogenity masivu kolem štoly a v prostoru budoucí tunelové trouby, zejména vyhledání zkrasovělých poloh v masivu. [10]



Obrázek 15: Schéma umístění vrtů v presiometrickém profilu PP-2 ve staničení STT km 0,187

4.5.5 Zatěžovací zkoušky deskou v průzkumné štolě

Všechny statické zatěžovací zkoušky byly navrženy jako zkoušky rozpěrné, tj. orientované vodorovně do obou protilehlých stěn štol, a byly provedeny v 6ti místech staničení štol (profily ZP1 – ZP6). Zkoušky byly realizovány s použitím dvou tuhých svařovaných ocelových kruhových desek o ploše 0,200 m². Zatížení bylo vyvozováno hydraulickým lisem. Vyvozovaná síla byla měřena mechanickým ocelovým třmenovým dynamometrem s rozsahem do 600 kN s osazeným hodinovým deformometrem s přesností odečtu 0,001 mm. Deformace (zatlačení) desky bylo měřeno vždy 3 hodinovými deformometry s přesností odečtu 0,01 mm. Za ustálenou deformaci, po jejímž dosažení byl vyvozován delší stupeň zatížení, byla pokládána hodnota, kdy nárůst průměrného přetvoření nepřekročil 0,05 mm/min. Zatěžovací cyklus se sestával ze zatěžovací větve s maximální hodnotou napětí 400 MPa a odlehčovací větve s následným opakovaným zatížením pro stanovení elastické složky deformace a modulu pružnosti.

Výsledkem statických zatěžovacích zkoušek jsou hodnoty přetvárných charakteristik prvků horninového masivu s vlivem dílčích diskontinuit (puklinatost, vrstevnatost). [10]

4.5.6 Hydrogeologické sledování

V oblastech portálů byla měřena hladina podzemní vody v devíti hydrogeologických vrtech – pět vrtů se nachází v oblasti zlíchovských portálů a čtyři v oblasti jinonických portálů. Pro doplnění těchto vrtů byly nově zrealizovány ještě další čtyři hydrogeologické vrty, ve kterých byla též sledována hladina podzemní vody.

Dále proběhla měření celkového přítoku do průzkumné štoly pomocí indukčního průtokoměru a proběhly chemické a fyzikální rozbory podzemních vod. Z těchto rozborů podzemních vod vyplývá, že zastižené podzemní vody ve skalním podloží devonských hornin (převážně vápenců) a silurských hornin (břidlice s polohami vápenců) jsou dle ČSN PENV 206 -1 v kategorii slabé agresivity XA1 až střední agresivitu XA2. Pro návrh konstrukce tunelů Radlice bylo doporučeno v celé jejich délce uvažovat se střední agresivitou XA2.

Při ražbě byly v rámci inženýrskogeologického průzkumu monitorovány studny nacházející se v trase budoucího tunelu za účelem zjištění možného negativního ovlivnění hladiny podzemní vody ražbou. Jednalo se celkem o 8 studen v prostoru zahrádkářských kolonií a 2 prameny. [10]

4.5.7 Geoelektrický korozní průzkum

„Hustota proudu v půdě v cizím proudovém poli (bludné proudy) dle ČSN 038372/75 byla zjištěna v profilu celé průzkumné štoly v rozmezí III (zvýšená agresivita) a IV (velmi vysoká agresivita). Stupeň IV byl stanoven v oblasti MÚK Zlíchov. Je zřejmý významný vliv dvou dominantních zdrojů bludných proudů – elektrifikovaná trat ČD 170, 171 se stejnosměrnou trakcí 3 kVss v oblasti Zlíchova a trasa metra B se stejnosměrnou trakcí 750 Vss společně s tramvajovou tratí v ul. Radlická.

Tento vliv je podpořen též změnou měrných odporů horniny zjištěných při ražbě v podzemí – přechod agresivity horninového prostředí na ocel z hlediska měrných odporů ze stupně I (velmi nízká) v prostředí vápenců (bez ohledu na typ souvrství) v počátku ražby (od 190 tm výše) a do stupně II (střední) na konci průzkumné štoly od 710 tm výše, v prostředí prachovitějilovitých břidlic (opět bez ohledu na typ souvrství). Změna měrných odporů odpovídá geologickému popisu změny horninového prostředí v průběhu ražby.“ [10]

5 Návrh primárního ostění tunelu

5.1 Použitý software

Při řešení primárního ostění byl použit software od firmy *FINE spol. s.r.o.* a to konkrétně *GEO5 – MKP* (metoda konečných prvků), který byl použit na výpočet zatížení primárního ostění, a *FIN EC – BETON*, který byl použit na posouzení navrhnutého primárního ostění.

5.1.1 MKP – Metoda konečných prvků

Program *MKP – Metoda konečných prvků* je softwarem z řady *GEO5* od firmy *FINE spol. s.r.o.* Je především určený pro numerické modelování různých geotechnických úloh, jako jsou například:

- sedání terénu, resp. konsolidace
- pažící konstrukce
- kotvené opěrné konstrukce
- stabilita svahu
- nosníky na podloží
- výpočty výrubů a tunelů
- výpočet proudění a jiné

Materiálové modely, se kterými program pracuje, se snaží co nejlépe popsat chování zeminy nebo horniny. Správná volba materiálového modelu je velmi důležitá pro modelování i výpočet – například pro výpočty horninových masivů je vhodný model se zpevněním, pro jíly zase model *Cam – Clay*. K dispozici jsou jak lineární, tak nelineární modely.

Modelování konstrukce je v programu rozděleno do dvou částí. První je část topologická (tj. zadání geometrie řešené úlohy), ve které probíhá zadání rozhraní úlohy, vrstev zemin nebo hornin a jejich parametrů, linií konstrukcí a také kontaktů mezi různými rozhraními, jako například mezi konstrukcí a zeminou. Poté je vygenerována síť konečných prvků. Program síť generuje automaticky, stačí zadat délku hrany prvků. Čím je síť hustší, tím jsou výsledky přesnější. S větší hustotou se ale prodlužuje i čas výpočtu, proto je potřeba najít optimální hustotu sítě, případně síť zhušťovat jen v oblastech, kde očekáváme velké gradienty napětí (bodové podepření, ostré rohy,

výrubu apod.). V druhé části jsou modelovány jednotlivé fáze budování, které by měly být v souladu s postupným budováním konstrukce. V těchto fázích je možné aktivovat a deaktivovat jednotlivé vrstvy, zavést konstrukční prvky a kontakty a poté realizovat výpočty. [16]

5.1.1.1 Materiálový model zemin a hornin

Materiálový model popisuje chování zemin a hornin v průběhu výpočtu. Jeho správná volba je společně se zadáním parametrů jednou z nejdůležitějších částí modelování výpočetní úlohy pomocí MKP. V této práci bude pro zeminy a horniny použit materiálový model *Modifikovaný Mohr-Coulomb* (MMC). Jedná se o nelineární model, který vychází z klasické podmínky porušení dle Coulomba. Zavedení nelineárního modelu umožňuje lepší vystižení chování zemin při zatížení. Základními vstupy pro tento model jsou:

- modul pružnosti E
- Poissonovo číslo ν
- efektivní úhel vnitřního tření zeminy φ_{ef}
- efektivní soudržnost zeminy c_{ef}

Úhel vnitřního tření φ a soudržnost c určují hranici mezi lineární (elastickou) a nelineární (plastickou) deformací. Při překročení této hranice dojde k vytvoření trvalých plastických deformací. Model MMC je v podstatě upravený *Mohr-Coulombův model* (MC), který se nejčastěji používá pro mechaniku zemin a v jistých případech i v mechanice hornin. [16]

5.1.2 FIN EC – BETON

Program *FIN EC – Beton* slouží k posouzení železobetonových dílců a průřezů dle EN 1992-1-1 a EN 1992-2. V programu lze pracovat se dvěma typy úloh. Prvním je posouzení průřezu konstrukčního prvku na libovolný počet kombinací vnitřních sil. Druhým typem je posouzení celého dílce se zadanými průběhy vnitřních sil.

Při volbě typu úlohy ŘEZ, která byla použita i v rámci této práce, je možné prvek posoudit variantou 2D – zadávání a posouzení zjednodušeno na jednostranný ohyb, variantou 3D – komplexní posouzení železobetonového prvku na kombinaci prostorového ohybu a kroucení, a variantou Prostý – posouzení prvku z nevyztuženého

betonu na účinky prostorového ohybu. Součástí posouzení je i grafické znázornění únosnosti průřezu pomocí interakčního diagramu.

Do výpočtu je možné zahrnout i vliv vzpěru, popřípadě připočíst počáteční imperfekci.

V neposlední řadě program umožňuje posouzení mezního stavu použitelnosti, a to konkrétně omezení trhlin. Maximální šířku trhlin je možné zadat vlastní hodnotou. [16]

5.2 Technologické třídy výrubu

Ražba tunelu Radlická využívá základních principů NRTM. Rozpojování hornin je navrženo na základě inženýrskogeologického průzkumu, a to mechanicky v horninách s nižší pevností a pomocí trhacích prací s následným dočištěním výrubu mechanizací v horninách s pevností vyšší. Horninový masiv je po délce rozdělen do kvazihomogenních celků, které se přiřadí jednotlivým technologickým třídám výrubu (dále TTV). TTV charakterizují vlastnosti horninového masivu, způsob ražby a zajištění výrubu. Vychází z nich i stanovení ceny díla, které se určuje na základě předpokládaného výskytu TTV po délce tunelu určeného na základě geotechnického průzkumu. Trasa tunelu Radlická prochází horninovým masivem, ve kterém jsou předpokládány 4 třídy těžitelnosti výrubu – TTV 2, TTV 3, TTV 4 a TTV 5a. Primární ostění je navrženo ze stříkaného betonu s tloušťkou od 200 až 300 mm, vyztuženého ocelovými výstužnými sítěmi a příhradovými nosníky s radiální výztuží tvořenou horninovými svorníky délky 3,0 až 4,0 m a jehlami délky 4,0 u TTV 4.

Stručný přehled jednotlivých technologických tříd výrubu:

TTV 2: technologická třída výrubu je určena do nejlepších geologických podmínek v ražené části tunelu. Je horizontálně rozdělena na kalotu a opěří. Primární ostění tvoří stříkaný beton SB25 (C20/25) tloušťky 200 mm vyztužený dvěma vrstvami výstužné sítě 150x150x8 mm a příhradovým výstužným obloukem ANKRA GT 100/20/25. Radiální výztuž tvoří svorníky HUS Swellex Sp16 délky 3,0 m s minimální požadovanou únosností 160 kN. Délka záběru v kalotě i opěří je 2,1 m.

TTV 3: technologická třída výrubu je určena pro dobré geologické podmínky v ražené části tunelu. Je horizontálně rozdělena na kalotu a opěří. Primární ostění tvoří stříkaný beton SB25 (C20/25) tloušťky 250 mm vyztužený dvěma vrstvami výstužné sítě 150x150x8 mm a příhradovým výstužným obloukem ANKRA GT 130/20/32.

Radiální výztuž tvoří svorníky HUS Swellex Sp16 délky 3,5 m s minimální požadovanou únosností 160 kN. Délka záběru v kalotě i opěří je 1,7 m.

TTV 4: technologická třída výrubu je určena do zhoršených geologických podmínek v ražené části tunelu. Je horizontálně rozdělena na kalotu, opěří a dno. Primární ostění tvoří stříkaný beton SB25 (C20/25) tloušťky 300 mm vyztužený dvěma vrstvami výztužné sítě 100x100x8 mm a příhradovým výztužným obloukem ANKRA GT 160/20/32. Radiální výztuž tvoří svorníky HUS Swellex Sp24 délky 4,0 m s minimální požadovanou únosností 240 kN. Stabilita přístropí se zvýší jehlami typu SN G(KRC) 32 s délkou 4,0 m a vzdáleností 350 mm. Délka záběru v kalotě, opěří i dně je 1,3 m.

TTV 5a: technologická třída výrubu je určena do nejhorších geologických podmínek v lokalitě. Je horizontálně rozdělena na kalotu, opěří a dno. Primární ostění tvoří stříkaný beton SB25 (C20/25) tloušťky 300 mm vyztužený dvěma vrstvami výztužné sítě 100x100x8 mm a příhradovým výztužným obloukem ANKRA GT 160/20/32. Radiální výztuž tvoří svorníky HUS Swellex Sp24 délky 5,0 m s minimální požadovanou únosností 240 kN. Stabilita přístropí se zvýší jehlami typu SN G(KRC) 32 s délkou 6,0 m a vzdáleností 300 mm, při velmi špatných geologických podmínkách bude přístropí a prostor před čelbou stabilizován mikropilotovými deštníky. Čelbu je možné zajistit stříkaným betonem SB25 (C20/25) tloušťky 100 mm a vyztužit samozávrtnými sklolaminátovými kotevními tyčemi Ø20 mm a délky 8,0 m. Délka záběru v kalotě, opěří i dně je 1,0 m.

5.3 Zvolené příčné profily

Pro návrh a posouzení primárního ostění byly na základě geologie zvoleny 2 příčné profily. Prvním příčným profilem je profil PP1 ve staničení km 0,410. Zvolený profil se nachází na začátku ražené části směrem od napojení na MÚK Jinonice a byl zvolen z důvodu jednoho z nejnižších nadloží na trase a také kvůli geologii horninového masivu, který je v těchto místech tektonicky porušen. Druhým vybraným profilem je profil PP2 ve staničení km 2,045. Profil byl vybrán na základě geologie a vysokého nadloží, které je v tomto místě vysoké cca 73 m. Oba profily jsou navrhnuté na patkách bez spodní klenby.

5.4 Příčný profil PP1

Příčný profil se nachází na začátku ražené části směrem od napojení na MÚK Jinonice. Profil je charakteristický jedním z nejnižších nadloží na trase (cca 24,9 m) a složitými geologickými podmínkami. Geologický profil je zachycen sondami HJ 1 a HJ 2 a je uveden v tabulce č. 1. Vliv hydrostatického tlaku podzemní vody je zanedbán z důvodu uvažování propustnosti primárního ostění. Vliv podzemní vody na vlastní tíhu zemin a hornin je uvažován, hladina podzemní vody se nachází v hloubce 7,5 m a od této úrovně jsou uvažovány hodnoty saturované objemové hmotnosti.

| Číslo vrstvy | Profil | ČSN 73 1001 | γ | E_{def} | E | ν | φ_{ef} | c_{ef} |
|-----------------|-----------|----------------|----------------------|-----------|-------|-------|----------------|----------|
| | [m] | | [kN/m ³] | [MPa] | [MPa] | [-] | [°] | [kPa] |
| 1 | 0,0-6,9 | SM | 19 | 12,5 | 35 | 0,3 | 26 | 20 |
| 2 | 6,9-8,3 | F8 | 20,5 | 6 | 16 | 0,37 | 15 | 11 |
| 3 | 8,3-11,5 | R6 (W4) | 21 | 14 | 28 | 0,35 | 16 | 22 |
| 4 | 11,5-15,1 | R5 (W3) | 23 | 35 | 70 | 0,35 | 19 | 27 |
| 5 | 15,1-20,2 | R5 (W2) | 24 | 175 | 400 | 0,3 | 23 | 30 |
| 6 | >20,2 | R4 (W1) | 26 | 400 | 700 | 0,25 | 27 | 45 |

Tabulka 1: Geologický profil v PP1

5.4.1 Primární ostění

V profilu PP1 je technologická třída výrubu navržena jako TTV 4. Výrub je členěn na kalotu, opěří a dno, primární ostění je navrženo na patkách bez spodní klenby.

Kalota: výrub je zajištěn stříkaným betonem SB25 (C20/25) tloušťky 300 mm, který je vyztužen dvěma vrstvami sítí 100x100x8 mm a příhradovým nosníkem ANKRA GT 160/20/32 s osovou vzdáleností 1,3 m. Stabilita výrubu a jeho okolí je zajištěna radiální výztuží, kterou tvoří svorníky HUS Swellex Sp24 délky 4,0 m s minimální požadovanou únosností 240 kN. Stabilita přístropí se zvýší jehlami typu SN G(KRC) 32 s délkou 4,0 m a vzdáleností 350 mm. Délka záběru v kalotě je 1,3 m. Dno výrubu kaloty (I. pracovní úroveň) je ve výšce +2,490 m nad niveletou. Maximální výška v kalotě je 5,825 m. Celková plocha výrubu kaloty v profilu PP1 je 53,66 m².

Opěří: výrub je zajištěn stříkaným betonem SB25 (C20/25) tloušťky 300 mm, který je vyztužen dvěma vrstvami sítí 100x100x8 mm a příhradovým nosníkem ANKRA GT 160/20/32. Stabilita výrubu a jeho okolí je zajištěna radiální výztuží, kterou tvoří

svorníky HUS Swellex Sp24 délky 4,0 m s minimální požadovanou únosností 240 kN. II. pracovní úroveň je ve výšce +0,490 m nad niveletou. Délka záběru opěří je 1,3 m. Výškové propojení do kaloty je realizované pomocí rampy se sklonem 1:4. Plocha výrubu opěří v profilu PP1 je 23,30 m².

Dno: výrub je zajištěn stříkaným betonem SB25 (C20/25) tloušťky 300 mm, který je vyztužen dvěma vrstvami sítí 100x100x8 mm a příhradovým nosníkem ANKRA GT 160/20/32. Stabilita výrubu a jeho okolí je zajištěna radiální výztuží, kterou tvoří svorníky HUS Swellex Sp24 délky 4,0 m s minimální požadovanou únosností 240 kN. III. pracovní úroveň je ve výšce -1,717 m pod niveletou. Délka záběru dna je 1,3 m. Plocha výrubu opěří v profilu PP1 je 24,69 m².

Celková plocha výrubu v profilu PP1 je 101,65 m². Rozměry profilu výrubu jsou uvažovány včetně prostoru pro deformaci primárního ostění s limitní hodnotou 65 mm a prostoru pro uložení hydroizolace včetně její ochrany s tloušťkou 35 mm. Výkres primárního ostění je uvedený v příloze 4.

5.4.2 Mechanické vlastnosti stříkaného betonu

Ve všech použitých výpočetních modelech je použit stříkaný beton SB25. Jeho základní mechanické vlastnosti jsou uvedeny v tabulce č. 2.

| Beton | E | ν | R_{ck} | R_{ctk} |
|---------------|--------|-------|----------|-----------|
| | [MPa] | [-] | [MPa] | [MPa] |
| Mladý (3 dny) | 18 100 | 0,2 | 12 | 1,1 |
| Starý | 29 000 | 0,2 | 25 | 2,2 |

Tabulka 2: Mechanické vlastnosti stříkaného betonu SB25

Pro modelování v programu *GEO5 – MKP* byly použity průměrné hodnoty tlakové a tahové pevnosti stříkaného betonu, které není možné v průběhu modelování úlohy měnit.

$$f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti ve smyku byl dopočítán podle rovnice 1. Vypočtené hodnoty byly použity pro modelování časové změny mechanických vlastností stříkaného betonu.

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (1)$$

Mladý beton:

$$G_{ml} = \frac{18100}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 7\,542 \text{ MPa}$$

Starý beton:

$$G_{st} = \frac{29000}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 11\,340 \text{ MPa}$$

Vliv výztužných sítí je ve výpočtu namáhání primárního ostění zanedbán. S jeho vlivem se bude uvažovat až při závěrečném posouzení primárního ostění pomocí interakčního diagramu.

5.4.3 Radiální výztuž ostění

Pro zvýšení stability výrubu jsou v profilu PP1 navrženy hydraulicky upínané svorníky typu HUS Swellex SP24 s délkou 4,0 m a minimální únosností 240 kN. Vzdálenost svorníků v příčném směru je 1,8 m a podélném směru 1,3 m.

Modelování radiální výztuže v programu *GEO5 – MKP* probíhá pomocí překotvené oblasti, což je oblast vytyčená radiální výztuží okolo výrubu. Vliv radiální výztuže je pak do výpočtu zaveden jako zlepšení soudržnosti horniny, která bude navýšena o hodnotu vypočtenou podle vztahu 2.

$$c_{s,k} = \frac{N_s}{A_k} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi_{ef})}{2 \cdot \cos(\varphi_{ef})} \cdot \frac{1}{\gamma_s} \quad (2)$$

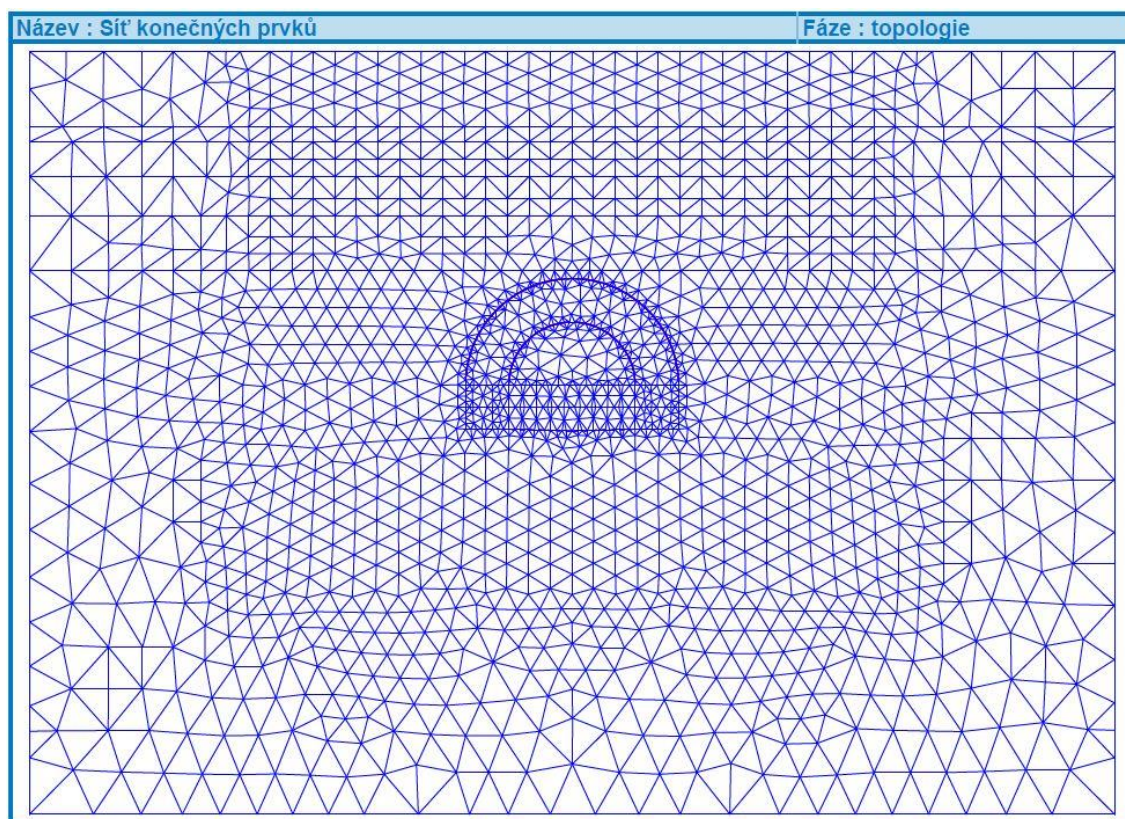
V případě profilu PP1 se překotvená oblast nachází pouze v jedné vrstvě hornin, pro kterou bylo vypočteno navýšení soudržnosti. Výsledná hodnota soudržnosti překotvené oblasti je pak dána součtem původní hodnoty soudržnosti horniny a hodnoty jejího zlepšení.

$$c_{s,k} = \frac{240}{2,3} \cdot \frac{1 + \sin(27)}{2 \cdot \cos(27)} \cdot \frac{1}{1,5} = 56,76 \text{ kPa} \approx 57 \text{ kPa}$$

$$c_{R4,k} = c_{h,k} + c_{s,k} = 45 + 57 = 102 \text{ kPa}$$

5.4.4 Numerický model

Modelování primárního ostění bylo provedeno v programu *GEO5 – MKP*. Ve fázi topologie byly zadány vstupní údaje výpočtu – rozhraní jednotlivých vrstev, vlastnosti zemin a hornin a tvar ostění. Poté byla vytvořena síť konečných prvků se základní délkou hrany 2,0 m. V okolí primárního ostění byla délka hrany prvku zkrácena na 0,5 m. V okrajích rozhraní, které by dle předpokladu nemělo mít velký vliv na výpočet primárního ostění, pak byla délka hrany prvku prodloužena na 4,0 m. Výsledná síť je zobrazena na obrázku č. 16.



Obrázek 16: PPI – Síť konečných prvků.

Při modelování primárního ostění je možné zvolit parametry kontaktu s horninou. V první fázi modelování byl kontakt uvažován a definován pomocí normálové a smykové tuhosti. Po snaze o provedení výpočtu se ale ukázalo, že program není schopen určité fáze výpočtu provést, pokud je kontakt s horninou zadán, a proto nakonec nebyl kontakt s horninou ve výpočtech použit.

Dalším problémem při modelování výpočtu byla nereálně velká plastická přetvoření, která vznikala v místě přechodů mezi jednotlivými částmi výrubu. Výpočetní program

nebyl schopen zatížení dostatečně roznést do horniny, a proto byly v těchto místech použity pomocné nosníky délky 1 m vedoucí radiálně do horniny. S pomocí těchto nosníků a také pomocí pružných oblastí, které byly v těchto místech zavedeny, se povedlo dokončit celý výpočet.

Po zadání všech potřebných parametrů ve fázi topologie a vytvoření sítě konečných prvků byl vymodelován celkový postup ražby pomocí jednotlivých fází výpočtu. V případě PP1 bylo celkem vytvořeno 10 fází výpočtu, které jsou stručně popsány v následujícím přehledu.

Stručný popis jednotlivých fází výpočtu:

Fáze č. 1: výpočet primární napjatosti,

Fáze č. 2: aktivace nevystrojeného výrubu kaloty, rozdělení zatížení pomocí
exkavace: 40 % (výrub) – 60 % (zemina),

Fáze č. 3: aktivace radiální výztuže, zavedení primárního ostění (mladý beton),
rozdělení zatížení pomocí exkavace: 70 % (výrub) – 30 % (zemina),

Fáze č. 4: zlepšení charakteristik stříkaného betonu (starý beton), rozdělení zatížení
pomocí exkavace: 100 % (výrub) – 0 % (zemina),

Fáze č. 5: aktivace nevystrojeného výrubu opěří, rozdělení zatížení pomocí
exkavace: 10 % (výrub) – 90 % (zemina),

Fáze č. 6: aktivace radiální výztuže, zavedení primárního ostění (mladý beton),
rozdělení zatížení pomocí exkavace: 50 % (výrub) – 50 % (zemina),

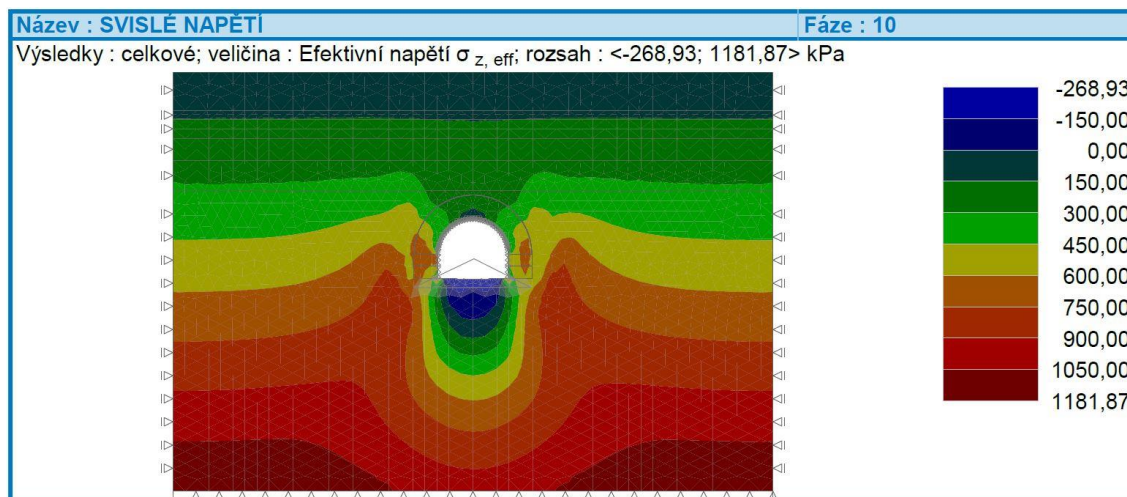
Fáze č. 7: zlepšení charakteristik stříkaného betonu (starý beton), rozdělení zatížení
pomocí exkavace: 100 % (výrub) – 0 % (zemina),

Fáze č. 8: aktivace nevystrojeného výrubu dna, rozdělení zatížení pomocí exkavace:
10 % (výrub) – 90 % (zemina),

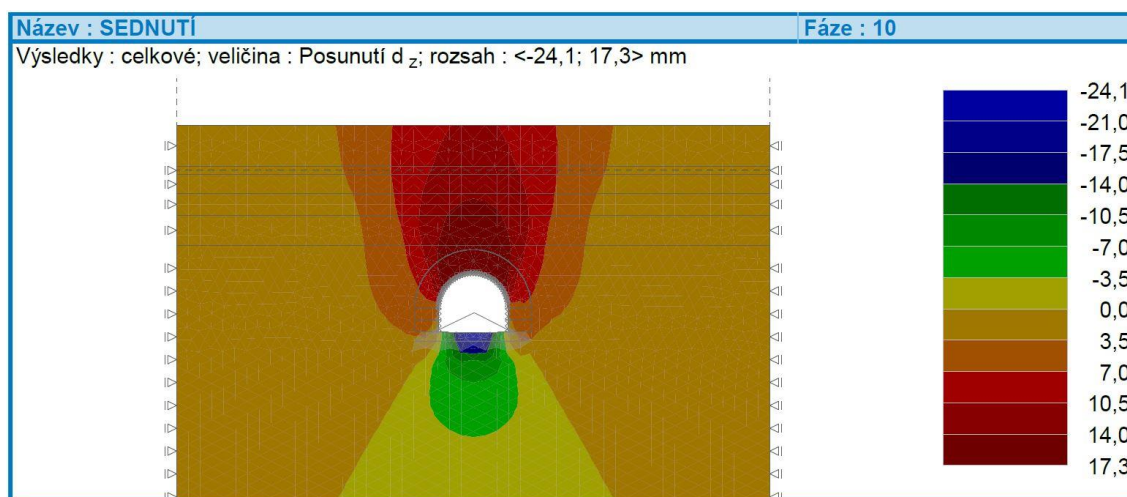
Fáze č. 9: aktivace radiální výztuže, zavedení primárního ostění (mladý beton),
rozdělení zatížení pomocí exkavace: 50 % (výrub) – 50 % (zemina),

Fáze č. 10: zlepšení charakteristik stříkaného betonu (starý beton), rozdělení zatížení pomocí exkavace: 100 % (výrub) – 0 % (zemina).

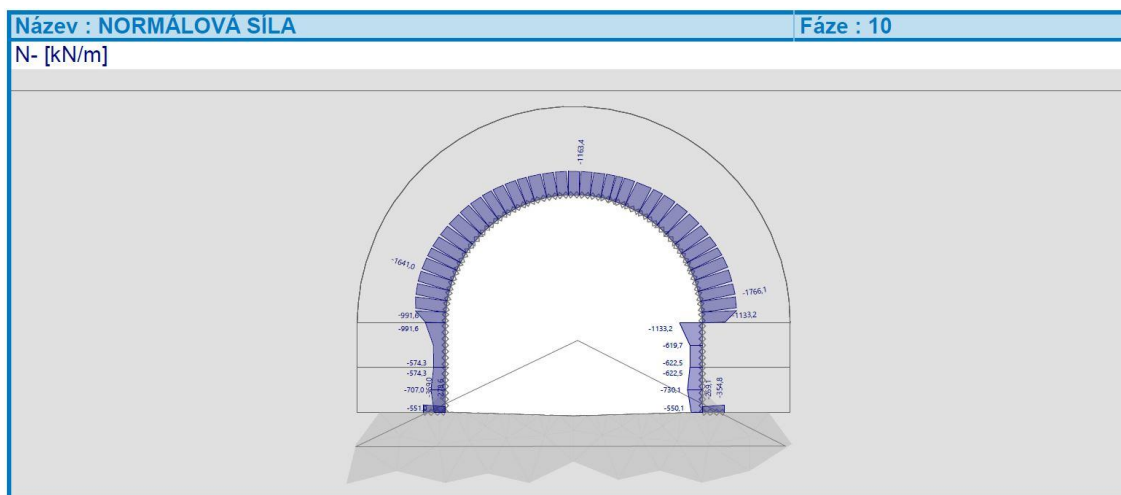
5.4.5 Výsledky výpočtu



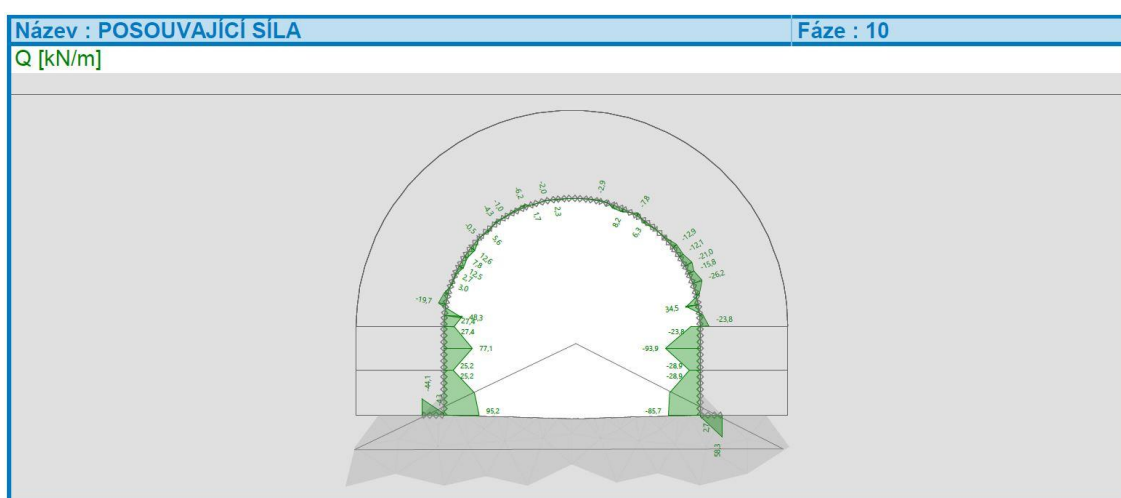
Obrázek 17: PP1 – Svislé napětí [kPa].



Obrázek 18: PP1 – Sednutí [mm].



Obrázek 22: PP1 – Průběh normálových sil [kN/m].



zatížení γ_F byla zvolena rovna 1,35. Návrhové hodnoty zatížení pro mladý a starý beton jsou uvedeny v tabulkách č. 3 a 4.

| PP1 – návrhové hodnoty zatížení (mladý beton) | | | | |
|---|--------|-----------|----------|----------|
| kombinace | | M [kNm/m] | N [kN/m] | Q [kN/m] |
| 1 | max M+ | 38,6 | -338,1 | 38,8 |
| 2 | max M- | -40,3 | -366,8 | -38,6 |
| 3 | max N- | 2,3 | -648,8 | 47,4 |
| 4 | max Q | 2,3 | -648,8 | 47,4 |

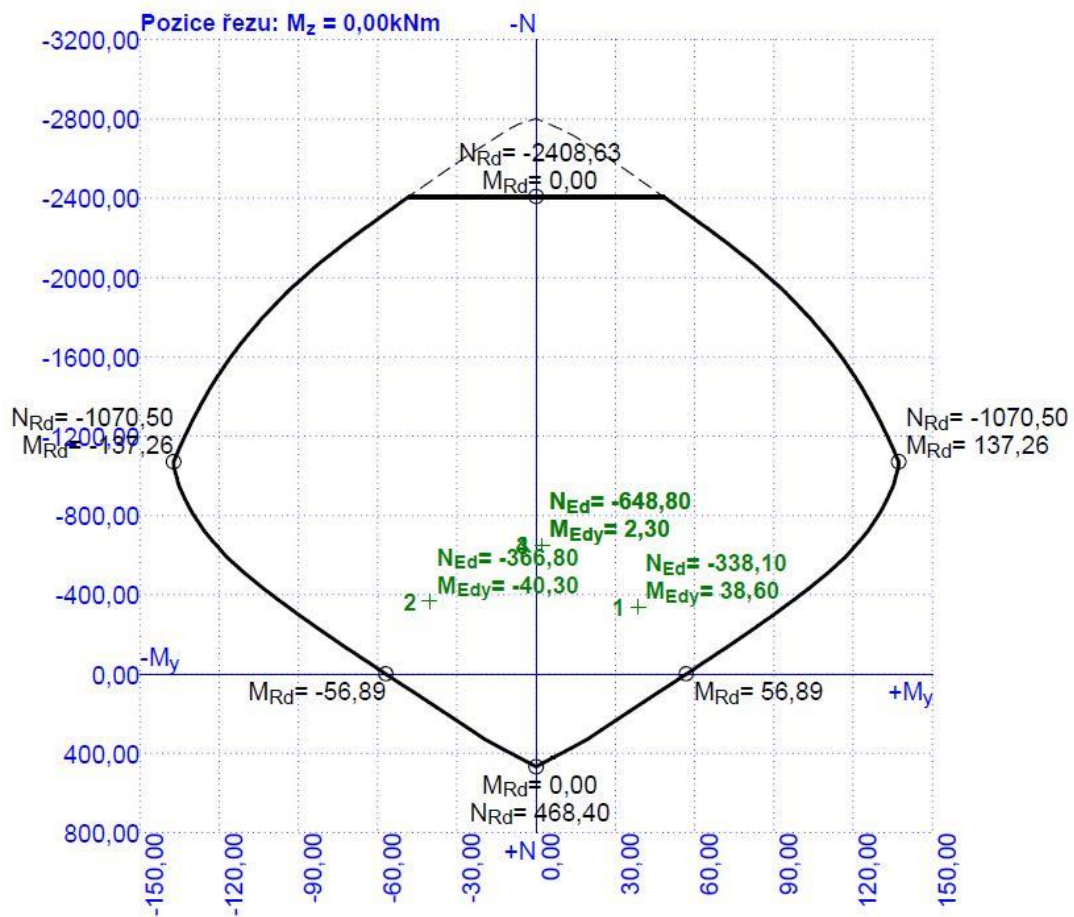
Tabulka 3: PP1 – návrhové hodnoty zatížení (mladý beton)

| PP1 – návrhové hodnoty zatížení (starý beton) | | | | |
|---|--------|-----------|----------|----------|
| kombinace | | M [kNm/m] | N [kN/m] | Q [kN/m] |
| 1 | max M+ | 80,8 | -622,5 | -28,9 |
| 2 | max M- | -66,3 | -1133,2 | -23,8 |
| 3 | max N- | -44,2 | -1766,1 | 34,5 |
| 4 | max Q | -32,3 | -525,9 | -125,2 |

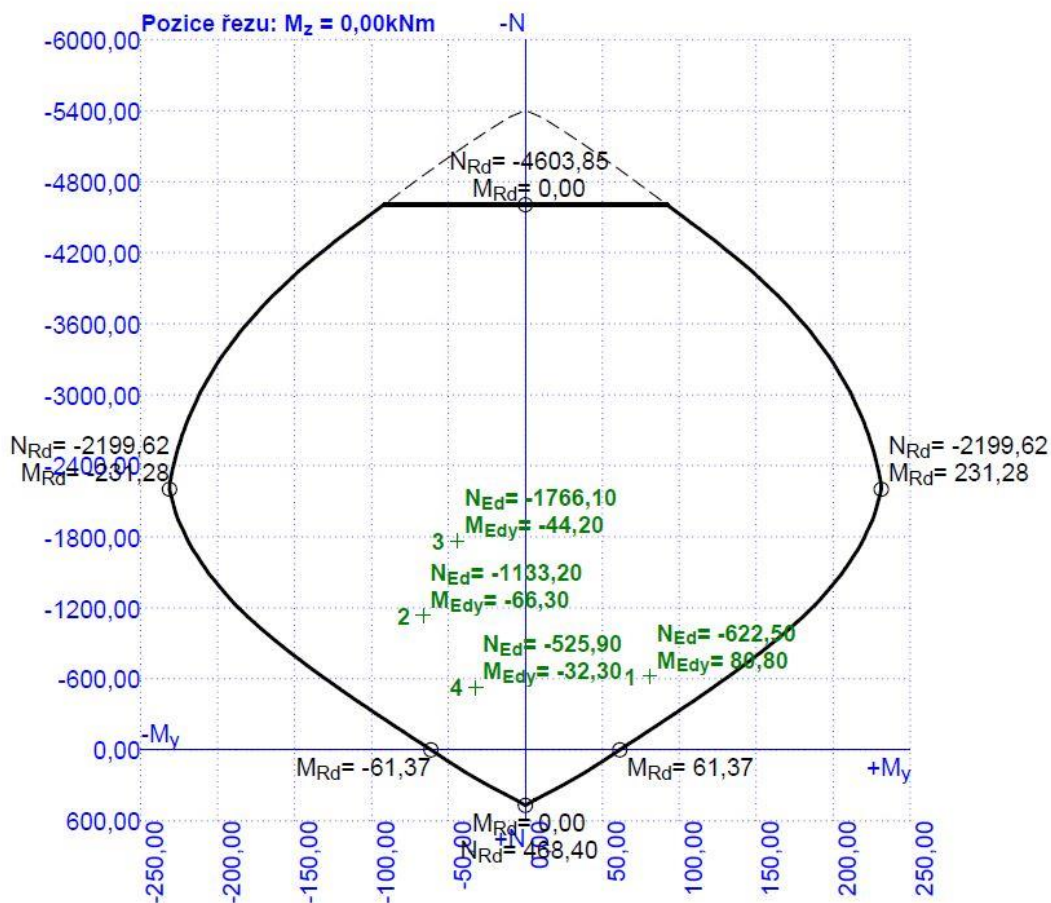
Tabulka 4: PP1 – návrhové hodnoty zatížení (starý beton)

Primární ostění bylo posouzeno v programu *FIN EC – Beton*. Posouzení bylo provedeno podle normy *EN 1992-1-1/Česko* pro materiálové vlastnosti mladého i starého betonu. Průřez ostěním byl v programu zadán rozměrem 1000 x 300 mm s dvěma vrstvami ocelové výztužné sítě 100x100x8 mm s krytím 30 mm. Materiálové vlastnosti mladého a starého betonu byly zadány podle tabulky č. 2. Vliv výztužného příhradového nosníku není při posouzení průřezu primárního ostění uvažován.

Průřez byl posouzen pomocí interakčního diagramu pro všechny návrhové kombinace zatížení. Výsledky posouzení pro mladý i starý beton jsou zobrazeny na obrázcích č. 24 a 25.



Obrázek 24: PP1 – Interakční diagram (mladý beton).



Obrázek 25: PP1 – Interakční diagram (starý beton).

Maximální využití průřezu primárního ostění s mladým betonem je 41,6 %. Maximální využití průřezu se starým betonem pak 66,3 %. Pro dosažení lepšího využití průřezu byla posouzena i výztužná síť 150x150x8 mm a 100x100x6 mm. Ani jedna z těchto sítí ovšem nevyhoví posouzení na minimální vyztužení průřezu. **Průřez primárního ostění v profilu PP1 tloušťky 300 mm s dvěma vrstvami výztužné sítě 100x100x8 mm vyhovuje platným normám.¹**

¹ Podrobná dokumentace posouzení primárního ostění profilu PP1 v programu *FIN EC Beton* tvoří přílohu č. 9.

5.5 Příčný profil PP2

Příčný profil se nachází na konci ražené části směrem k napojení na MÚK Zlíchov. Profil je charakteristický jedním z nejvyšších nadloží na trase (cca 73 m) a dobrými geologickými podmínkami. Geologický profil je zachycen sondou HJ 5 a je uveden v tabulce č. 5. Vliv hydrostatického tlaku podzemní vody je zanedbán z důvodu uvažování propustnosti primárního ostění. Vliv podzemní vody na vlastní tíhu zemin a hornin je uvažován, hladina podzemní vody se nachází v hloubce 12,2 m a od této úrovně jsou uvažovány hodnoty saturované objemové hmotnosti.

| Číslo vrstvy | Profil | ČSN 73 1001 | γ | E_{def} | E | ν | φ_{ef} | c_{ef} |
|-----------------|----------|----------------|----------------------|-----------|-------|-------|----------------|----------|
| | [m] | | [kN/m ³] | [MPa] | [MPa] | [-] | [°] | [kPa] |
| 1 | 0,0-2,1 | SM | 19 | 12,5 | 35 | 0,3 | 26 | 20 |
| 2 | 2,1-3,6 | R3 (W3) | 22 | 130 | 270 | 0,3 | 27 | 60 |
| 3 | 3,6-13,8 | R3 (W2) | 25 | 1090 | 1900 | 0,2 | 34 | 290 |
| 4 | >13,8 | R2 (W1) | 26 | 3350 | 5000 | 0,15 | 38 | 575 |

Tabulka 5: Geologický profil v PP2

5.5.1 Primární ostění

V profilu PP2 je technologická třída výrubu navržena jako TTV 2. Výrub je členěn na kalotu a opěří, primární ostění je navrženo na patkách bez spodní klenby.

Kalota: výrub je zajištěn stříkaným betonem SB25 (C20/25) tloušťky 200 mm, který je vyztužen dvěma vrstvami sítí 150x150x8 mm a příhradovým nosníkem ANKRA GT 100/20/25 s osovou vzdáleností 2,1 m. Stabilita výrubu a jeho okolí je zajištěna radiální výztuží, kterou tvoří svorníky HUS Swellex Sp16 délky 3,0 m s minimální požadovanou únosností 160 kN. Délka záběru v kalotě je 2,1 m. Dno výrubu kaloty (I. pracovní úroveň) je ve výšce +2,490 m nad niveletou. Maximální výška v kalotě je 5,725 m. Celková plocha výrubu kaloty v profilu PP1 je 51,61 m².

Opěří: výrub je zajištěn stříkaným betonem SB25 (C20/25) tloušťky 200 mm, který je vyztužen dvěma vrstvami sítí 150x150x8 mm a příhradovým nosníkem ANKRA GT 100/20/25. Stabilita výrubu a jeho okolí je zajištěna radiální výztuží, kterou tvoří svorníky HUS Swellex Sp16 délky 3,0 m s minimální požadovanou únosností 160 kN. II. pracovní úroveň je ve výšce -1,717 m pod niveletou. Délka záběru opěří je 2,1 m.

Výškové propojení do kaloty je realizované pomocí rampy se sklonem 1:4. Plocha výrubu opěří v profilu PP1 je 47,19 m².

Celková plocha výrubu v profilu PP2 je 98,80 m². Rozměry profilu výrubu jsou uvažovány včetně prostoru pro deformaci primárního ostění s limitní hodnotou 65 mm a prostoru pro uložení hydroizolace včetně její ochrany s tloušťkou 35 mm. Výkres primárního ostění je uvedený v příloze č. 5.

5.5.2 Radiální výztuž ostění

Pro zvýšení stability výrubu jsou v profilu PP2 navrženy hydraulicky upínané svorníky typu HUS Swellex SP16 s délkou 3,0 m a minimální únosností 160 kN. Vzdálenost svorníků v příčném směru je 2,2 m a podélném směru 2,1 m.

Modelování radiální výztuže v programu *GEO5 – MKP* probíhá pomocí překotvené oblasti, což je oblast vytyčená radiální výztuží okolo výrubu. Vliv radiální výztuže je pak do výpočtu zaveden jako zlepšení soudržnosti horniny, která bude navýšena o hodnotu vypočtenou podle vztahu 2.

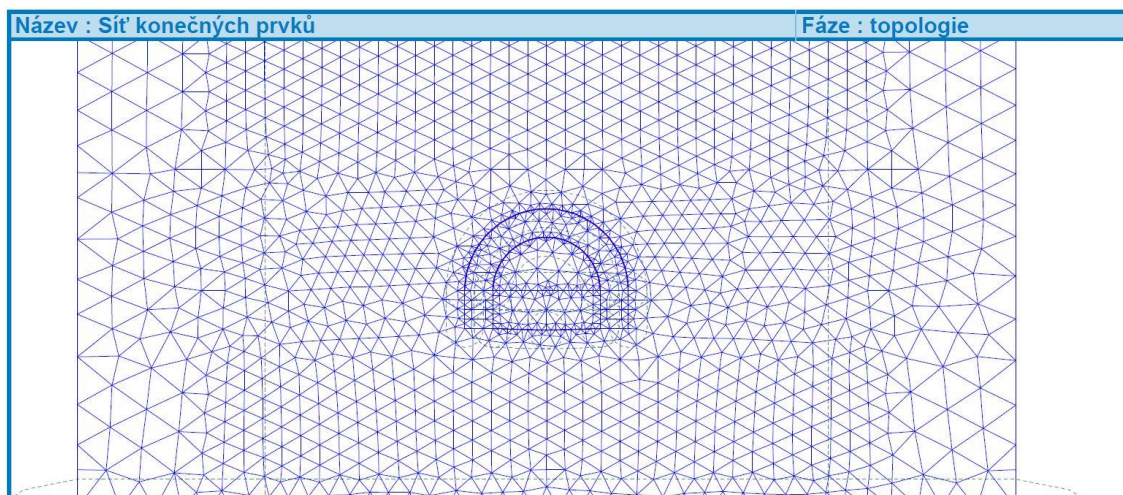
V případě profilu PP2 se překotvená oblast nachází pouze v jedné vrstvě hornin, pro kterou bylo vypočteno navýšení soudržnosti. Výsledná hodnota soudržnosti překotvené oblasti je pak dána součtem původní hodnoty soudržnosti horniny a hodnoty jejího zlepšení.

$$c_{s,k} = \frac{160}{1,32} \cdot \frac{1 + \sin(38)}{2 \cdot \cos(38)} \cdot \frac{1}{1,5} = 82,84 \text{ kPa} \approx 83 \text{ kPa}$$

$$c_{R2,k} = c_{h,k} + c_{s,k} = 575 + 83 = 658 \text{ kPa}$$

5.5.3 Numerický model

Modelování primárního ostění bylo provedeno v programu *GEO5 – MKP*. Ve fázi topologie byly zadány vstupní údaje výpočtu – rozhraní jednotlivých vrstev, vlastnosti zemin a hornin a tvar ostění. Poté byla vytvořena síť konečných prvků se základní délkou hrany 2,0 m. V okolí primárního ostění byla délka hrany prvku zkrácena na 0,5 m. V okrajích rozhraní, které by dle předpokladu nemělo mít velký vliv na výpočet primárního ostění, pak byla délka hrany prvku prodloužena na 4,0 m. Výsledná síť je zobrazena na obrázku č. 26.



Obrázek 26: PP2 – Síť konečných prvků.

Při modelování primárního ostění v profilu PP2 byly použity kontakty s horninou, které byly definovány pomocí normálové tuhosti K_n a smykové tuhosti K_s . Materiálový model kontaktu byl zvolen jako Mohr-Coulombův model.

Hodnoty parametrů tuhosti byly zvoleny následovně:

$$K_s = 20\,000 \text{ kN/m}^3$$

$$K_n = 100\,000 \text{ kN/m}^3$$

Hodnoty redukčních parametrů tření a soudržnosti byly zvoleny následovně:

$$\delta_\mu = 0,80$$

$$\delta_c = 0,80$$

Při výpočtu byly použity pomocné radiální nosníky délky 1 m a pružné oblasti stejně jako u výpočtu profilu PP1.

Po zadání všech potřebných parametrů ve fázi topologie a vytvoření sítě konečných prvků byl vymodelován celkový postup ražby pomocí jednotlivých fází výpočtu. V případě PP2 bylo celkem vytvořeno 7 fází výpočtu, které jsou stručně popsány v následujícím přehledu.

Stručný popis jednotlivých fází výpočtu:

Fáze č. 1: výpočet primární napjatosti,

Fáze č. 2: aktivace nevystrojeného výrubu kaloty, rozdělení zatížení pomocí
exkavace: 40 % (výrub) – 60 % (zemina),

Fáze č. 3: aktivace radiální výztuže, zavedení primárního ostění (mladý beton),
rozdělení zatížení pomocí exkavace: 70 % (výrub) – 30 % (zemina),

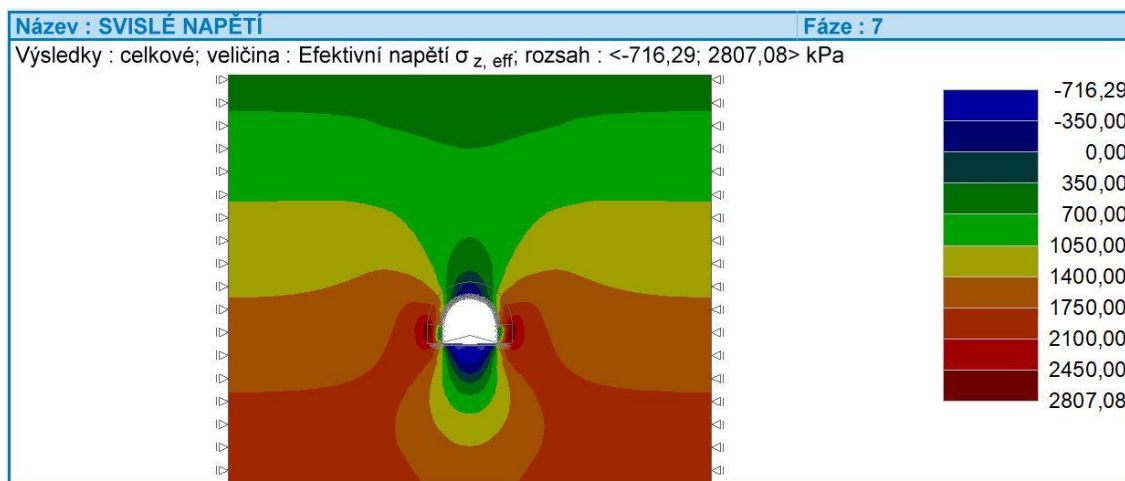
Fáze č. 4: zlepšení charakteristik stříkaného betonu (starý beton), rozdělení zatížení
pomocí exkavace: 100 % (výrub) – 0 % (zemina),

Fáze č. 5: aktivace nevystrojeného výrubu opěří, rozdělení zatížení pomocí
exkavace: 10 % (výrub) – 90 % (zemina),

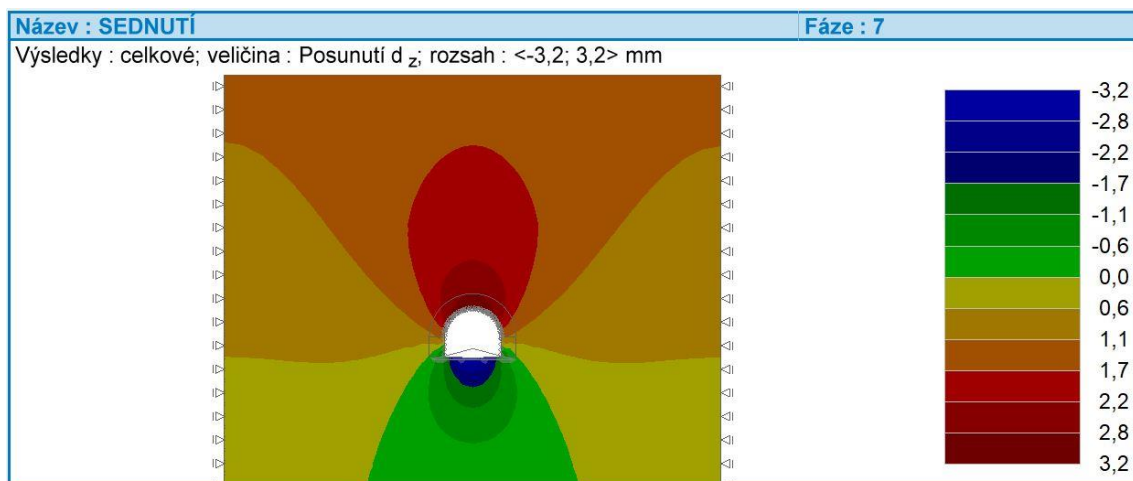
Fáze č. 6: aktivace radiální výztuže, zavedení primárního ostění (mladý beton),
rozdělení zatížení pomocí exkavace: 50 % (výrub) – 50 % (zemina),

Fáze č. 7: zlepšení charakteristik stříkaného betonu (starý beton), rozdělení zatížení
pomocí exkavace: 100 % (výrub) – 0 % (zemina).

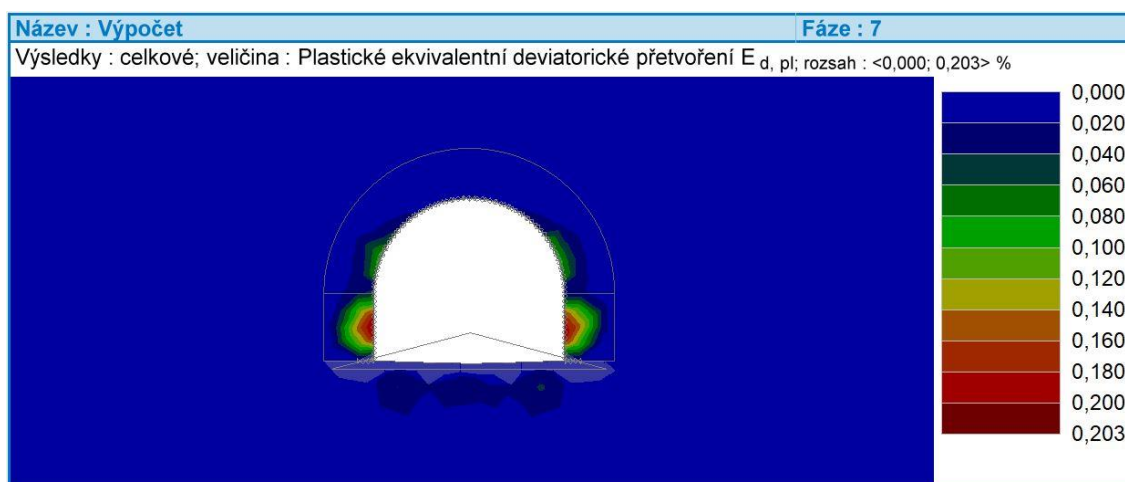
5.5.4 Výsledky výpočtu



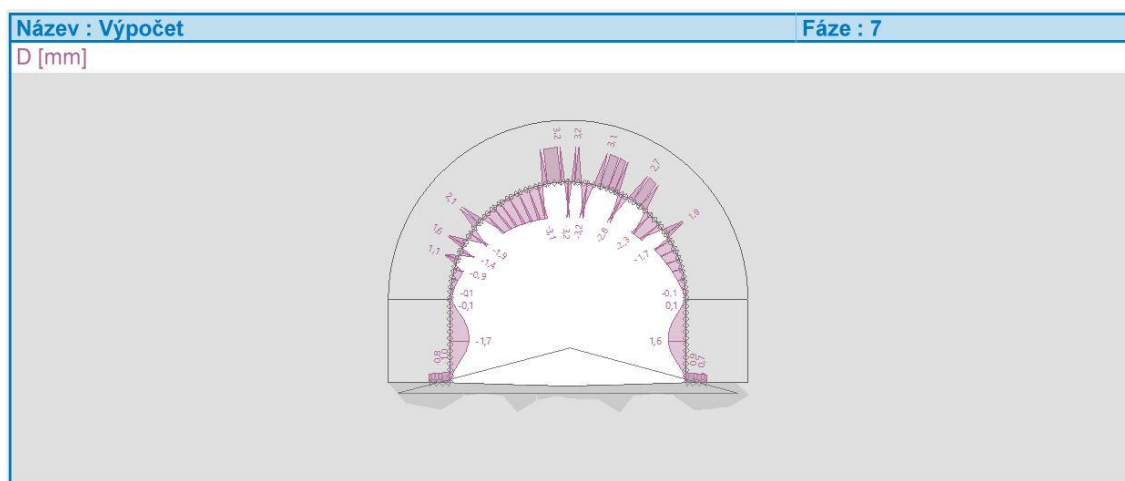
Obrázek 27: PP2 – Svislé napětí [kPa].



Obrázek 28: PP2 – Sednutí [mm].

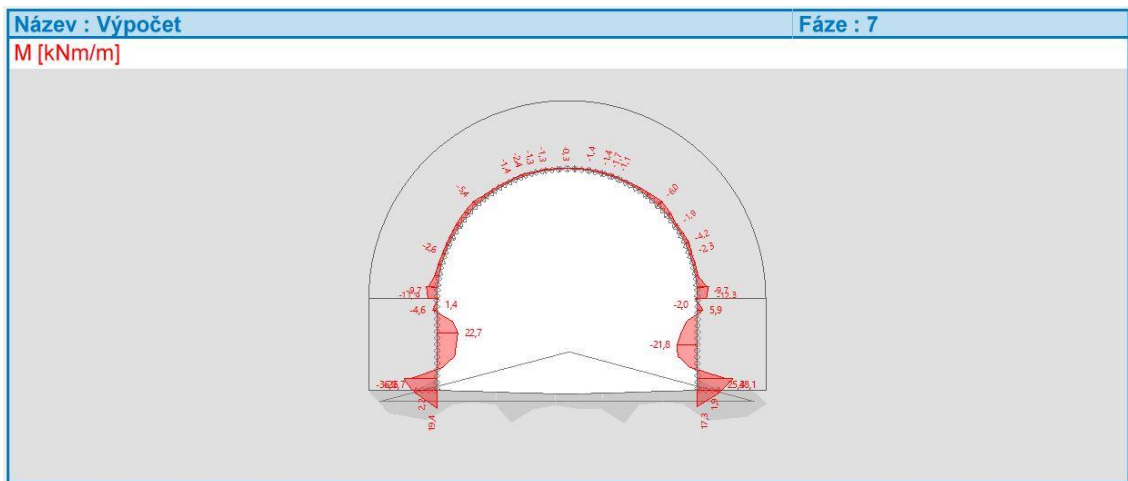


Obrázek 29: PP2 – Plastické přetvoření [%].

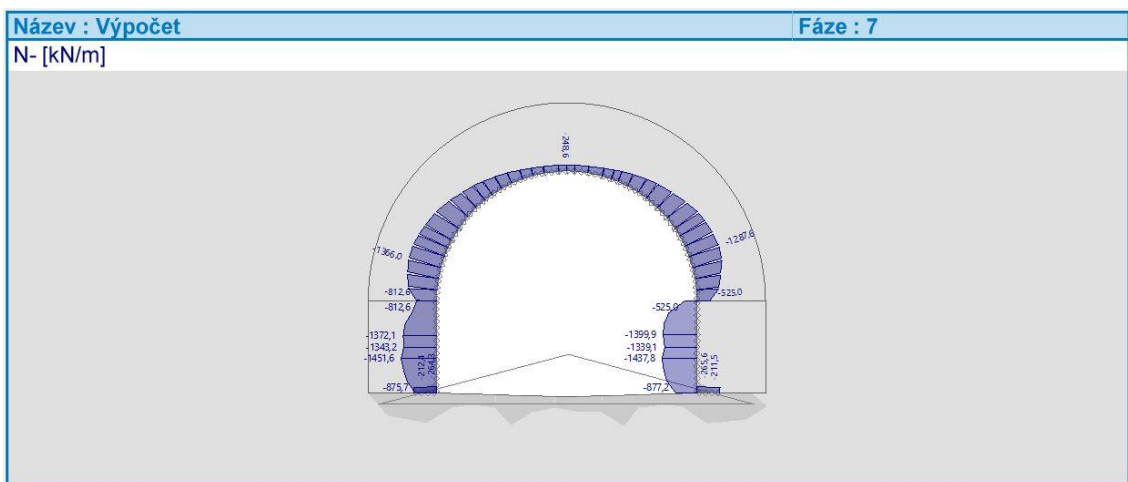


Obrázek 30: PP2 – Vykreslení kolmých deformací [mm].²

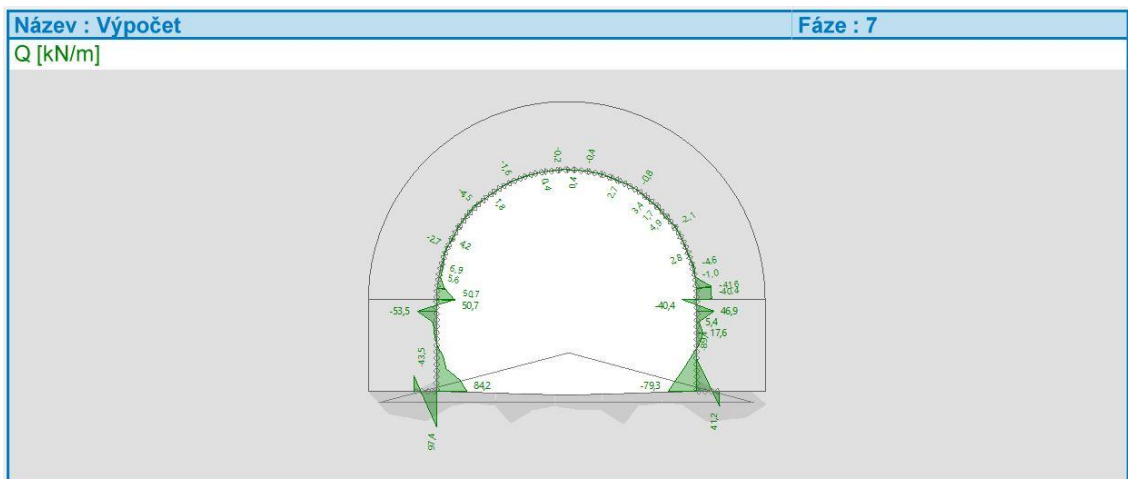
² Vykreslení kolmých deformací vykazuje systémovou chybu, kterou se nepovedlo upravit. Zobrazené kladné deformace klenby odpovídají hodnotami ale ne znaménkem, pokud bychom znaménko změnili, bude vykreslení odpovídat realitě a vytvoří plynulý pokles klenby.



Obrázek 31: PP2 – Průběh ohybových momentů [kNm/m].



Obrázek 32: PP2 – Průběh normálových sil [kN/m].



Obrázek 33: PP2 – Průběh posouvajících sil [kN/m].

5.5.5 Posouzení primárního ostění

Vstupní zatížení pro posouzení primárního ostění bylo stanoveno na základě výsledků z numerického modelu. Pro ověření únosnosti ostění byly vybrány nejnejpříznivější kombinace zatížení – pro nejkritičtější hodnotu jedné z vnitřních sil byly přiřazeny odpovídající hodnoty zbývajících vnitřních sil. Takto byly vybrány kombinace zatížení pro mladý i starý beton.

Kombinace vnitřních sil stanovené na základě numerického modelu bylo třeba přenásobit součinitelem zatížení γ_F , abychom získali návrhové hodnoty vnitřních sil. Tímto postupem stanovíme zatížení v souladu s normou EC 7-1 (ČSN EN 1997-1), neboť numerický výpočet používá neredukované parametry zemin. Hodnota součinitele zatížení γ_F byla zvolena rovna 1,35. Návrhové hodnoty zatížení pro mladý a starý beton jsou uvedeny v tabulkách č. 6 a 7.

| PP2 – návrhové hodnoty zatížení (mladý beton) | | | | |
|---|--------|-----------|----------|----------|
| kombinace | | M [kNm/m] | N [kN/m] | Q [kN/m] |
| 1 | max M+ | 12,9 | -188,8 | 25,2 |
| 2 | max M- | -14,2 | -50,9 | -27,3 |
| 3 | max N- | 0,1 | -631,3 | 1,6 |
| 4 | max Q | 1,4 | -578,4 | 52,8 |

Tabulka 6: PP2 – návrhové hodnoty zatížení (mladý beton)

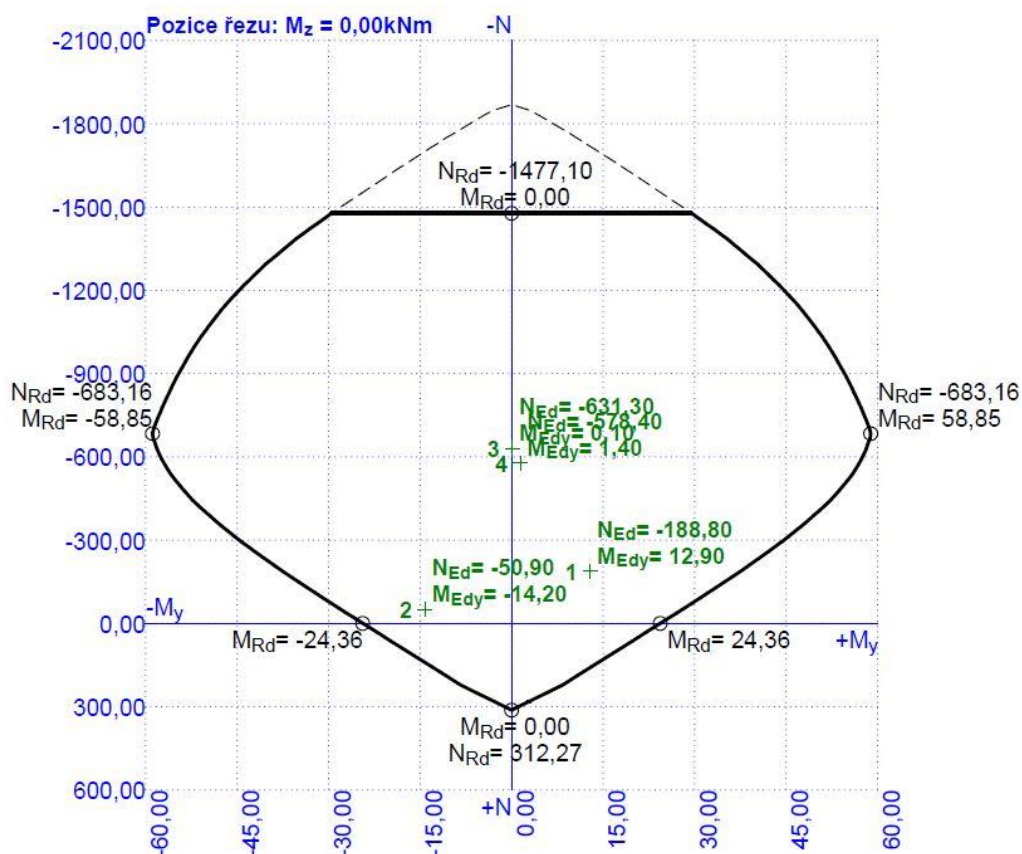
| PP2 – návrhové hodnoty zatížení (starý beton) | | | | |
|---|--------|-----------|----------|----------|
| kombinace | | M [kNm/m] | N [kN/m] | Q [kN/m] |
| 1 | max M+ | 38,1 | -1238,7 | -57,7 |
| 2 | max M- | -36,0 | -1205,4 | 63,4 |
| 3 | max N- | -2,6 | -1650,5 | 4,1 |
| 4 | max Q | -26,7 | -875,7 | 84,2 |

Tabulka 7: PP2 – návrhové hodnoty zatížení (starý beton)

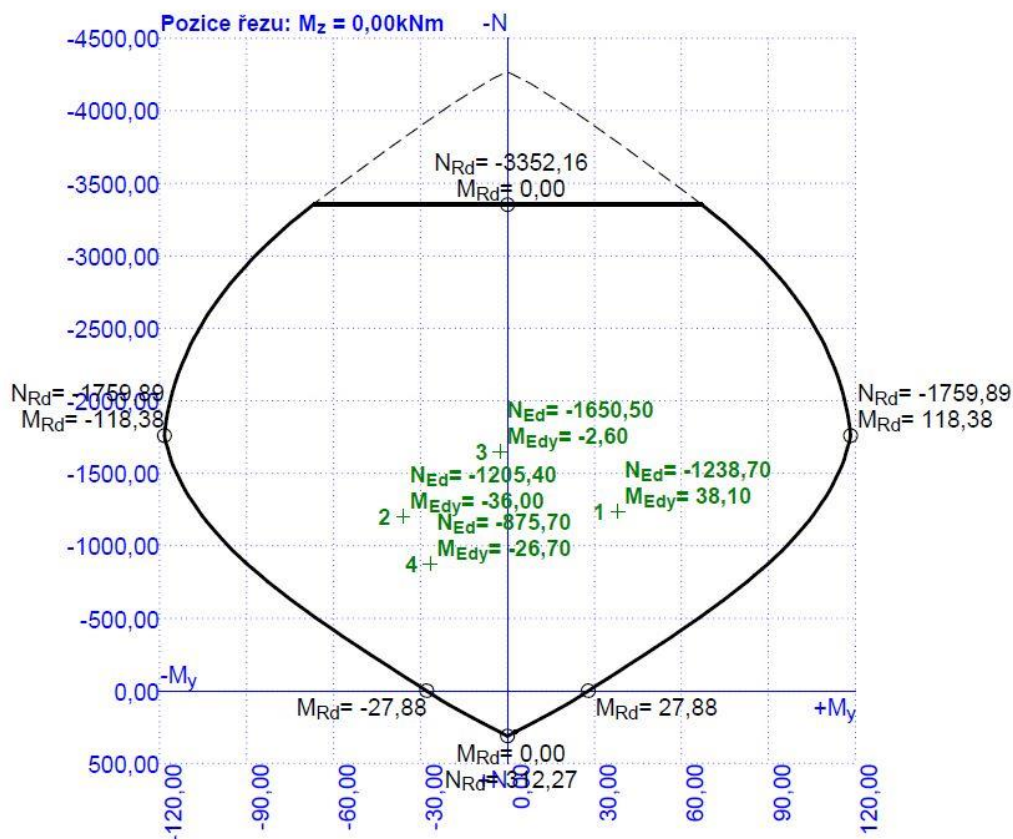
Primární ostění bylo posouzeno v programu *FIN EC – Beton*. Posouzení bylo provedeno podle normy *EN 1992-1-1/Česko* pro materiálové vlastnosti mladého i starého betonu. Průřez ostěním byl v programu zadán rozměrem 1000 x 200 mm s dvěma vrstvami ocelové výztužné sítě 150x150x8 mm s krytím 30 mm. Materiálové

vlastnosti mladého a starého betonu byly zadány podle tabulky č. 2. Vliv výztužného příhradového nosníku není při posouzení průřezu primárního ostění uvažován.

Průřez byl posouzen pomocí interakčního diagramu pro všechny návrhové kombinace zatížení. Výsledky posouzení pro mladý i starý beton jsou zobrazeny na obrázcích č. 34 a 35.



Obrázek 34: PP2 – Interakční diagram (mladý beton).



Obrázek 35: PP2 – Interakční diagram (starý beton).

Maximální využití průřezu primárního ostění s mladým betonem je 53,0 %. Maximální využití průřezu se starým betonem pak 41,9 %. Pro dosažení lepšího využití průřezu byla posouzena i výztužná síť 150x150x6 mm, která ovšem nevyhoví podmínce minimálního vyztužení průřezu. **Průřez primárního ostění v profilu PP2 tloušťky 200 mm s dvěma vrstvami výztužné sítě 150x150x8 mm vyhovuje platným normám.**³

³ Podrobná dokumentace posouzení primárního ostění profilu PP2 v programu *FIN EC Beton* tvoří přílohu č. 9.

6 Návrh sekundárního ostění tunelu

6.1 Použitý software

Při řešení sekundárního ostění byl použit software *ATENA 2D*.

6.1.1 ATENA 2D

Program *ATENA 2D* je softwarem od firmy Červenka Consulting. Je určen pro nelineární analýzu betonových a železobetonových konstrukcí. Program simuluje skutečné chování betonu a z něj vyrobených konstrukcí včetně jejich porušování trhlinami, drcením betonu nebo tečením výztuže.

Výsledky nelineárního výpočtu a zatěžovacího diagramu lze zobrazovat již v průběhu řešení, což umožňuje interaktivní řízení výpočtu. *ATENA 2D* umožňuje realistickou vizualizaci vzniku trhlin ve všech fázích nelineární analýzy. Trhliny mohou být zobrazeny nejen na povrchu, ale i uvnitř analyzovaného materiálu.

System je založený na metodě konečných prvků a lomové mechanice. Program obsahuje materiálové modely nejen pro beton a výztuž, ale i pro ocel, kámen, půdu a zdivo. Je v něm možno analyzovat i drátkobetonové materiály. Provádět lze dynamické a statické výpočty, výpočty dotvarování, smršťování, teplotní analýzu a proudění vlhkosti. [17]

6.2 Návrh a posouzení definitivního ostění

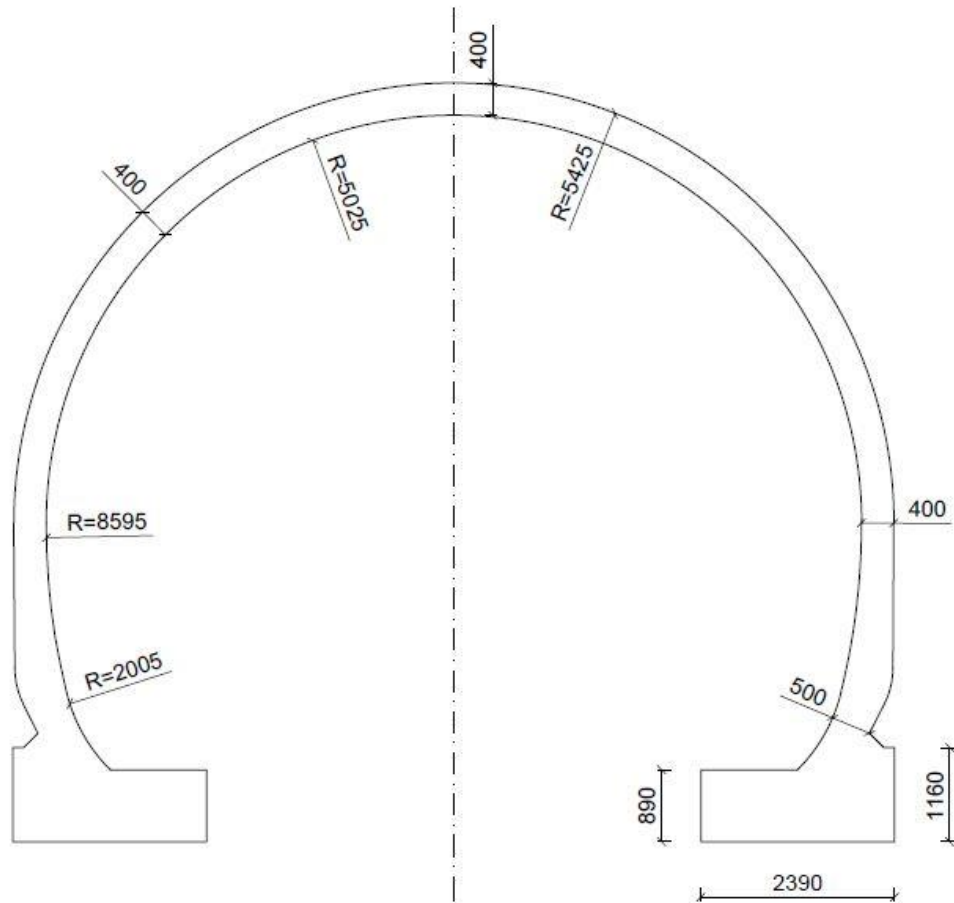
Návrh a posouzení definitivního ostění byly realizovány v příčném profilu PP2. Původně měl být posouzen PP1, ale problémy s výpočty primárního ostění v programu *GEO5 – MKP* byly tak rozsáhlé, že musel být odstraněn zadaný kontakt mezi primárním ostěním a horninovým masivem. Bez tohoto kontaktu nebylo možné zjistit radiální kontaktní napětí, které je jedním ze vstupních parametrů posouzení ostění sekundárního. Pro získání potřebných hodnot by musel být výpočet namodelován a proveden v jiném výpočetním programu, z tohoto důvodu byl vybrán druhý příčný profil, ve kterém se povedlo kontakt namodelovat a radiální napětí v něm spočítat. Posouzení definitivního ostění v PP1 by bylo obdobné, proto v rámci této práce bude provedeno posouzení sekundárního ostění pouze v příčném profilu PP2.

Sekundární ostění bylo posouzeno v souladu s normou EC 7. Ta však příliš nepokrývá tunelové stavby, proto posouzení hlavně vychází z dokumentu *Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC* [24]. Samotné posouzení ostění je provedeno na základě kombinací vnitřních sil získaných z programu *ATENA 2D* pomocí interakčního diagramu v programu *FIN EC Beton*.

Posouzení sekundárního ostění zahrnuje ověření dvou základních mezních stavů, a to *mezního stavu únosnosti (MSÚ)* a *mezního stavu použitelnosti (MSP)*. U mezního stavu únosnosti musíme prokázat, že konstrukce únosností vyhoví při nejhorším možném účinku zatížení, které na ní může působit. Posuzujeme zde zatížení při méně pravděpodobných, ale možných situacích. Mezní stav použitelnosti by naopak měl přiblížit skutečné chování konstrukce při běžných stavech, které s velkou pravděpodobností opravdu nastanou. Měl by zastihnout vliv ražby a s ním související deformace ostění a poklesy terénu a také posoudit šířku trhlin, která je důležitá zejména pro zajištění ochrany výztuže před korozí. [24]

6.2.1 Parametry definitivního ostění

Definitivní ostění bude zhotoveno z betonu C30/37 s výztuží B500B. Parametry použitých materiálů jsou přiřazeny programem automaticky na základě použitého materiálového modelu (bude uvedeno dále). Minimální tloušťka ostění ve vrcholu klenby je 400 mm.



Obrázek 36: Sekundární ostění v PP2.

6.2.2 Zatěžovací stavy

Zatížení působící na tunelové ostění lze rozdělit následovně:

- 1) Zatížení stálá
 - a) Vlastní tíha ostění (VLT)
 - b) Horninový tlak (R)
 - c) Smršťování (S)
 - d) Zatížení terénu zástavbou a jinými pozemními objekty (ZSB)
- 2) Zatížení proměnná
 - a) Teplotní změny (TPZ/TPL)
 - b) Zatížení vodním tlakem (W)
 - c) Zatížení terénu dopravou (DP)

6.2.2.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha ostění

Vlastní tíha ostění je v programu *ATENA 2D* počítána automaticky ze zadaných parametrů použitých materiálů a tvaru ostění. Objemové tíhy byly uvažovány následovně:

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

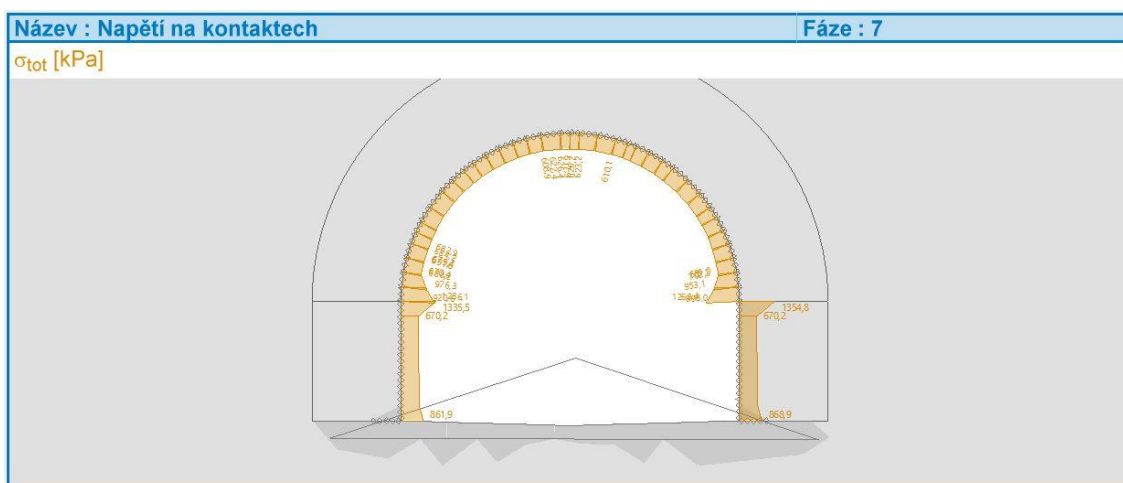
$$\gamma_{výztuž} = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Horninový tlak

Velikost horninového tlaku byla převzata jako hodnota kontaktního napětí mezi primárním ostěním a horninou převzatá z programu *GEO5 – MKP*. Při tvorbě výpočtu primárního ostění nastaly problémy s modelováním kontaktu s horninou. Ve výpočtu vznikl velký rozdíl výsledných vnitřních sil pro variantu bez kontaktu a s kontaktem, které by se v ideálním případě neměly lišit. I přes velký počet vyzkoušených variací parametrů kontaktu se nepovedlo tento problém vyřešit.

Velikost radiálního napětí vznikajícího v kontaktu byla nereálně vysoká, proto byla nakonec redukována pomocí přepočtového koeficientu získaného zprůměrováním poměrů velikostí vnitřních sil z variant s kontaktem a bez kontaktu. Hodnota tohoto koeficientu, kterým byl radiální tlak redukován, je $k_{red} = 2,5$.

Průběh radiálního napětí s neredukovanými hodnotami je zobrazen na obr. č. 37.



Obrázek 37: Průběh normálového napětí na kontaktech.

Smršťování

Smršťováním nazýváme děj, při kterém dochází ke zmenšování objemu betonu. Rozdělujeme ho na dva typy. Prvním typem je smršťování způsobené hydratací betonu, tzv. autogenní smršťování. Druhým typem je pak smršťování vlivem úniku vody do okolního prostředí, tzv. smršťování od vysychání. Výpočet poměrného smrštění je proveden pro čas $t = 100$ let, tedy do dosažení životnosti konstrukce, za předpokladu 80 % relativní vlhkosti okolního prostředí. [24]

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3)$$

Kde: ε_{cs} celkové poměrné smršťování
 ε_{cd} poměrné smršťování vysycháním
 ε_{ca} autogenní poměrné smršťování

Smršťování vysycháním

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4)$$

Kde: $\varepsilon_{cd,\infty}$ jmenovitá hodnota poměrného smršťování vysycháním [%] viz tabulka č. 8
 k_h součinitel závislý na náhradní tloušťce h_0 (viz tab. č. 9)

$$h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{u} \quad (5)$$

Kde: A_c průřezová plocha betonu
 u obvod části vystavené vysychání

| $f_{ck}/f_{ck,cube}$ [MPa] | Relativní vlhkost [%] | | | | | |
|-------------------------------|-----------------------|------|------|------|------|------|
| | 20 | 40 | 60 | 80 | 90 | 100 |
| 20/25 | 0,62 | 0,58 | 0,49 | 0,30 | 0,17 | 0,00 |
| 40/50 | 0,48 | 0,46 | 0,38 | 0,24 | 0,13 | 0,00 |
| 60/75 | 0,38 | 0,36 | 0,30 | 0,19 | 0,10 | 0,00 |
| 80/95 | 0,30 | 0,28 | 0,24 | 0,15 | 0,08 | 0,00 |
| 90/105 | 0,27 | 0,25 | 0,21 | 0,13 | 0,07 | 0,00 |

Tabulka 8: Jmenovitá hodnota poměrného smršťování $\varepsilon_{cd,0}$ [%] [24].

| h_0 [mm] | k_h |
|------------|-------|
| 100 | 1,00 |
| 200 | 0,85 |
| 300 | 0,75 |
| ≥ 500 | 0,70 |

Tabulka 9: Hodnoty k_h [-] [24].

Vývoj poměrného smrštění od vysychání v závislosti na čase t vyplývá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (6)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (7)$$

Kde: t stáří betonu ve dnech

t_s stáří betonu na začátku vysychání (ve dnech)

Autogenní smrštění

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (8)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (9)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot t^{0,5}} \quad (10)$$

Dosazením do rovnic (3) až (10) bylo vypočteno celkové poměrné smrštění v čase $t = 100$ let.

$$\varepsilon_{cs} = 0,0815 \text{ ‰}$$

Zatížení terénu zástavbou a jinými pozemními objekty

Zájmové území nad tunelem je tvořeno převážně lesními porosty. Zatížení zástavbou nebylo obsaženo v podkladech poskytnutých pro tuto diplomovou práci obsaženo, a proto nebude toto zatížení ve výpočtu uvažováno.

6.2.2.2 Proměnné zatížení

Teplotní změny

Zatížení sekundárního ostění teplotními změnami se provádí pro dvě různá období – léto a zimu. Je třeba zohlednit i vzdálenost posuzovaného řezu od portálu. Teplotní změny se uvažují podle následující tabulky č. 10. [24]

| Poloha | Lokace | Léto | Zima |
|---------------------------|----------------|---------|--------|
| Portál | vnější povrch | +35°C | -25°C |
| | střednice | +30°C | -20°C |
| | vnitřní povrch | +25°C | -15°C |
| 200 m od portálu | vnější povrch | +15°C | -5°C |
| | střednice | +20°C | -10°C |
| | vnitřní povrch | +25°C | -15°C |
| 200 m – 1000 m od portálu | vnější povrch | +10°C | +5°C |
| | střednice | +15°C | 0°C |
| | vnitřní povrch | +20°C | -5°C |
| Nad 1000 m od portálu | vnější povrch | +10°C | +5°C |
| | střednice | +12,5°C | +2,5°C |
| | vnitřní povrch | +15°C | 0°C |

Tabulka 10: Teplotní změny pro zatížení definitivního ostění [24].

Posuzovaný řez se nachází přibližně 180 m od portálu.

Teplotní zatížení je v programu *ATENA 2D* zadáváno každému makroprvku pomocí lineárního pole ve tvaru:

$$f(x, y) = (K + K_x \cdot x + K_y \cdot y) \cdot dt \quad (11)$$

Koeficienty K , K_x , K_y lze dopočítat ze znalosti souřadnic okrajových bodů jednotlivých makroprvků a ze znalosti předepsaných teplot v těchto bodech. Dopočet těchto koeficientů byl proveden v programu *MS Excel* a tvoří přílohu č. 10.

Teplota při betonáži byla uvažována hodnotou $T = 10^\circ\text{C}$. Program *ATENA 2D* pracuje s teplotou při betonáži rovnou 0°C , z tohoto důvodu byly hodnoty teplotních změn při výpočtu v programu *MS Excel* upraveny o rozdíl mezi danými teplotami rovný 10°C .

Zatížení vodním tlakem

Podél celého tunelu jsou navrženy boční tunelové drenáže profilu DN200. Z tohoto důvodu nedochází k nárůstu hydrostatického tlaku.

Zatížení terénní dopravou

Toto zatížení není uvažováno stejně jako v případě zatížení nadloží tunelu zástavbou a jinými objekty.

6.2.3 Kombinace zatížení

Definitivní ostění má být posouzeno na 16 různých kombinací zatížení, které mají vystihnout všechny stavy, které by mohly v průběhu životnosti konstrukce nastat. Tyto zatěžovací stavy lze rozdělit do dvou skupin. První skupina kombinací (C1-C8) nepředpokládá působení horninového tlaku, jelikož ten je prozatím přenášen primárním ostěním. Ve druhé skupině (C9-16) se již uvažuje degradace primárního ostění a tím pádem plný horninový tlak. Kombinace jsou uvedeny v tabulce č. 11. [24]

| Kombinace | ZS - stálé | | | | ZS - proměnné | | | |
|-----------------------|------------|---|---|-----|---------------|-----|---|----|
| | VLТ | S | R | ZSB | TPZ | TPL | W | DP |
| Bez horninového tlaku | C1 | X | | | | X | | |
| | C2 | X | | | | | X | |
| | C3 | X | | | | X | | X |
| | C4 | X | | | | | X | X |
| | C5 | X | X | | | X | | |
| | C6 | X | X | | | | X | |
| | C7 | X | X | | | X | | X |
| | C8 | X | X | | | | X | X |
| S horninovým tlakem | C9 | X | | X | X | X | | X |
| | C10 | X | | X | X | | X | X |
| | C11 | X | | X | X | X | | X |
| | C12 | X | | X | X | | X | X |
| | C13 | X | X | X | X | X | | X |
| | C14 | X | X | X | X | | X | X |
| | C15 | X | X | X | X | X | | X |
| | C16 | X | X | X | X | | X | X |

Tabulka 11: Kombinace zatížení [24].

Pokud nebudeme uvažovat kombinace, ve kterých se vyskytuje zatížení hydrostatickým tlakem (W), zatížení stavebními objekty (ZSB) a dopravou nad tunelem (DP), počet kombinací i jejich obsah se zredukuje. Tyto výsledné kombinace jsou uvedeny v tabulce č. 12 a budou použity pro posouzení definitivního ostění.

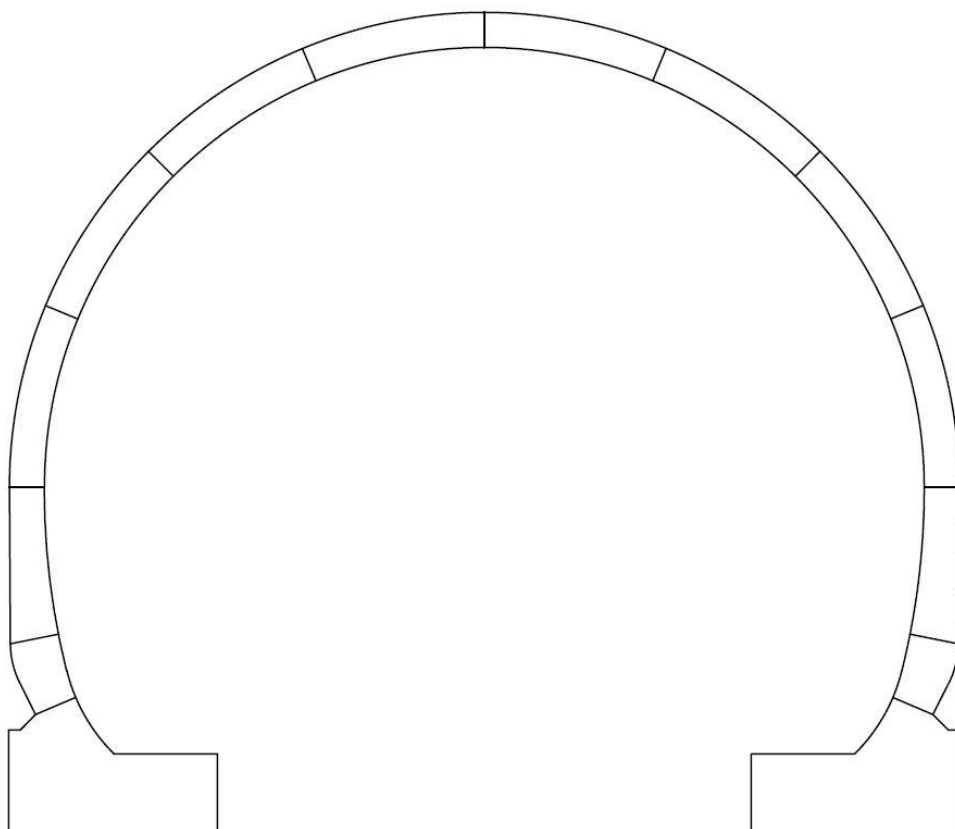
| Kombinace | | ZS – stálé | | | ZS – proměnné | |
|-----------------------|-----|------------|---|---|---------------|-----|
| | | VLT | S | R | TPZ | TPL |
| Bez horninového tlaku | C1 | X | | | X | |
| | C2 | X | | | | X |
| | C5 | X | X | | X | |
| | C6 | X | X | | | X |
| S horninovým tlakem | C9 | X | | X | X | |
| | C10 | X | | X | | X |
| | C13 | X | X | X | X | |
| | C14 | X | X | X | | X |

Tabulka 12: Výsledné kombinace zatížení.

6.2.4 Vytvoření numerického modelu

Geometrie ostění byla do programu *ATENA 2D* ručně zadána pomocí souřadnic jednotlivých bodů získaných z programu *AutoCAD 2020*.

Celé ostění je rozděleno do 14 makroprvků, a to z důvodu minimalizování chyby při zatížení teplotními změnami. Při použití lineárního pole u zatížení teplotou dochází u prvků se zakřivenou střednicí k nepřesnému průběhu teploty. Pokud zmenšujeme jednotlivé prvky, dochází ke snížení této chyby a tím vyšší přesnosti. Současně ale narůstá výpočtový čas i čas potřebný k vytvoření modelu. Volba 14ti makroprvků se ukázala jako vhodný kompromis mezi přesností a časovou náročností modelu.

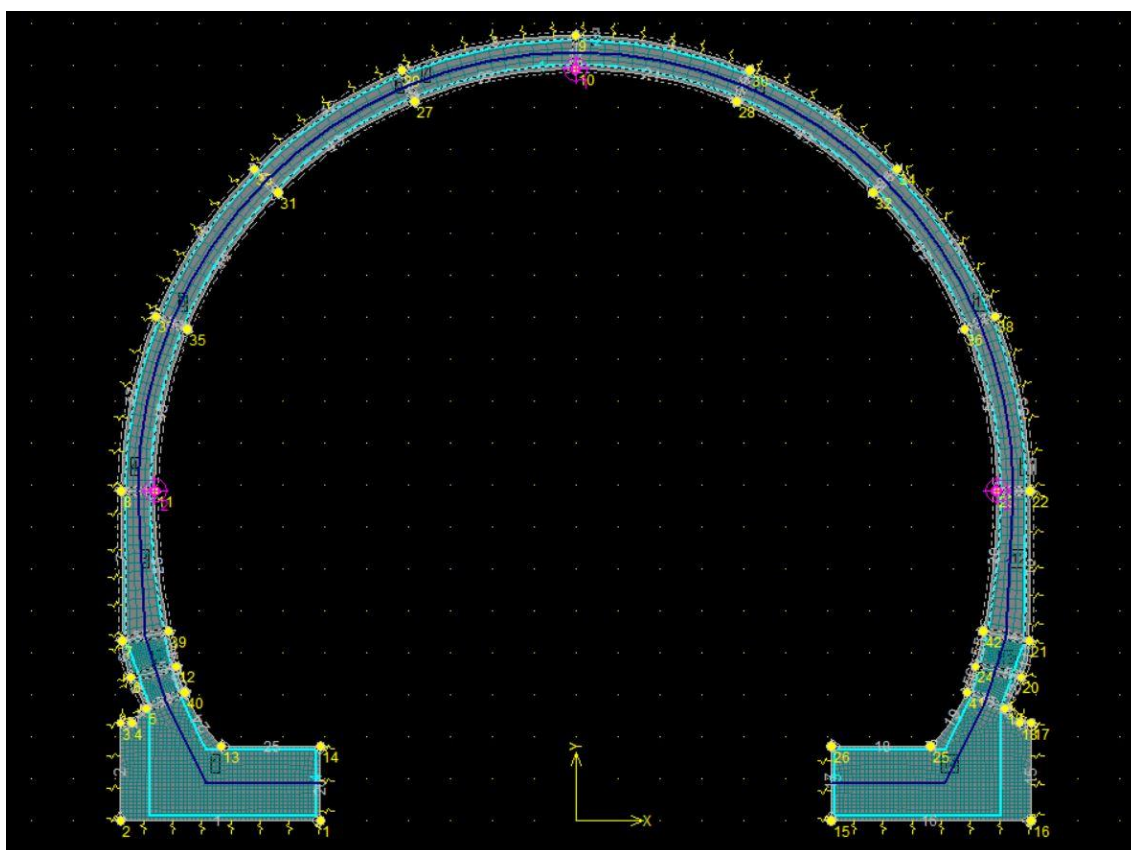


Obrázek 38: Rozdělení sekundárního ostění na makroprvky.

V programu *ATENA 2D* je možné volit z několika různých materiálových modelů. Pro popis betonu byl zvolen materiálový model *3D Non Linear Cementious 2*, který byl doporučen autory programu pro použití u podzemních staveb. Prutová výztuž je popsána materiálovým modelem *Výztuž* s bilineární závislostí napětí a deformace popisující pružnoplastické chování.

Spolupůsobení modelovaného ostění a okolní horniny je vystihnuto pomocí pružin, které jsou namodelovány po obvodu ostění. Tyto pružiny jsou definovány pouze v tlaku, čímž mají simulovat reakci na zatlačení konstrukce do horniny. V tahu pružiny nepůsobí, což bylo namodelováno minimální hodnotou tuhosti v tahu. V tlaku byla pružinám umístěným po obvodu klenby a na spodní hraně základové patky definována tuhost 3000 MPa. Pružinám umístěným na vnitřní straně základové patky byla zadána tuhost rovna 2000 MPa. Tyto hodnoty byly zvoleny na základě velkého počtu zkušebních výpočtů s následnou konzultací jejich výsledků a měly by co nejlépe vystihovat reálné chování konstrukce.

Sít' konečných prvků byla vygenerována pomocí automatického generátoru KP, který je součástí programu. Tomu předcházelo definování vhodného zahuštění sítě na jednotlivých liniích. Pro správný výpočet je totiž nutné, aby se jednotlivé prvky sítě, které byly zvoleny jako čtyřúhelníkové, co nejvíce tvarem podobaly čtvercům a obdélníkům. Pokud jsou tvary zkosené, může vznikat drobná výpočtová chyba a také nereálné rozdělení napětí po průřezu, pokud makroprvek neobsahuje dostatečný počet jednotlivých prvků sítě po jeho tloušťce. Linie makroprvků klenby ostění byly proto zahuštěny a čtyřúhelníková sít' konečných prvků byla zvolena s délkou strany prvků 0,1 m. Sít' v makroprvcích základových patek byla zvolena s délkou strany prvků 0,05 m.

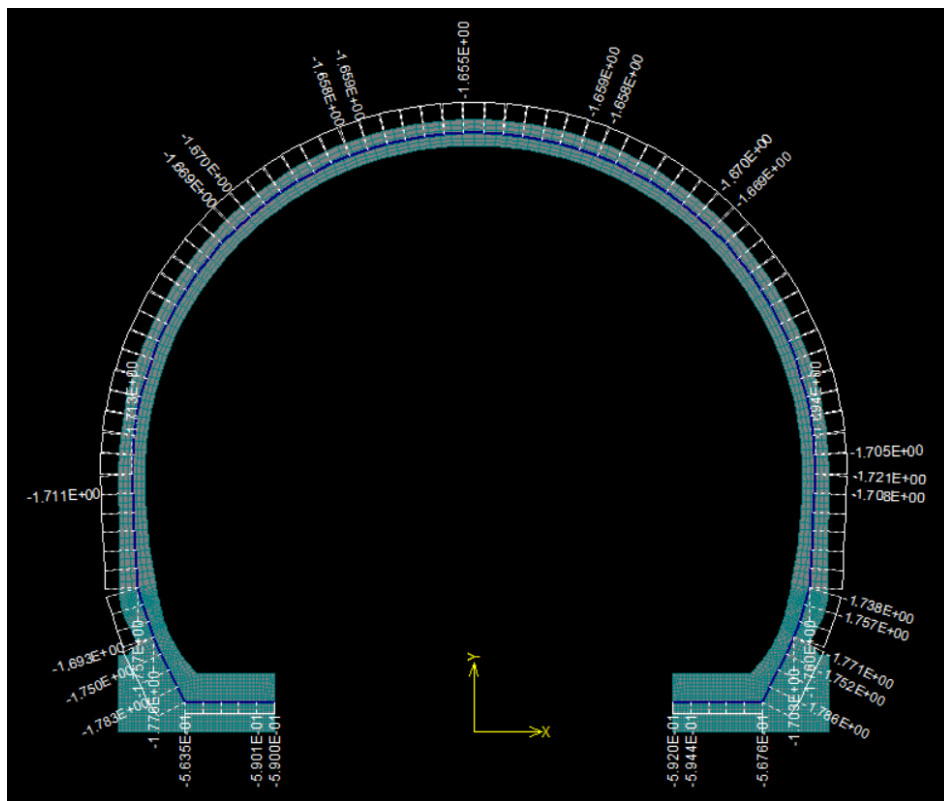


Obrázek 39: Numerický model sekundárního ostění v programu ATENA 2D.

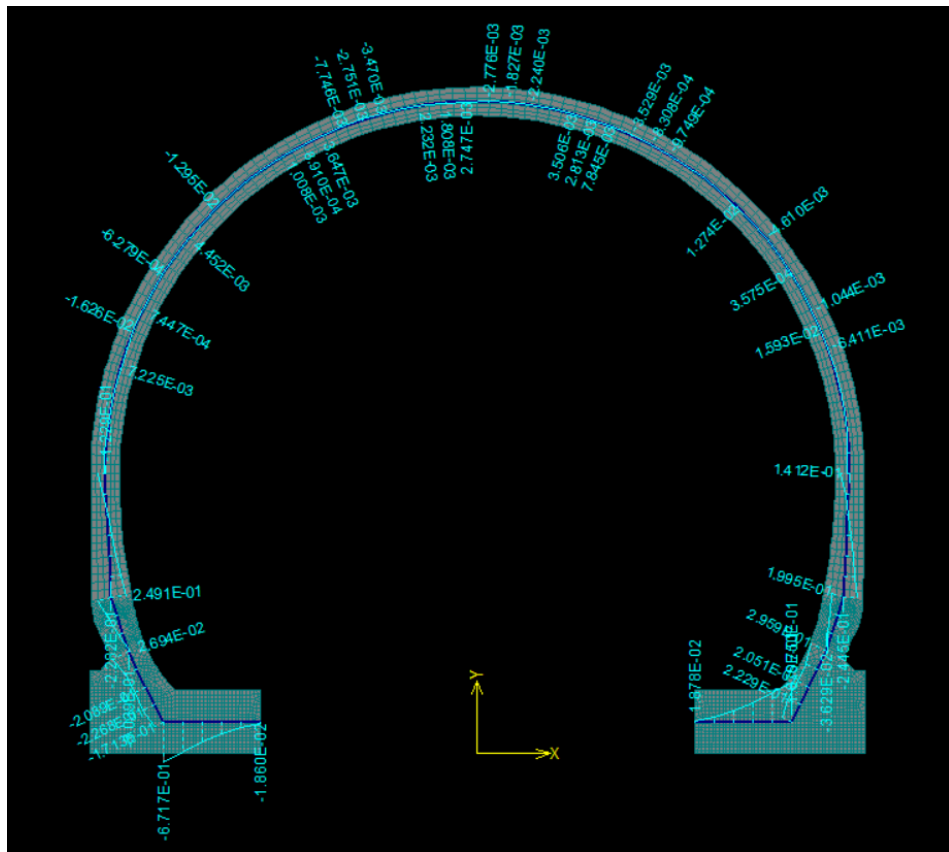
6.2.5 Posouzení MSÚ

Pro posouzení mezního stavu únosnosti bylo vypočteno 8 kombinací uvedených v tabulce č. 12. Koeficienty pro jednotlivé zatěžovací stavy byly zvoleny jako $\gamma_F = 1,1$ pro vlastní tíhu a jako $\gamma_F = 1,35$ pro ostatní zatížení. Výsledkem výpočtu každého

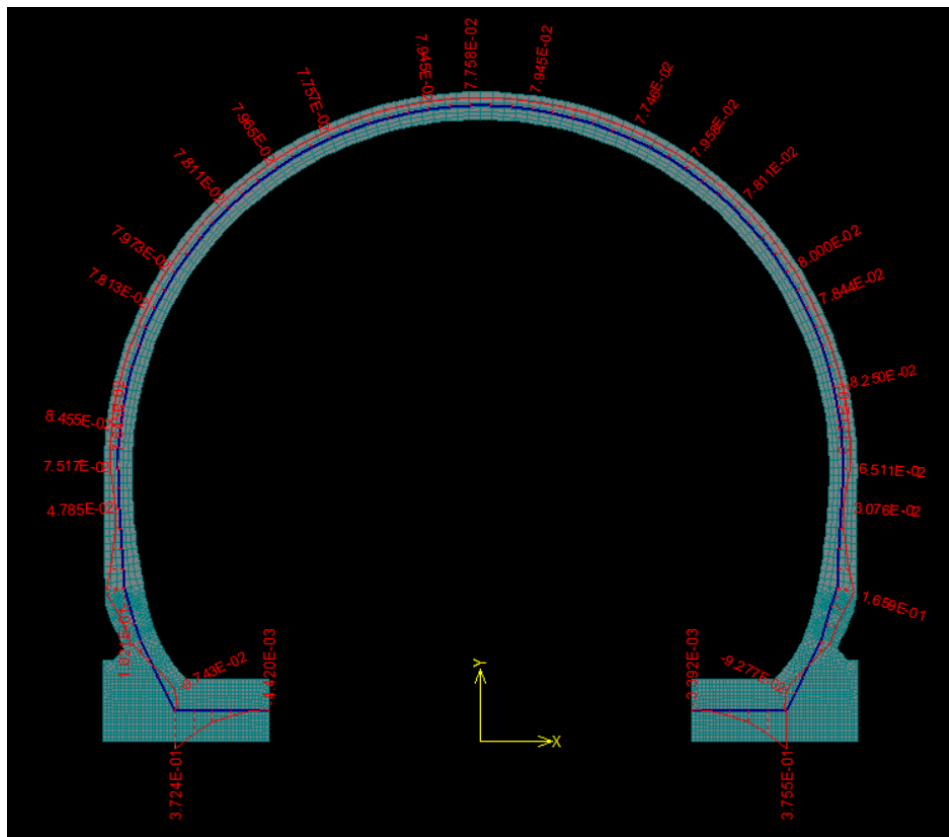
výpočetního modelu je vykreslení vnitřních sil v sekundárním ostění – normálové síly N , posouvající síly Q a ohybového momentu M . Vykreslení vnitřních sil pro kombinaci C2 je zobrazeno na obrázcích č. 40 až 42. Jednotky sil jsou [MN/m], pro moment pak [MNm/m]. Kompletní dokumentace k výpočtu vnitřních sil sekundárního ostění v programu ATENA 2D tvoří přílohu č. 11.



Obrázek 40: Normálová síla pro kombinaci C2.



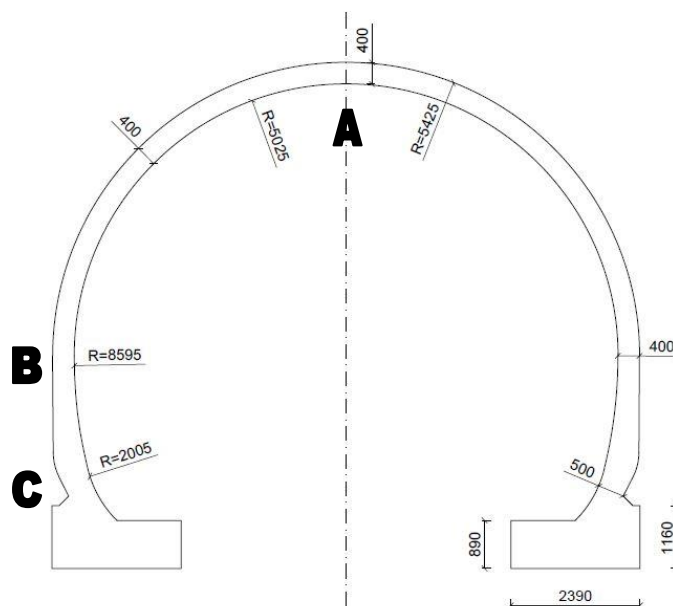
Obrázek 41: Posouvající síla pro kombinaci C2.



Obrázek 42: Ohybový moment pro kombinaci C2.

Pro každou kombinaci bylo vybráno nejnejpříznivější namáhání vnitřními silami ve třech různých místech ostění s různou tloušťkou:

- Bod A – horní klenba (tl. 400 mm)
- Bod B – opěří (tl. 400 mm)
- Bod C – napojení klenby na základovou patku (tl. 500 mm)



Obrázek 43: Schéma posuzovaných oblastí definitivního ostění.

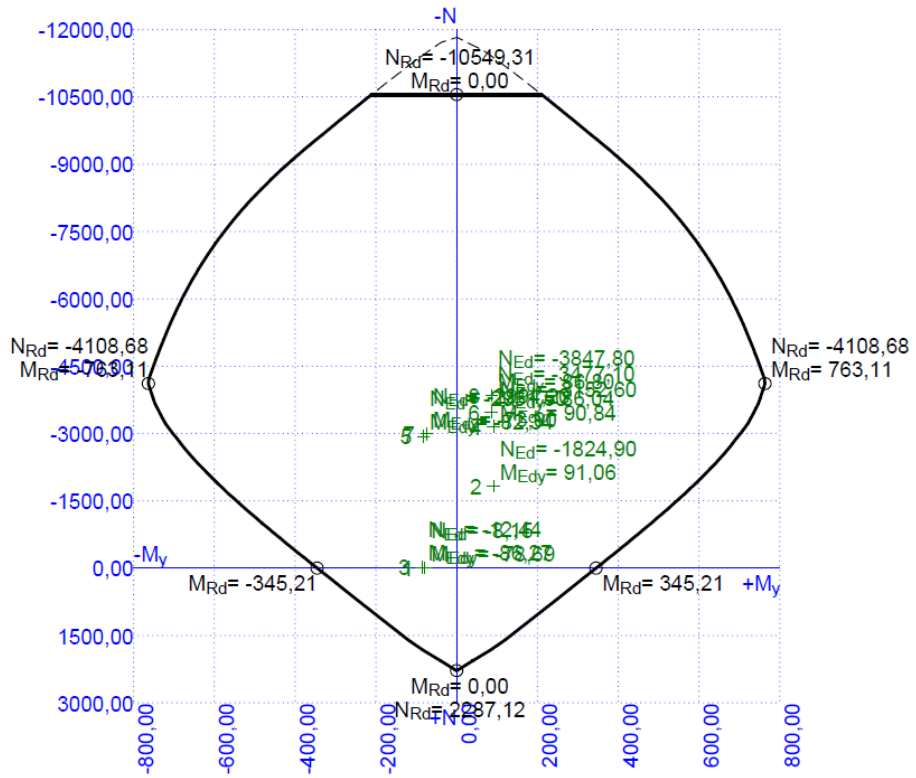
Hodnoty vnitřních sil pro jednotlivé kombinace byly pro další posouzení přenásobeny koeficientem neurčitosti $\gamma_N = 1,1$, který by měl zohlednit vliv nepřesnosti při stanovení tuhosti pružného podepření definitivního ostění. Výsledné kombinace vnitřních sil jsou zobrazeny v následující tabulce:

| C1 | | A | B | C |
|----|-----------|----------|----------|----------|
| | M [kNm/m] | -78,69 | -57,43 | -142,56 |
| | N [kN/m] | -8,15 | -72,96 | -144,10 |
| | Q [kN/m] | -10,29 | -25,21 | -92,40 |
| C2 | | A | B | C |
| | M [kNm/m] | 91,06 | 88,01 | 207,90 |
| | N [kN/m] | -1824,90 | -1887,60 | -1885,40 |
| | Q [kN/m] | -16,73 | -135,30 | 29,81 |

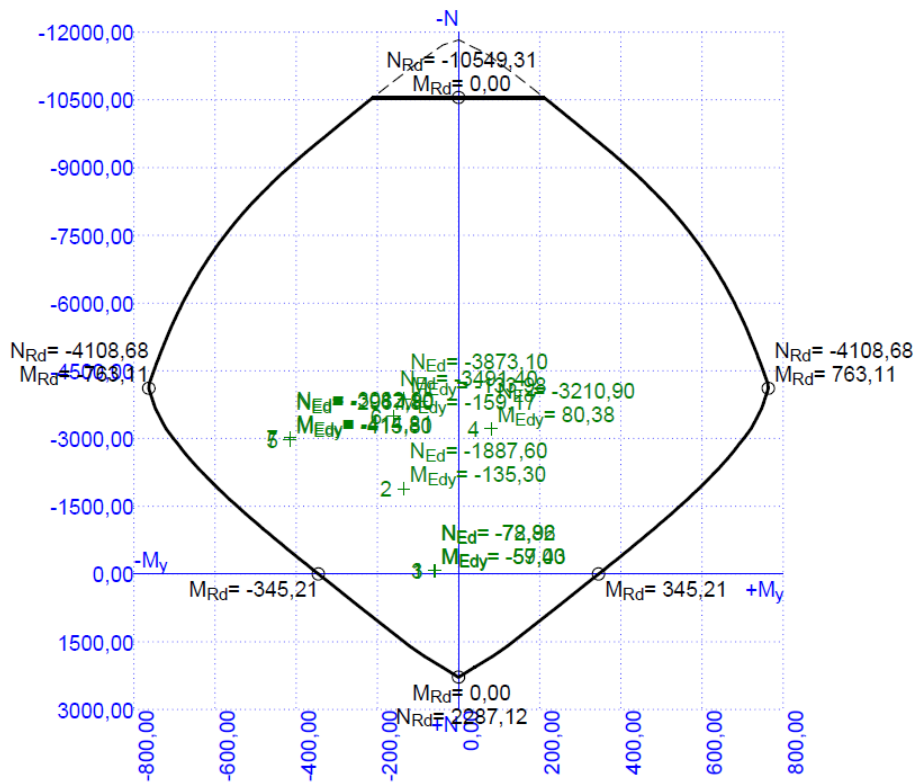
| | | | | |
|-----|-----------|----------|----------|----------|
| C5 | | A | B | C |
| | M [kNm/m] | -86,27 | -59,00 | -146,63 |
| | N [kN/m] | -12,44 | -78,82 | -147,40 |
| | Q [kN/m] | -12,24 | -24,64 | -93,27 |
| C6 | | A | B | C |
| | M [kNm/m] | 90,84 | 80,38 | 246,95 |
| | N [kN/m] | -3152,60 | -3210,90 | -3215,30 |
| | Q [kN/m] | -29,56 | -266,86 | -414,48 |
| C9 | | A | B | C |
| | M [kNm/m] | -82,34 | -415,80 | 674,08 |
| | N [kN/m] | -2931,50 | -2967,80 | -3162,50 |
| | Q [kN/m] | -47,49 | 298,43 | 475,75 |
| C10 | | A | B | C |
| | M [kNm/m] | 86,04 | -159,17 | 438,02 |
| | N [kN/m] | -3477,10 | -3491,40 | -3694,90 |
| | Q [kN/m] | -35,52 | 92,72 | -403,92 |
| C13 | | A | B | C |
| | M [kNm/m] | -73,90 | -414,81 | 614,57 |
| | N [kN/m] | -2994,20 | -3012,90 | -3411,10 |
| | Q [kN/m] | -43,79 | 269,17 | 481,14 |
| C14 | | A | B | C |
| | M [kNm/m] | 86,80 | -133,98 | 279,73 |
| | N [kN/m] | -3847,80 | -3873,10 | -4060,10 |
| | Q [kN/m] | -37,26 | 5,08 | 104,63 |

Tabulka 13: Výsledné kombinace vnitřních sil pro posouzení definitivního ostění.

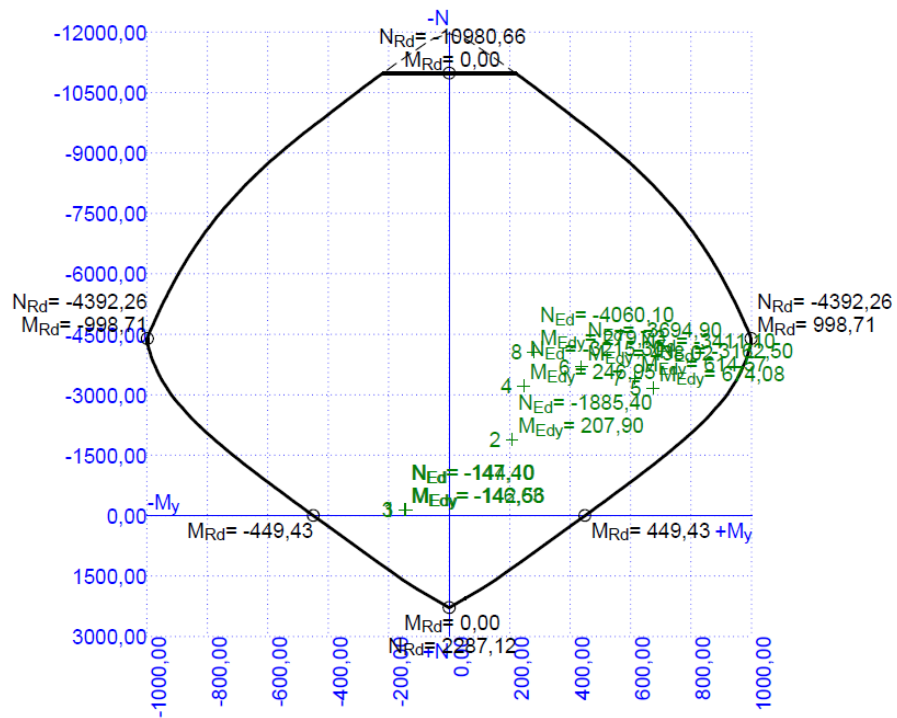
Výsledné kombinace vnitřních sil byly posouzeny v programu *FIN EC Beton* pomocí interakčního diagramu obdobně jako u primárního ostění. Vyztužení všech posuzovaných průřezů bylo realizováno pomocí $\varnothing 25$ mm po 200 mm s krytím 50 mm u obou povrchů. Pro zvýšení smykové únosnosti byly použity spony $\varnothing 8$ mm po 150 mm. Výsledná posouzení interakčním diagramem ve všech třech zvolených bodech jsou zobrazena na následujících obrázcích.



Obrázek 44: Posouzení průřezu A – interakční diagram.



Obrázek 45: Posouzení průřezu B – interakční diagram.



Obrázek 46: Posouzení průřezu C – interakční diagram.

Maximální využití průřezů:

- Bod A – horní klenba 32,5 % (C14)
- Bod B – opěří 59,8 % (C9)
- Bod C – napojení klenby na základovou patku 74,3 % (C13)

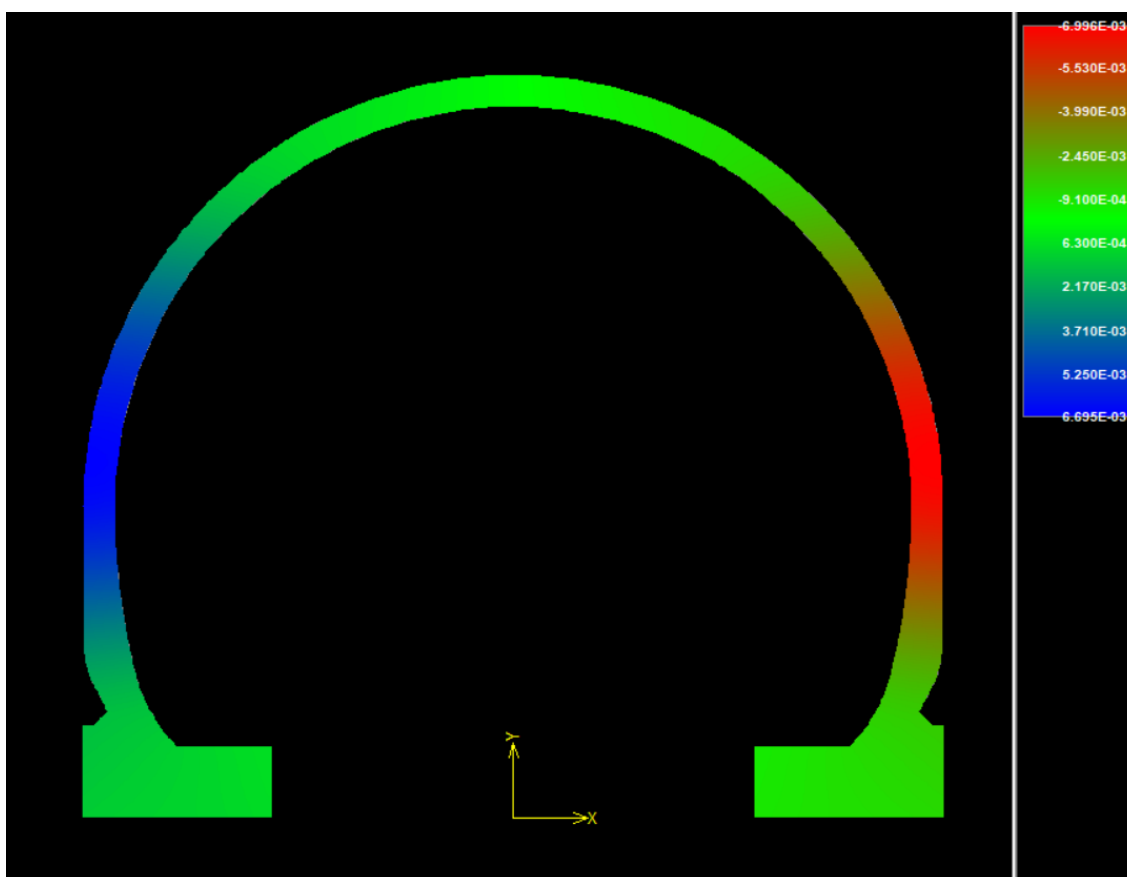
Z výše uvedených interakčních diagramů vyplývá, že všechny posuzované oblasti vyhověly na posouzení mezního stavu únosnosti.⁴

⁴ Podrobná dokumentace posouzení sekundárního ostění v programu *FIN EC Beton* tvoří přílohu č. 12.

6.2.6 Posouzení MSP

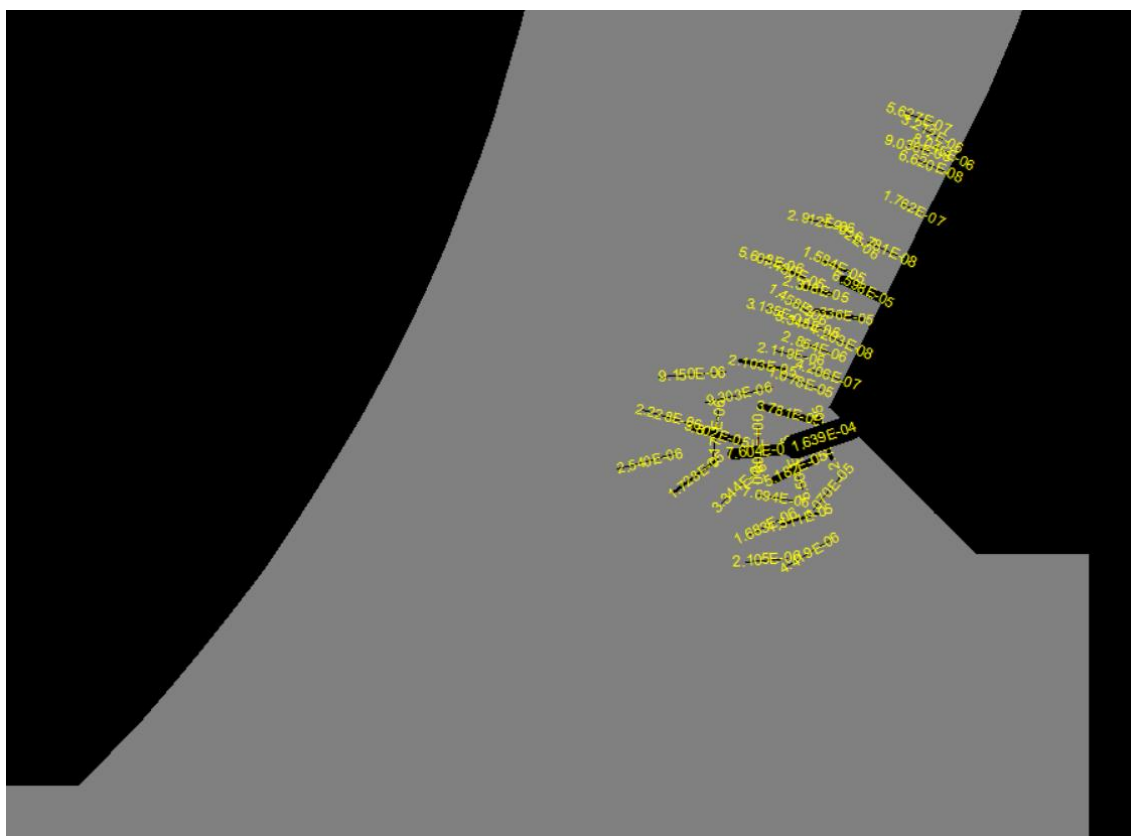
Pro posouzení mezního stavu použitelnosti byly v programu *ATENA 2D* spočteny všechny kombinace zatížení z tabulky č. 12, přičemž koeficienty pro všechna zatížení byly zadány hodnotou $\gamma_F = 1,0$.

Maximální přetvoření konstrukce získané v programu *ATENA 2D* činí 6,99 mm ve vodorovném směru v pravé části opěří pro kombinaci zatížení C9. Limitní přípustná deformace definitivního ostění je z důvodu zachování funkce instalovaných zařízení stanovena jako 25 mm. Maximální přetvoření konstrukce **vyhoví** požadované hodnotě.



Obrázek 47: Maximální deformace definitivního ostění pro kombinaci C9 [m].

Dalším bodem posouzení konstrukce na MSP je posouzení maximální velikosti trhliny. Tato hodnota je důležitá zejména pro ochranu výztuže proti korozi. Pro třídu prostředí XA2 (střídavě vlhké a suché) je limitní hodnota 0,3 mm. Maximální velikost trhliny získaná z programu *ATENA 2D* je 0,16 mm pro kombinaci C9.



Obrázek 48: Maximální velikost trhliny pro kombinaci C9 [m].

Navržená konstrukce vyhoví na mezní stav použitelnosti (MSP) z hlediska maximální deformace i z hlediska maximální přípustné velikosti trhlin.

7 Návrh trhacích prací

K nejčastějšímu způsobu rozpojování hornin u NRTM patří rozpojování pomocí trhavin. Nejběžnějším způsobem ražby je ražení se zálohem. Nálož se umísťuje do tří typů vývrtů – zálomových, přibírkových a obrysových. Funkcí trhaviny v zálomových vývrtech je vytvoření prvotního vlonu do plochy čelby a tím vytvoření volné plochy pro vývrty přibírkové, jejichž úkolem je zálomovou dutinu rozšířit až k vývrtům obrysovým, které pak dotvarují projektovaný obrys tunelu.

Mezi hlavní aspekty návrhu trhacích prací patří zejména metoda řízeného výlomu, typ zálohu, typ zvolené trhaviny, měrná spotřeba trhaviny, vrtné schéma a délka záběru, která již byla zvolena při návrzích jednotlivých tříd těžitelnosti výrubu v rámci návrhu primárního ostění. [25] [26]

7.1 Řízený výlom

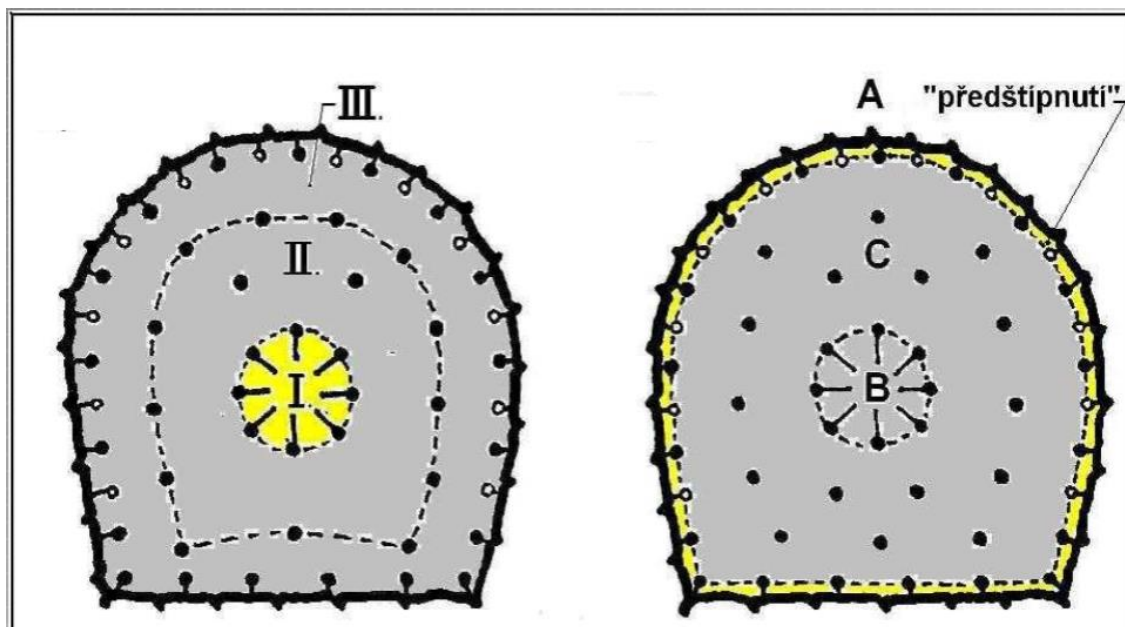
Řízený výlom je speciálním způsobem provádění obrysových vývrtů, při kterém je dbáno na minimalizaci nadvýlomů a také minimální narušení horninového masivu za obrysem výrubu. Snahou je vylomení co nejpřesnějšího obrysu podzemního díla při co nejmenším poškození okolního horninového masivu.

Základními metodami řízeného výlomu jsou *hladký odstřel* a *presplitting* („*předštípnutí*“). Oba tyto postupy mají společné rysy, liší se pouze okamžikem odpalu obrysových vrtů. Společnými znaky obou metod jsou:

- hustě rozmístěné obrysové vrty (rozteč cca 20 až 30 cm)
- ne všechny obrysové vrty jsou nabíjeny → nabíjí se každý druhý vrt a nenabitě vrty slouží jako perforace
- používá se trhavina s nízkou náložovou hustotou
- působení nálože směrem do masivu může být odstíněno (např. púlenou dřevěnou nebo umělohmotnou tyčí)

U hladkého odstřelu jsou nálože postupně odpalovány od zálomových, přes přibírkové k obrysovým, které jsou odpáleny jako poslední. Naopak u presplittingu jsou nejprve odpáleny obrysové nálože, které by měli vytvořit trhlinu mezi nabitými i nenabitými obrysovými vrty. Tato trhlinka přesně sleduje tvar budoucího výlomu a vytváří přechodový odpor proti nepříznivým účinkům následujících výbuchů

zálomových a přibírkových náloží. Schéma časových fází odpalu při řízeném výlomu je zobrazeno na obrázku č. 49. [18] [25] [26]

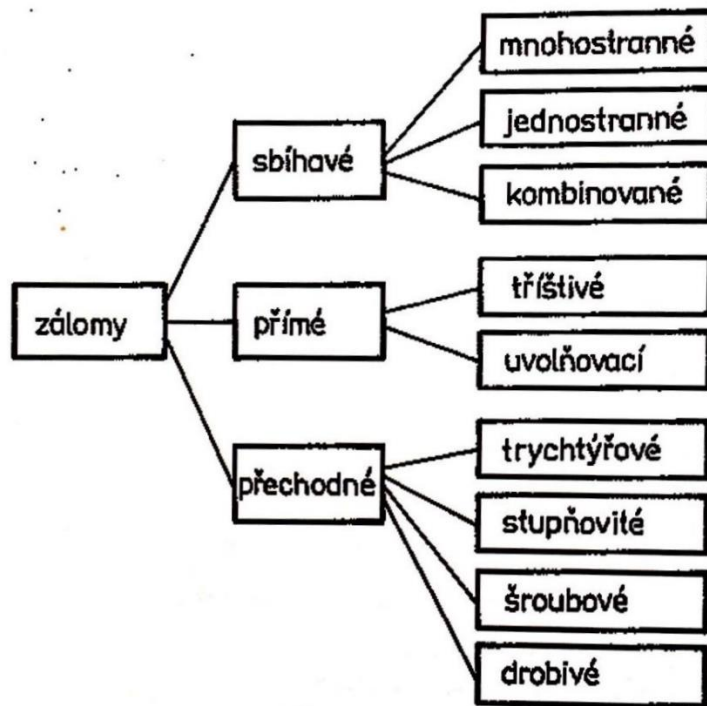


Obrázek 49: Schéma časových fází odpalu při řízeném výlomu.
 a) postup při hladkém odstřelu: I – zálomové vrty, II – přibírkové vrty, III – obrysové vrty
 b) postup při presplittingu: A – obrysové vrty, B – zálomové vrty, C – přibírkové vrty. [18]

7.2 Zálom

Zálom se skládá z jednotlivých zálomových vývrtů, které mají za funkci vytvořit prvotní vlnu do plochy čelby. Spotřeba trhaviny v zálomových vývrtech je největší, neboť trhavina vykonává největší práci. Pro správný efekt zálomu je nutný časový předstih zálomových náloží před ostatními náložemi v profilu. Tento časový interval musí být dostatečně velký, aby došlo jak k rozvolnění horniny v zálomu, tak jejímu vyhození ze zálomové dutiny.

Podle geometrického tvaru, konstrukce zálomových náloží a jejich časování při roznětu dělíme zálomy na sbíhavé (vrty jsou vedeny šikmo), přímé (vrty kolmé na čelbu) a přechodné (kombinace předcházejících). Podrobnější dělení zálomů je uvedeno na obrázku č. 50. [25] [26]



Obrázek 50: Schematické rozdělení zálomů. [26]

7.2.1 Sbíhavé zálomky

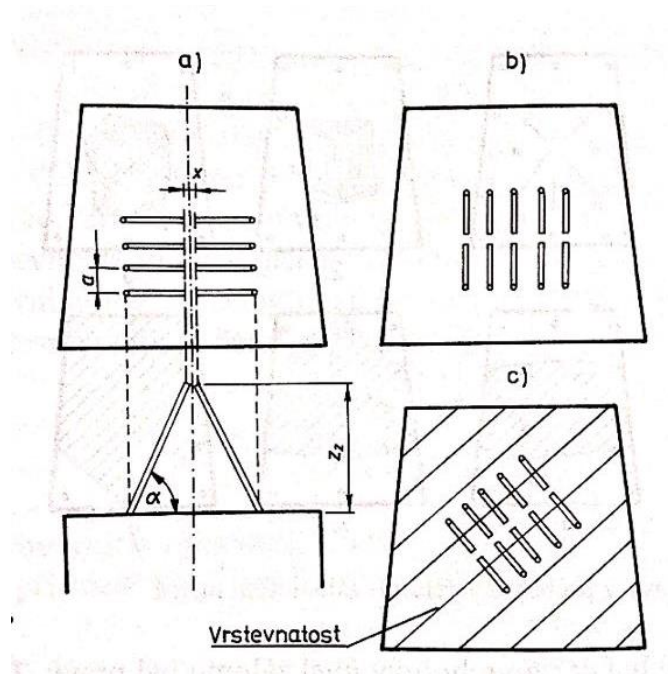
Základním charakteristickým znakem sbíhavých zálomů je úklon zálomových vývrťů vzhledem k rovině čelby tak, že přímka záběru neprochází osou vývrťu.

Zásady navrhování sbíhavých zálomů:

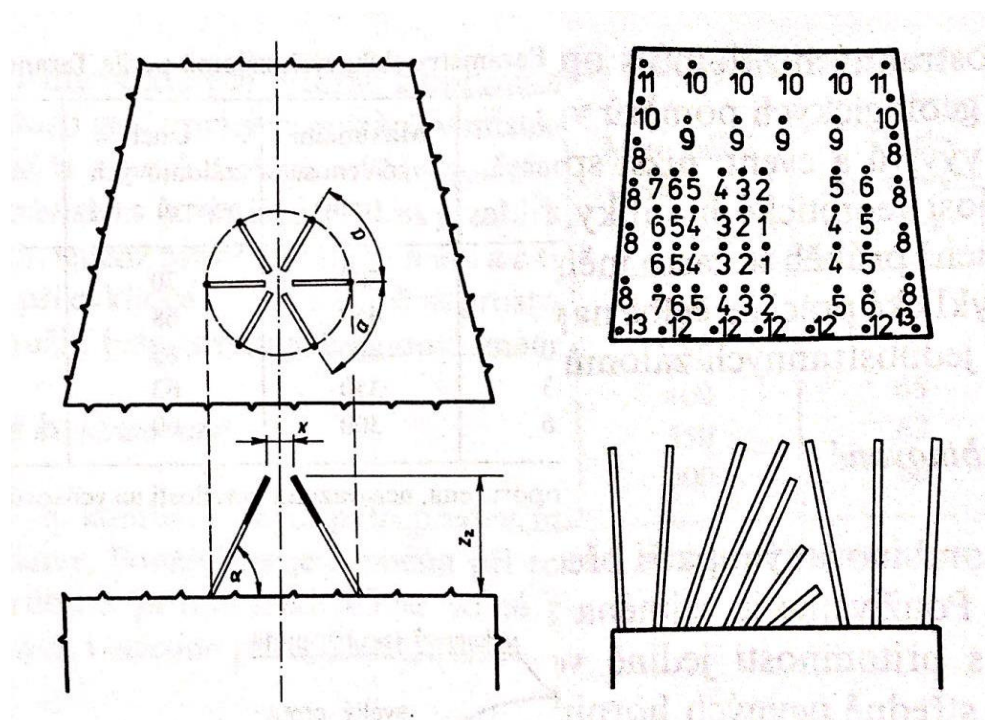
- úhel mezi zálomovými vývrťy a čelbou závisí na pevnosti rozpojované horniny v tlaku – hodnota úhlu se pohybuje od 55° do 76°
- trhavinová nálož musí působit z hloubi a její délka by neměla překročit 40 % délky zálomového vývrťu, aby nedošlo k vyfouknutí nálože
- ucpávka zálomových náloží musí být co nejdokonalejší, ideálně by měla mít stejnou pevnost jako rozpojovaný materiál

Mezi základní druhy sbíhavých zálomů patří zálom klínový, kdy zálomové vývrťy tvoří prostorový klín. Klínový zálom může být vertikální, horizontální nebo šikmý. Dalším druhem je zálom kuželový (pyramidový), u kterého ústí vývrťů leží na kružnici a konce směřují do jednoho bodu. O pyramidovém zálomů hovoříme při 3 až 4 vývrťech, kuželový je obvykle tvořen 6 vývrťy. Tento zálom nevyužívá pro vytržení kužele vrstevnatosti hornin jako je tomu u zálomů klínového. Nevýhodou obou typů

zálomů je závislost délky zabírky zálomu na velikosti raženého díla a na geometrickém tvaru klínu nebo kužele. Tento problém řeší zálom vějířový, ten je obdobou zálomu klínového, ale vytváří se postupně. Postupným vytvářením klínu ale narůstá metráž zálomových vývrtů a zvyšují se nároky na přesnost vrtání. Schémata klínového, kuželového a vějířového zálomu jsou zobrazena na obrázcích č. 51 a 52. [25] [26]



Obrázek 51: Klínový zálom: a) vertikální, b) horizontální, c) šikmý. [26]

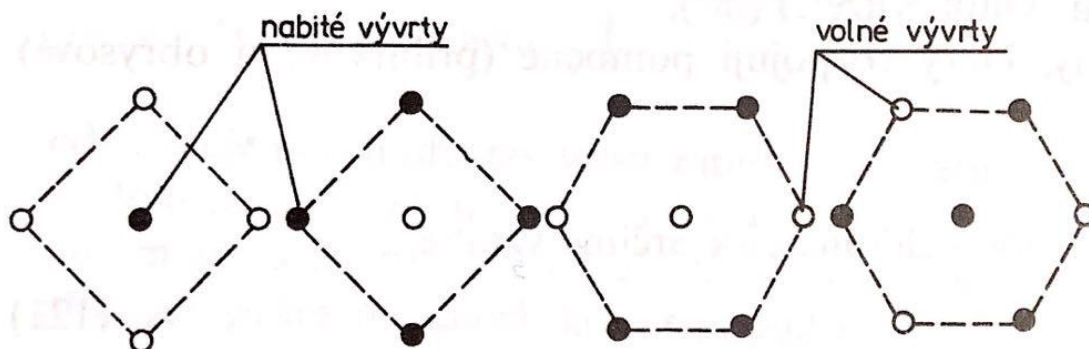


Obrázek 52: Kuželový a vějířový zálom. [26]

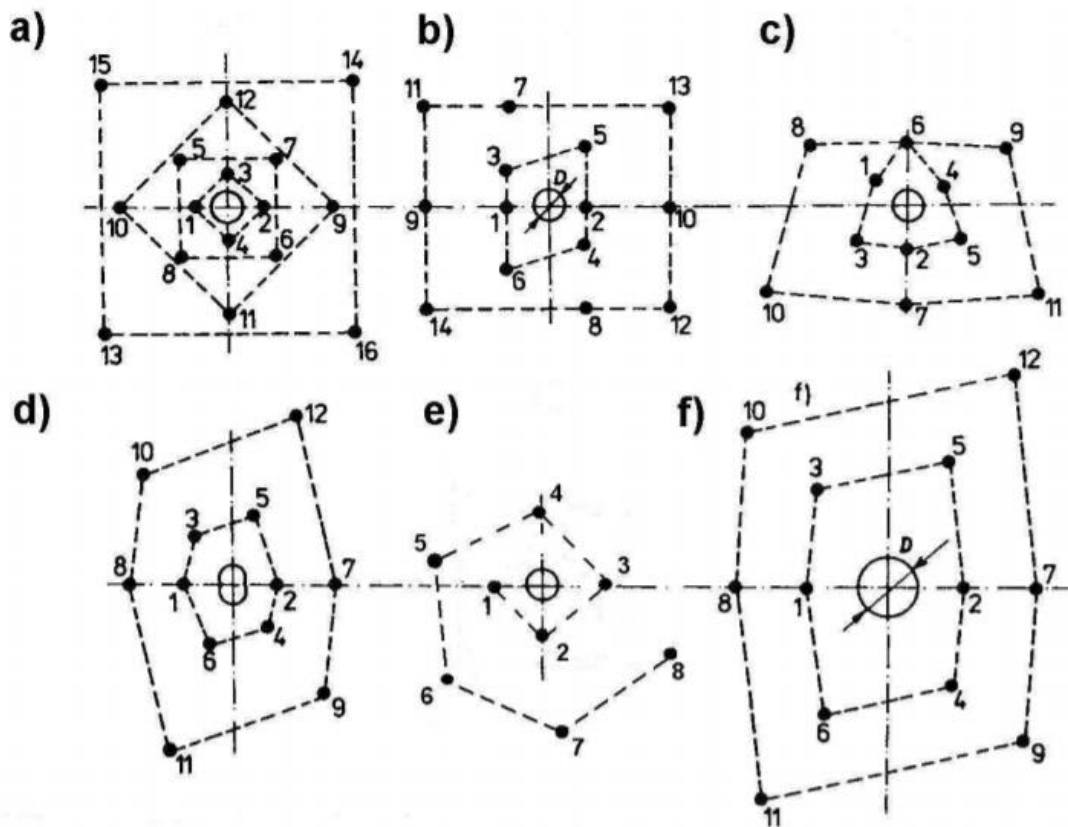
7.2.2 Zálomy přímé

Charakteristickým znakem přímých zálomů je stejná délka všech zálomových vývrtů, které jsou vrtány kolmo k rovině čelby. Nálož je rozložena po celé délce zálomových vývrtů s minimální ucpávkou. Některé z vývrtů se nenabíjejí a tím tvoří malé volné plochy pro výbuch nabitých vývrtů. Hmotnost náloží musí být poměrně značná, aby došlo k rozdrčení horniny na velmi drobnou kusovitost a nedošlo k jejímu druhotnému zpevnění. Roznětná náložka je umístována do ústí vývrtů, tím detonační vlna postupuje směrem ke dnu vývrtu a výbuchové zplodiny pomáhají čistit nově vzniklou dutinu.

Podle průměru vývrtů a časování náloží dělíme přímé zálomy na tříštivé (všechny nabitě vývrty jsou odpalovány současně, volné i nabitě vývrty mají stejný průměr, volných vývrtů je většinou více než jeden) a uvolňovací (většinou pouze jeden volný vývrt s průměrem větším než nabitě vývrty, odpal nabitých vrtů se provádí postupně), jejich schémata jsou uvedena na obrázcích číslo 53 a 54. [25] [26]



Obrázek 53: Přímé zálomy tříštivé. [26]



Obrázek 54: Přímé zálomy uvolňovací: a) čtvercový; b) obdélníkový; c) Täby; d) Coromant; e) jednoduchý spirálový – „kanadská zátka“; f) dvojitý spirálový. [18]

7.3 Trhavina

Trhaviny jsou výbušniny, jejichž hlavním typem výbušné přeměny je detonace. Na rozdíl od třaskavin jsou méně citlivé a k vyvolání detonace je za potřebí silného podnětu, například detonace jiné výbušniny. [25]

Dle složení a konzistence rozdělujeme průmyslové trhaviny na trhaviny s obsahem výbušných komponent, trhaviny bez obsahu výbušných komponent a deflagrující výbušniny, které mohou detonovat při silném počínu v uzavřeném prostoru. U prvního typu je k iniciaci zapotřebí standardní rozbušky a někdy jsou nazývány jako klastické. Dle konzistence mohou být plastické (želatinové), sypké, tuhé (lisované) nebo lité. U druhého typu je pro iniciaci zapotřebí počínová náložka, někdy jsou nazývány neklastickými trhavinami. Patří k nim trhaviny DAP, emulzní trhaviny, hybridní (kombinované) trhaviny a vodní gely.

Co se týče balení a přepravy trhavin, mohou být trhaviny volně sypané, pytlované, ve formě válcovaných náložek nebo speciální (např. cisterny pro tekuté trhaviny). [25] [26]

7.3.1 Měrná spotřeba trhaviny

Základním parametrem trhací práce je stanovení celkové hmotnosti nálože. Při jejím výpočtu vycházíme z měrné (specifické) spotřeby trhaviny, která je definována jako hmotnost trhaviny v kilogramech potřebná k rozpojení 1 m³ popřípadě 1 t horniny. [26]

Měrná spotřeba trhaviny je závislá na velkém množství parametrů, které můžeme shrnout do několika skupin:

- charakteristiky horninového masivu: fyzikální, mechanické, elastické a strukturně-tektonické vlastnosti
- charakteristiky trhavin: výbuchové teplo, měrný objem zplodin výbuchu a z nich určovaná relativní pracovní schopnost
- parametry nálože: geometrický tvar nálože, průměr a délka vrtu, hustota nálože, její konstrukce atd.
- geometrické parametry rozpojování: volné plochy, jejich počet a geometrie, upnutí horniny, uspořádání náloží atd.
- požadovaný stupeň rozpojení: kusovost rubaniny

Analytický výpočet měrné spotřeby trhaviny dodnes není určen z důvodu složitosti matematického popisu anizotropních fyzikálně-technických charakteristik horninového masivu, které ovlivňují rozpojitelnost horniny výbuchem. Měrná spotřeba trhaviny se stanovuje z poloempirických a empirických vzorců nebo statisticky. [25] [26]

7.4 Návrh trhacích prací pro PP2

Pro PP2 (TTV 2) bude navrženo vrtné schéma a dimenzovány nálože pro řízený výlom, který bude proveden metodou presplittingu („předštípnutí“). Trhací práce budou navrženy nejprve pro kalotu a poté obdobně pro opěří. Iniciace náloží bude provedena pomocí elektrického roznětu.

7.4.1 Návrh trhačích prací pro kalotu

Celková plocha kaloty na čelbě má velikost 51,61 m². Délka záběru pro TTV 2 se rovná 2,1 m, tudíž objem horniny, který je nutné v jednom záběru rozpojit, se rovná 108,381 m³.

V prvním kroku bude určena střední měrná spotřeba trhaviny:

- **Výpočet střední měrné spotřeby trhaviny dle Protodjakonova:**

$$q_{stř} = \sqrt{\frac{f}{F_{hr}}} = \sqrt{\frac{0,1 \cdot \sigma_c}{F_{hr}}} = \sqrt{\frac{0,1 \cdot 50}{51,61}} = 0,31 \text{ kg/m}^3 \quad (12)$$

Kde: $q_{stř}$ střední měrná spotřeba trhaviny [kg/m³]
 f koeficient Protodjakonova [-]
 σ_c tlaková pevnost horniny [MPa]
 F_{hr} plocha hrubého díla [m²]

Následně je možné pomocí empirických vzorců orientačně určit potřebné hmotnosti náloží a celkový počet vrtů v čelbě. [25] [26]

- **Výpočet nálože pro ražení (Mečír – Válek):**

$$Q_c = q_{stř} \cdot V = 0,31 \cdot 108,381 = 33,6 \text{ kg} \quad (13)$$

- **Výpočet nálože pro zálohm (dle Taranova, Jurajdy):**

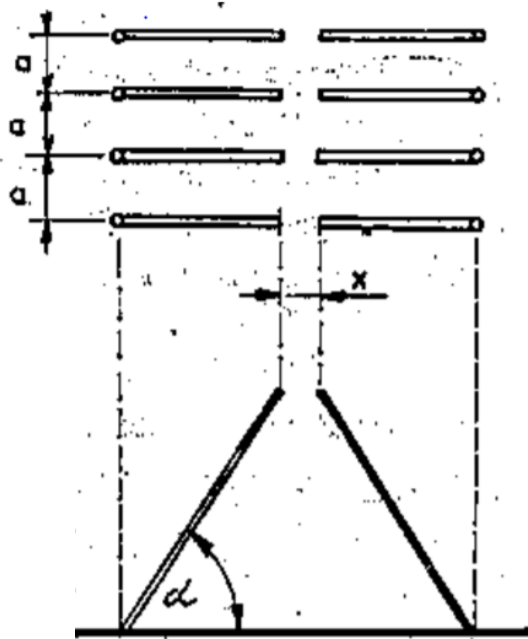
Pro PP2 byl zvolen sbíhavý klínový zálohm a jeho parametry (viz obrázek č. 55) byly určeny následujícími hodnotami:

$$\text{počet zálohmových vrtů} = 6$$

$$a = 450 \text{ mm}$$

$$\alpha = 65^\circ$$

$$x = 150 \text{ mm}$$



Obrázek 55: Schéma parametrů klínového zálomu. [28]
a...rozteč zálomových dvojic; *α*...úhel zálomových vývrťů k rovině čelby; *x*...přiblížení vývrťů

$$Q_z = k \cdot (W^2 + W) \cdot \left(\frac{\sigma_c \cdot \rho \cdot 10}{1000} \right) \cdot \frac{B}{h} \cdot u \cdot t \quad (14)$$

- Kde:
- k*koeficient rozrušení [-]
 - W*délka záběru [m]
 - σ_c tlaková pevnost horniny [MPa]
 - ρ hustota horniny [t/m³]
 - B*hustota trhaviny [t/m³]
 - h*koeficient [-]
 - u*součinitel upnutí [-]
 - t*součinitel ucpávky [-]
 - ρ hustota horniny [t/m³]

Pro zálomové vývrty byla zvolena želatinová trhavina ECODANUBIT, jejíž hustota se rovná 1350 kg/m³. Hustota horniny v profilu PP2 se rovná 2,80 t/m³.

$$Q_z = 0,2 \cdot (2,1^2 + 2,1) \cdot \left(\frac{50 \cdot 2,80 \cdot 10}{1000} \right) \cdot \frac{1,35}{1} \cdot 1 \cdot 1 = 2,46 \text{ kg}$$

- **Celkový počet vrtů v čelbě:**

- **Protodjakonov:**

$$N_c = 2,7 \cdot \sqrt{\frac{f}{F_{hr}}} \cdot F_{hr} = 2,7 \cdot \sqrt{\frac{0,1 \cdot 50}{51,61}} \cdot 51,61 = 43,4 \text{ vrtů} \quad (15)$$

- **Protodjakonov upřesněný:**

$$N_c = \left(\sqrt{0,2 \cdot f} + \frac{1}{\sqrt{F_{hr}}} \right)^2 \cdot F_{hr} = \left(\sqrt{0,2 \cdot 5} + \frac{1}{\sqrt{51,61}} \right)^2 \cdot 51,61 = 67 \text{ vrtů} \quad (16)$$

- **Bogomolov:**

$$N_c = 2,3 \cdot \sqrt{\frac{f}{F_{hr}}} \cdot F_{hr} = 2,3 \cdot \sqrt{\frac{0,1 \cdot 50}{51,61}} \cdot 51,61 = 37 \text{ vrtů} \quad (17)$$

Zprůměrováním vypočtených hodnot byl získán přibližný celkový počet vrtů v čelbě, který činí 50 vrtů.

Po získání těchto orientačních hodnot bylo přistoupeno k samotné tvorbě vrtného schématu v kalotě.

- **Záломové nálože:**

Celkový objem horniny v klínovém zálohu je 1,851 m³. Pro záломové vývrty byla zvolena želatinová trhavina ECODANUBIT. Ta se vyrábí v různých standardních baleních. Do každého záломového vývrtu bude umístěna nálož o průměru 28 mm, která má hmotnost 200 g. Při střední měrné spotřebě trhaviny rovné 0,31 kg/m³ toto množství vystačí na dvojnásobný objem horniny, avšak trhavina v záломových vrtech vykonává největší práci, proto je v tomto místě její spotřeba nejvyšší.

- **Přibírkové nálože:**

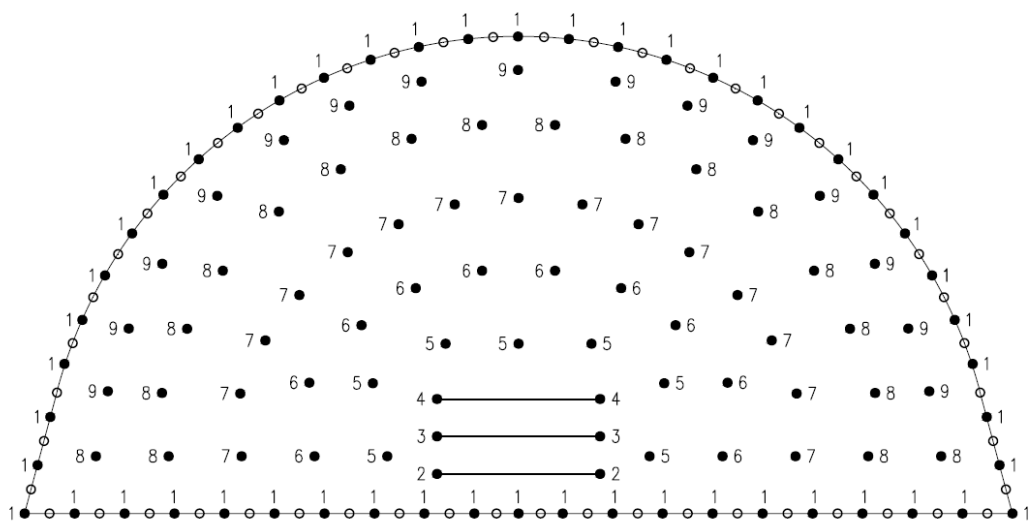
Pro přibírkové vývrty byla také zvolena želatinová trhavina ECODANUBIT, konkrétně standardní nálože průměru 38 mm o hmotnosti 500 g. Toto množství při délce záběru 2,1 m a střední měrné spotřebě trhaviny 0,31 kg/m³ umožní rozpojení přibližně 0,768 m² horniny (promítnuto na plochu čelby). Se znalostí této plochy byly

na čelbu kaloty umístěny jednotlivé vývrty tak, aby při odstřelu došlo k jejímu celému rozpojení.

- **Obrysové nálože:**

Obrysové nálože mají u metody presplittingu za úkol vytvoření trhliny kopírující co nejpřesněji budoucí obrys díla. Pro obrysové vývrty byla zvolena sypká trhaviná PERMON DAP M, která má nižší náložovou hustotu a je obdobou dříve hojně používaného OBRYSITU. Protože funkcí trhavin v tomto případě není rozpojení velkého množství horniny, ale pouze vytvoření obrysu díla, bude do každého nabíjeného vývrtu umístěno 150 g trhavin. Nabíjen bude každý druhý vrt.

Vrtné schéma pro kalotu v PP2 je zobrazeno na obrázku č. 56. Jednotlivá čísla u vývrtů znázorňují postup odpalování náloží – nejprve budou odpáleny obrysové nálože, poté zálomové nálože a následně postupně přibírkové nálože. Celkový počet vrtů v čelbě kaloty je 171, velký rozdíl oproti empiricky vypočtené hodnotě je způsoben použitou metodou presplittingu, která vyžaduje velmi hustě rozmístěné obrysové vrty. Celkové potřebné množství trhavin ECODANUBIT je 33,7 kg (65 válcových náloží o hmotnosti 500 g a 6 válcových náloží o hmotnosti 200 g). Množství potřebné sypké trhavin PERMON DAP M je rovno 7,5 kg (50 nabitých vrtů).



Obrázek 56: Vrtné schéma pro kalotu v PP2 (nabitě vrty zobrazeny plně, nenabitě prázdně).

7.4.2 Návrh trhacích prací pro opěří

Celková plocha opěří na čelbě má velikost 47,19 m². Délka záběru pro TTV 2 se rovná 2,1 m, tudíž objem horniny, který je nutné v jednom záběru rozpojit, se rovná 99,099 m³.

V prvním kroku bude stejně jako u kaloty určena střední měrná spotřeba trhaviny:

- **Výpočet střední měrné spotřeby trhaviny dle Protodjakonova:**

$$q_{stř} = \sqrt{\frac{f}{F_{hr}}} = \sqrt{\frac{0,1 \cdot \sigma_c}{F_{hr}}} = \sqrt{\frac{0,1 \cdot 50}{47,19}} = 0,33 \text{ kg/m}^3 \quad (12)$$

Se znalostí této hodnoty bude rovnou přistoupeno k tvorbě vrtného schéma. Zálomové nálože v tomto případě nejsou potřeba, protože dochází pouze k rozšiřování profilu

- **Přibírkové nálože:**

Pro přibírkové vývrty byla opět zvolena želatinová trhavina ECODANUBIT. Pro vývrty označené čísly 2–5 to jsou nálože průměru 38 mm o hmotnosti 500 g. Toto množství při délce záběru 2,1 m a střední měrné spotřebě trhaviny 0,33 kg/m³ umožní rozpojení přibližně 0,722 m² horniny (promítnuto na plochu čelby). Pro vývrty označené číslem 6 to jsou nálože průměru 32 mm o hmotnosti 250 g. Toto množství při délce záběru 2,1 m a střední měrné spotřebě trhaviny 0,33 kg/m³ umožní rozpojení přibližně 0,361 m² horniny (promítnuto na plochu čelby). Se znalostí těchto ploch byly na čelbu kaloty umístěny jednotlivé vývrty tak, aby při odstřelu došlo k jejímu celému rozpojení.

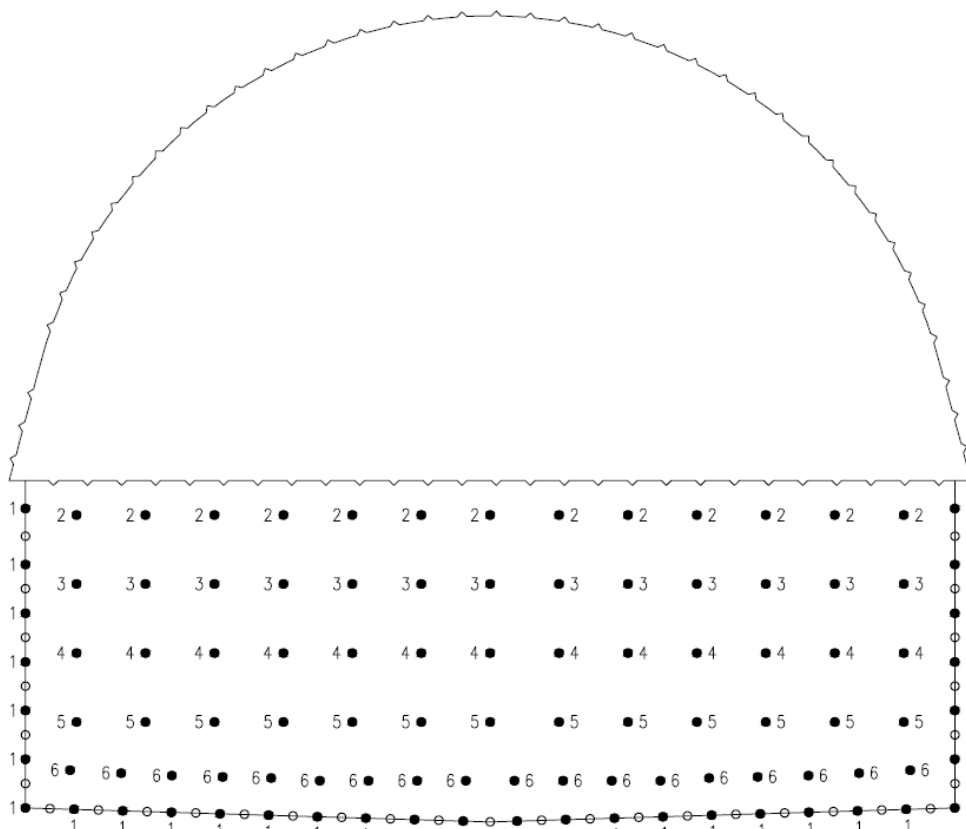
- **Obrysové nálože:**

Pro obrysové vývrty byla zvolena sypká trhavina PERMON DAP M. Nabíjen bude každý druhý vývrt a do každého bude umístěno 150 g trhaviny.

Celkový počet vrtů v čelbě opěří je 133. Celkové potřebné množství trhaviny ECODANUBIT je 30,5 kg (52 válcových náloží o hmotnosti 500 g a 18 válcových

náloží o hmotnosti 250 g). Množství potřebné sypké trhaviny PERMON DAP M je rovno 4,8 kg (32 nabitých vrtů).

Vrtné schéma pro opěří v PP2 je zobrazeno na obrázku č. 57. Jednotlivá čísla u vývrtů znázorňují postup odpalování náloží – nejprve budou odpáleny obrysové nálože a poté postupně přibírkové nálože.



Obrázek 57: Vrtné schéma pro opěří v PP2 (nabité vrty zobrazeny plně, nenabité prázdně).

8 Geotechnický monitoring

V současné době je geotechnický monitoring nedílnou součástí výstavby podzemních děl. Velký rozvoj tunelovacích metod v druhé polovině 20. století přinesl tunelovací metody vyžadující sledování a kontrolu reakce horninového (zeminového) prostředí na ražbu tunelu – tzv. geotechnický monitoring. Tyto observační metody, mezi které patří i Nová rakouská tunelovací metoda, umožňují odvážnější a ekonomicky výhodnější technická řešení a výstavbu tunelů v prostředí dříve pro tunelování nevhodném.

Odvážnější technická řešení výstavby tunelů s sebou přinášejí i vyšší míru rizika a nejistoty. Jejich návrh vychází z konkrétních podmínek předpokládaných v okolí stavby, které úzce souvisí s geotechnickým průzkumem. Ten by měl být proveden co nejpodrobněji, přesto nemůže vždy přesně popsat všechny okolnosti, které mohou při ražbě díla nastat. Z tohoto důvodu je nutné navrhnout monitoring zájmového území a samotné stavby, který začíná před vlastním začátkem stavební činnosti pro zdokumentování výchozího stavu, pokračuje po celou dobu výstavby a v menším rozsahu i po jejím ukončení. Jeho úkolem je kontrola technologického postupu výstavby společně s ověřením předpokladů stanovených statickým výpočtem. Způsob ražby a budování ostění je pak možné upravovat podle skutečného chování výrubu a ostění.

Vhodný postup geotechnického monitoringu předepisují *TP 237 Monitoring tunelů pozemních komunikací*, které vydalo Ministerstvo dopravy ČR v roce 2011. Tyto technické podmínky platí pro návrh a provádění monitoringu všech tunelů pozemních komunikací a všech podzemních děl, která s nimi při výstavbě souvisejí. Plně se vztahují na tunely ražené konvenčními tunelovacími metodami. Vztahují se i na monitoring objektů, které jsou ražbou ovlivněny – např. dotčené objekty nadzemní zástavby, inženýrské sítě, komunikace, podzemní objekty v dosahu vlivu raženého tunelu, portály tunelů, portálové jámy a jejich okolí, podzemní vodu a vodní režim včetně dopadů jeho změn na objekty v nadloží, životní prostředí v dosahu dotčených tunelů. [18] [19] [20]

V rámci realizace tunelu Radlická metodou NRTM je nutné navrhnout a realizovat geotechnický monitoring. V rámci návrhu monitoringu budou určeny „mezní“ hodnoty sledovaných veličin. Dále budou určeny i „varovné“ hodnoty. Při překročení varovných hodnot je nutné při zohlednění jejich časového vývoje navrhnout opatření, která zamezí

následnému dosažení hodnot mezních. Konkrétně budou v rámci této diplomové práce navrženy následující části geotechnického monitoringu:

- měření vodního režimu
- měření poklesové kotliny
- dokumentace čelby
- konvergenční měření
- extenzometrické měření
- inklinometrické měření
- měření tlaku na kontaktu hornina – primární ostění
- měření dynamických a akustických účinků
- měření konvergencí a napětí v sekundárním ostění
- měření teploty
- prohlídky

8.1 Monitoring území před začátkem výstavby

Tato část měření je realizována před výstavbou podzemního díla, aby byl zdokumentován výchozí stav před tím, než samotná výstavba začne ovlivňovat okolní území. Monitoring území před začátkem výstavby se též nazývá „*pasportizace území*“.

8.1.1 Měření vodního režimu

Měření vodního režimu je nutné zahájit s takovým předstihem, aby byl zjištěn přirozený režim hladiny podzemní vody – optimální je začít přibližně 1 rok před zahájením všech stavebních prací, kdy bude možné vysledovat přirozenou oscilaci hladiny podzemní vody v průběhu roku. [21]

Měření hladiny podzemní vody bude realizované v pozorovacích hydrovrtech a současně budou měřené hladiny ve studnách, které se v oblasti nacházejí. Zvolené studně a vrty budou vystrojené hladinometry s automatickým záznamem.

8.1.2 Měření poklesové kotliny

V rámci tohoto měření se nejprve provede „*nulové měření*“ povrchu terénu zájmového území ovlivněného realizací podzemního díla. Měření se provede pomocí přesné nivelace v příčných a podélných profilech orientovaných k ose tunelu. Příčné

profily jsou součástí tzv. sdružených profilů, což jsou komplexně instrumentované profily orientované příčně k podélné ose tunelu. V těchto profilech jsou obvykle osazeny i měřicí body v tunelu, tlakové buňky na rozhraní hornina a primárního ostění, deformetry v primárním ostění, extenzometrické vrty a další prvky monitoringu. Sdružené profily jsou přednostně využívány pro zpětnou analýzu naměřených dat a pro ověření předpokladů stanovených statickými výpočty.

Sledování poklesu terénu je závislé na soustavě stabilizovaných bodů, u kterých se nepředpokládá jakákoli prostorová změna polohy vlivem ražby. Hloubka stabilizace těchto bodů je 4,0 m. Pozorovací body budou stabilizované do hloubky 1,5 m. Měření povrchu terénu bude realizováno těsně před začátkem výstavby podzemního díla. [21]

8.2 Monitoring zájmového území a tunelu po dobu výstavby

8.2.1 Dokumentace čelby

V rámci geotechnického sledování proběhne dokumentace čelby výrubu, kterou provede geolog. Dokumentace čelby bude vyhotovena po každém záběru. Cílem tohoto dokumentování bude především ověření geotechnických podmínek vyplývajících z geotechnického průzkumu. Budou sledovány také tektonické poruchy a stabilita výrubu. Do formulářů pro dokumentaci čelby bude popsán a zakreslen geologický stav čelby a případné nadvýlomy výrubu. Grafické zakreslení bude doplněno fotografiemi. Na základě pozorování, zatřídění a vyhodnocení bude čelba zařazena do TTV.

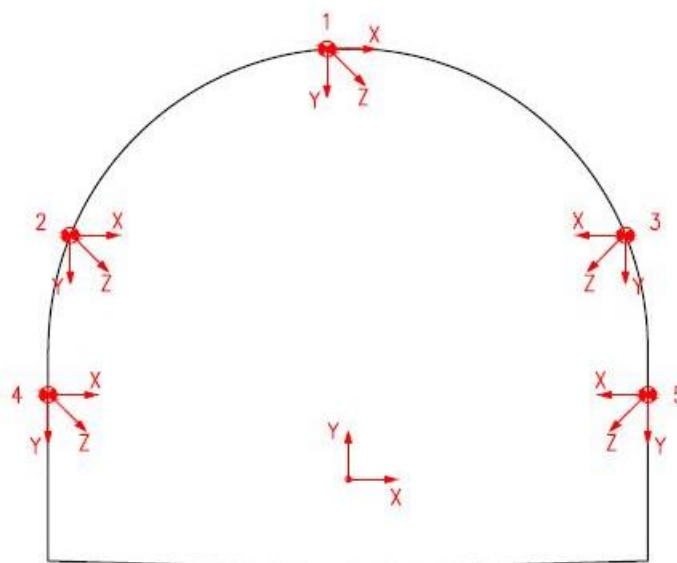
8.2.2 Konvergenční měření

Tato měření slouží k zachycení deformací výrubu a budou realizována v tzv. *měřičských profilech*. Vzdálenosti jednotlivých měřičských profilů vycházejí z kvality okolního horninového masivu a s tím spojené TTV. Vzdálenosti měřičských profilů pro jednotlivé TTV jsou určeny následovně:

- TTV 2 30 m
- TTV 3 20 m
- TTV 4 16 m
- TTV 5a 12 m

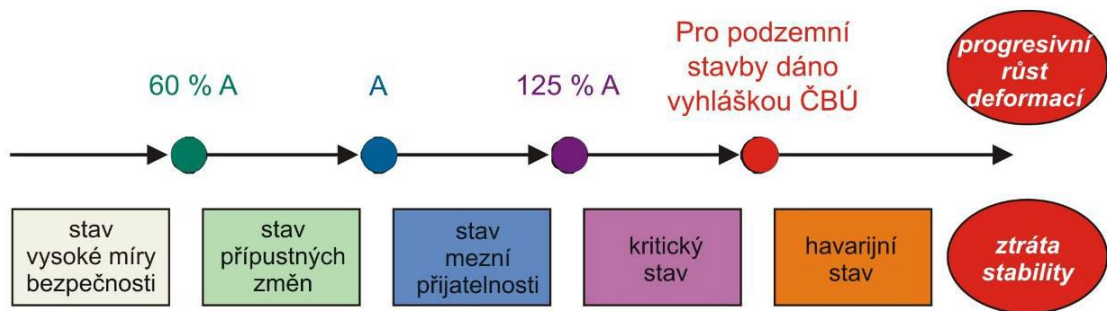
V každém měřičském profilu bude zabudováno pět měřičských bodů. Rozmístění konvergenčních bodů je zobrazeno na obr. č. 58. Samotné měření bude prováděno pomocí optických totálních stanic, které budou měřit absolutní posuny každého z pěti bodů. Výsledkem měření jsou absolutní hodnoty posuvu každého z měřičských bodů ve směru svislém a vodorovném v rovině kolmé na podélnou osu tunelu a ve směru osy tunelu, což umožní vyhodnotit úplný prostorový vektor posuvů každého z měřičských bodů. [21]

Měřičské body budou vybavené reflexním terčíkem a budou stabilizovány v primárním ostění. Jejich usazení musí proběhnout co nejrychleji po dokončení výrubu, aby mohlo být realizováno nulté měření a byly zachyceny maximální průběhy deformací. Následující měření budou realizována v časových intervalech 1, 2, 3, 5, 7, 14 a 28 dní až do okamžiku ustálení deformací. Za ten bude považována deformace konvergenčního bodu menší než 1 mm po 28 dnech.



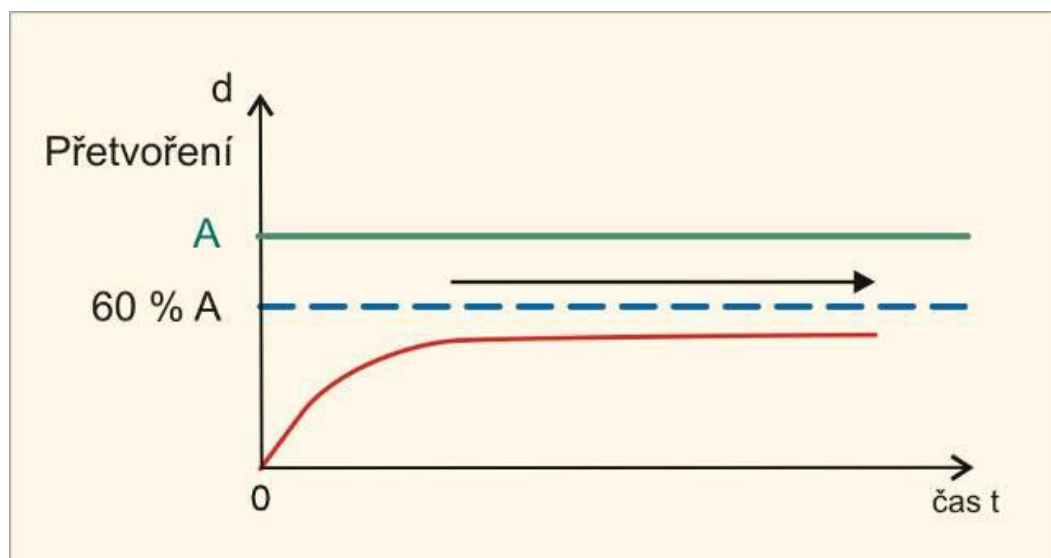
Obrázek 58: Schéma rozmístění konvergenčních bodů.

Při vyhodnocování konvergenčního měření je využit princip *varovných stavů*. Tyto stavy vychází z TP 237 – *Geotechnický monitoring tunelů pozemních komunikací* a jsou definovány v závislosti na procentuální hodnotě dosažené hodnoty sledované veličiny (posloupnost varovných stavů viz obrázek č. 59). V tomto případě je sledovanou veličinou maximální deformace výrubu (mezní hodnota „A“) a její předpokládaná velikost vychází ze statického výpočtu primárního ostění v programu *GEO5 – MKP*.



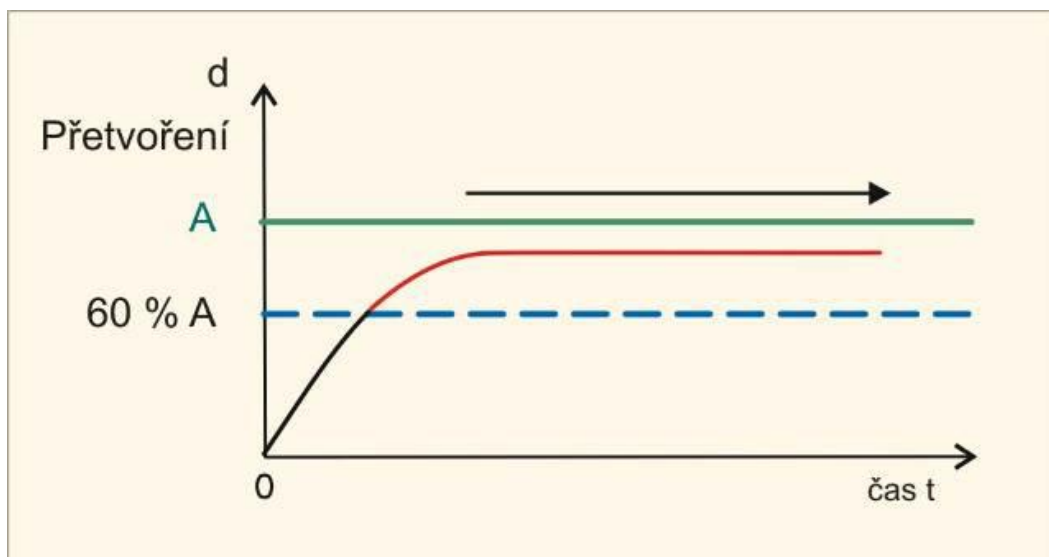
Obrázek 59: Posloupnost varovných stavů [21]

Pokud sledovaná hodnota dosáhne deformace rovnající se maximálně 60 % předpokládané hodnoty „A“, jedná se o **stav vysoké míry bezpečnosti**. V tomto stavu jsou geologické poměry jednoznačně lepší než očekávané a je možno uvažovat o opatřeních vedoucích ke zrychlení výstavby a úsporám v projektu. [21]



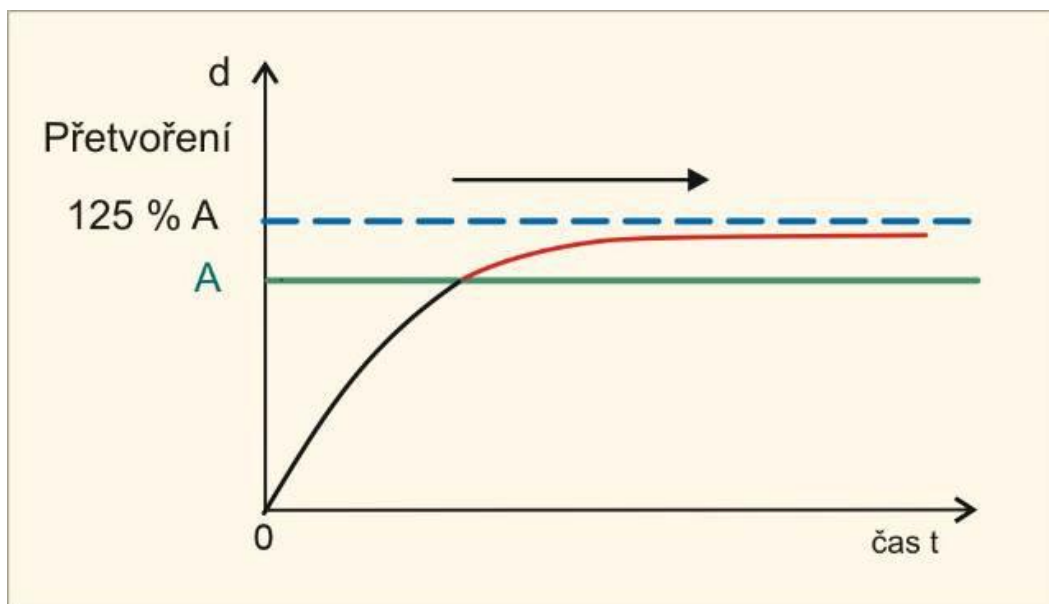
Obrázek 60: Stav vysoké míry bezpečnosti [21].

Pokud sledovaná hodnota překročí 60 % hodnoty „A“, ale nepřekročí přímo hodnotu „A“, jedná se o **stav přípustných změn**. Geologické poměry odpovídají předpokladům, nejsou potřeba žádná mimořádná opatření. [21]



Obrázek 61: Stav přípustných změn [21].

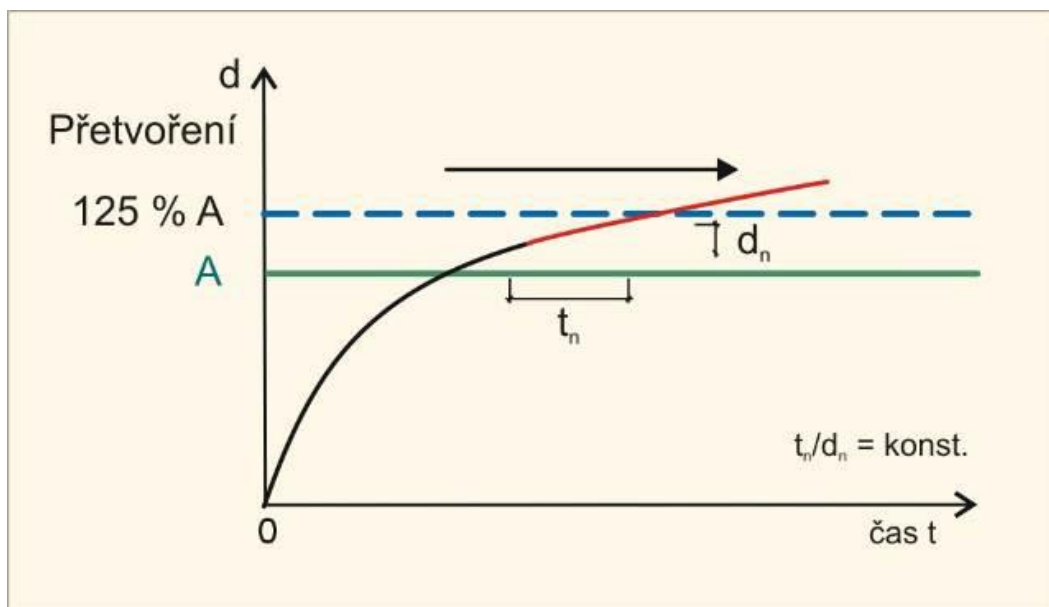
Pokud sledovaná hodnota překročí hodnotu „A“, ale následně se začne ustalovat (za hranici se obvykle volí 125 % hodnoty „A“), mluvíme o **stavu mezní přijatelnosti**. V tomto případě by neměla být ohrožena stabilita díla ani dosažen mezní stav únosnosti. Mělo by však dojít k opatřením, která povedou k návratu do předchozího stavu přípustných změn. Zároveň by měla být zvýšena četnost monitorovaných měření. [21]



Obrázek 62: Stav mezní přijatelnosti [21].

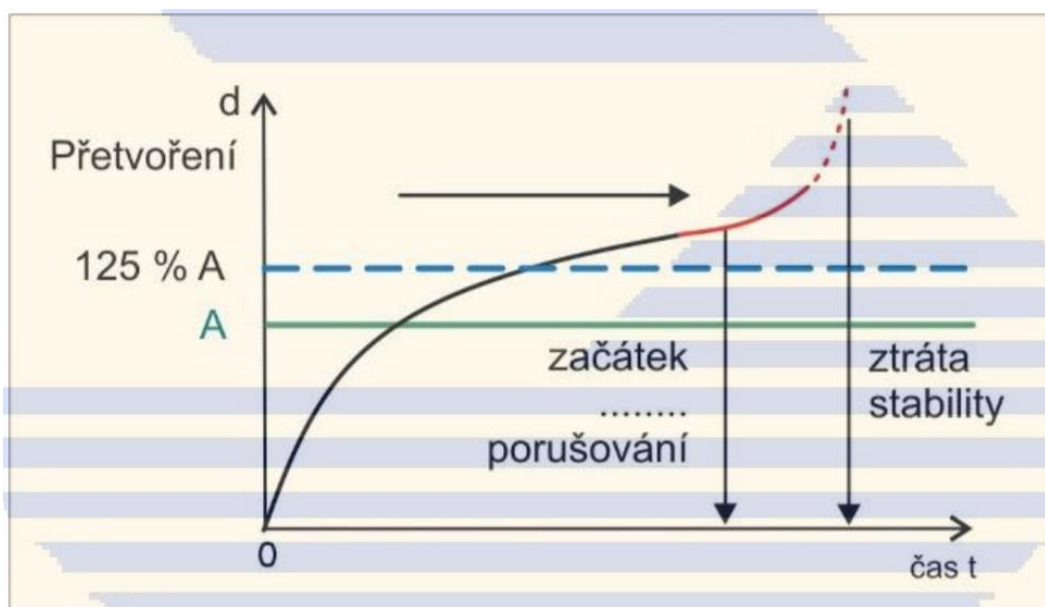
Následujícím varovným stavem je **kritický stav**. Pro něj je charakteristické, že hodnota sledované veličiny výrazně překročí hodnotu „A“ (více než 120 % hodnoty „A“), nebo nejeví sklon k ustálení a její růst pokračuje stále stejnou, byť malou

rychlostí, a to i v okamžiku, kdy již v důsledku postupů ražeb nedochází k změně zatížení ostění v sledovaném profilu. Tento stav značí výrazně horší geologické podmínky, než předpokládal geologický průzkum. Je třeba okamžitě zavést opatření vedoucí k co nejrychlejšímu zastavení nárůstu deformace.



Obrázek 63: Kritický stav [21].

Posledním z varovných stavů je **havarijní stav**. V tomto stavu veličiny začínají progresivně růst, velikost sledované hodnoty vykazuje zřetelné zrychlování, významně překročila hodnotu „A“, případně již mohlo dojít k mimořádné události.



Obrázek 64: Havarijní stav [21].

Na základě deformací vypočtených v programu GEO5 – MKP byly určeny následující hodnoty deformací výrubu pro jednotlivé varovné stavy:

| TTV | Hodnota „A“ | Varovný stav | | |
|-----|-------------|-------------------------|------------------|---------------------|
| | | vysoké míry bezpečnosti | přípustných změn | mezní přijatelnosti |
| 2 | 3,2 mm | 2 mm | 3 mm | 4 mm |
| 4 | 17,3 mm | 10 mm | 17 mm | 21 mm |

Tabulka 14: Hodnoty deformace výrubu pro jednotlivé varovné stavy.

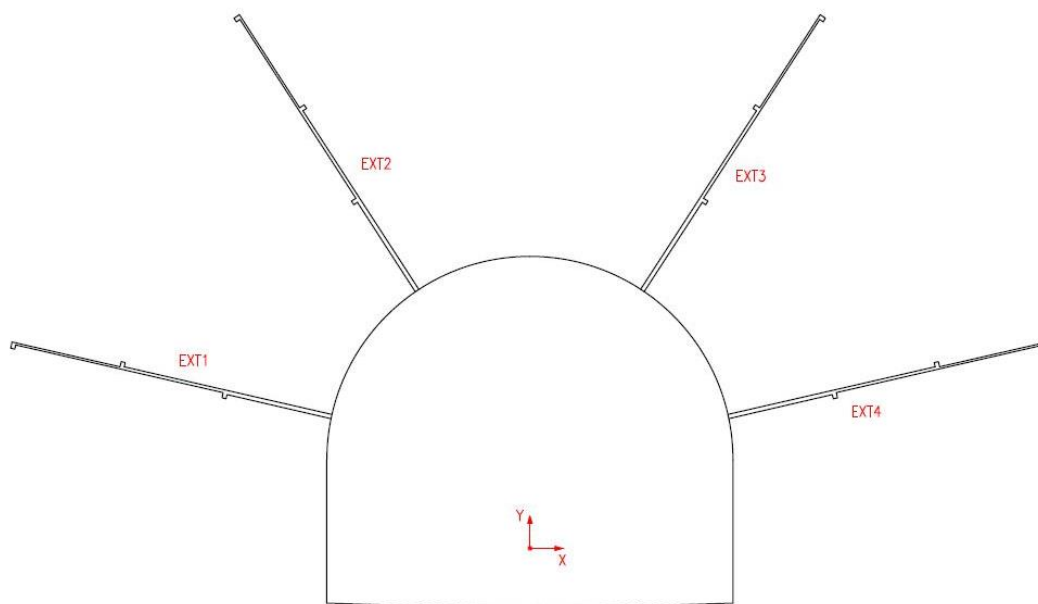
8.2.3 Extenzometrické měření

Ke zjištění deformací horninového masivu v okolí výrubu a určení zóny rozvolnění budou použity extenzometry. Ty slouží ke sledování pohybů masivu ve směru osy vrtu. Extenzometrické vrty mohou být prováděny z povrchu, a to zpravidla jako svislé, anebo z tunelu jako radiální, přibližně kolmé vůči povrchu ostění tunelu. Osazení extenzometrů z tunelu se provádí pouze v případech, kdy realizace vrtů z povrchu není technicky možná nebo je neúměrně nákladná (vysoké nadloží).

V případě osazení extenzometrů z povrchu musí jejich instalace a nulté měření proběhnout s dostatečným předstihem před jejich ovlivněním ražbou. S ohledem na zajištění cementačního klidu se tato doba požaduje minimálně 3 týdny před průchodem čelby měřičským profilem. Vrty realizované z povrchu jsou obvykle umístěny nad osou tunelu. V případě tunelů větších průřezů mohou být osazeny vrty tři, uspořádané v profilu kolmém vůči podélné ose tunelu. Hloubka extenzometrických vrtů v ose tunelu se navrhuje zpravidla tak, že nejhlubší kotvy extenzometru ve vrtu jsou 0,5 m až 1,0 m nad teoretickým obrysem výrubu zvětšeným o technologicky, resp. geologicky podmíněný nadvýrub, aby nedošlo při ražbě k poškození extenzometru a znehodnocení výsledků. Obvyklá délka extenzometru je do 30 m. Jednotlivé tyče extenzometrů odlišných délek se spojují do svazků, čímž jsou vytvořeny 3 až 5ti stupňové extenzometry. Jejich prostřednictvím se sleduje průběh délkových deformací ve zvolených hloubkách podél vrtu. [21]

U tunelu Radlická budou extenzometrická měření realizována v tzv. sdružených měřičských profilech, které budou umístěny ve stejných profilech jako konvergenční měření, a to po cca 200 m. Standardně budou v každém profilu provedeny tři vrty pro osazení extenzometry vedené z povrchu v profilu kolmém na podélnou osu tunelu.

V případě nadloží vyššího než 40 m budou provedeny čtyři radiální vrty vedené z tunelu, viz schéma na obrázku č. 65.



Obrázek 65: Schéma rozložení extenzometrů v případě vysokého nadloží.

8.2.4 Inklinometrické měření

Inklinometrická měření slouží pro sledování horizontálních pohybů uvnitř horninového masivu ve směru kolmém na osu příslušného inklinometrického vrtu.

Inklinometrický vrst se umísťuje do oblasti před čelbou tunelu pro sledování extruze čelby, v blízkosti stěn výrubů tunelu pro sledování stability horninového pilíře mezi tunelovými troubami, pro sledování ovlivnění základů budov ve velkých hloubkách v bezprostřední blízkosti tunelu, svahů v portálových oblastech tunelu, atd. Správné osazení speciálních inklinometrických pažnic, jejich zainjektování a zhotovení stabilizovaného zhlaví vrtu je nutným předpokladem pro správné a přesné výsledky měření. Instalace inklinometrů musí proběhnout s dostatečným předstihem před zahájením ražby, minimálně 3 týdny před průchodem čelby měřičským profilem. Samotné měření je prováděno inklinometrickou sondou, která zjišťuje náklon vrtu. Měření se provádí v pravidelných hloubkových intervalech (zpravidla po 0,5 m vrtu) ve dvou na sebe kolmých osách.

Inklinometrické vrty budou umístěny u portálů a ve sdužených profilech.

8.2.5 Měření tlaku na kontaktu hornina – primární ostění

Na měření radiálního tlaku na kontaktu horniny s primárním ostěním budou použity tlakové podušky, které budou umístěné přímo na povrchu výrubu před aplikací stříkaného betonu. Je nutné zabezpečit stálý kontakt mezi tlakovými poduškami, horninovým prostředím a primárním ostěním. Tlakové podušky budou umístěny ve sdužených profilech, a to v místech, kde jsou očekávány vyšší horninové tlaky (dle numerického výpočtu). Z jednotlivých podušek jsou vedeny kabely v chráničkách na dobře přístupné místo, kde bude umístěn výstup pro odečítání měření. Data se budou měřit automaticky a ukládat do paměti. [21]

8.2.6 Měření napětí v primárním ostění

Pro měření napětí v primárním ostěním budou použity strunové deformetry, které budou instalovány na příhradový obloukový nosník a jejich kabely budou v chráničce vyvedené na dobře přístupné místo. Jedná se o nepřímé měření napětí, které je dopočítáno na základě změřených deformací a znalosti modulu pružnosti primárního ostění. Strunové deformetry budou součástí sdužených profilů, data se budou měřit automaticky a ukládat do paměti. [21]

8.2.7 Měření dynamických a akustických účinků

Jelikož bude ražba probíhat pomocí trhacích prací, je nutné měření dynamických a akustických účinků v nejbližších obytných zónách v závislosti na poloze čelby. Pro měření dynamických účinků budou použity seismografy, pro měření akustických účinků pak akustické přístroje. Dynamické účinky na okolní zástavbu musí dodržet limity stanovené podle ČSN 73 0040 – Zatížení stavebních objektů technickou seizmicitou a jejich odezva tak, aby kmitání nezpůsobilo porušení zdiva, omítek a případně i inženýrských sítí. Akustické účinky a vibrace musí splňovat hygienické limity. [21]

8.2.8 Měření konvergencí a napětí v sekundárním ostění

Podobně jako u primárního ostění bude i sekundární ostění vybaveno body pro měření konvergencí. V profilu bude osazeno 5 měřičských bodů. Nulové měření bude provedeno těsně po odbednění sekundárního ostění. Následně budou v časových intervalech prováděna měření, jejichž frekvence se bude snižovat v závislosti na ustalování deformací.

Měření napětí bude prováděno pomocí strunových deformetrů podobně jako u primárního ostění, a to pouze v oblastech, kde bude docházet ke zvýšenému zatížení ostění. Postupný vývoj pevnosti betonu v čase, který je potřebný pro nepřímý výpočet napětí v ostění, bude zjištěn nedestruktivní zkouškou pomocí Schmidtova kladívka. [21]

8.2.9 Měření teploty v sekundárním ostění

Ve všech měřičských profilech bude kontrolována teplota na vnějším a vnitřním líci sekundárního ostění. Teplota může ovlivnit ostatní měření realizovaná v rámci monitoringu, a to hlavně měření napětí sekundárního ostění. [21]

8.2.10 Měření vodního režimu

Měření vodního režimu bude probíhat obdobně jako v předchozí části monitoringu. Monitorována bude hladina podzemní vody ve zvolených vrtech a studních pomocí hladinoměrů s automatickým záznamem. V pravidelných intervalech bude kontrolováno i chemické složení vody. [21]

8.2.11 Měření poklesové kotliny

Toto měření vychází z výsledků měření původního tvaru terénu. Měření budou prováděna ve sdružených profilech pomocí přesné nivelace. Naměřené výšky budou vztaženy ke stabilizovaným bodům, které leží mimo oblast ovlivněnou výstavbou podzemního díla. [21]

8.3 Monitoring po ukončení výstavby a během provozu

8.3.1 Měření vodního režimu

Vodní režim bude sledován po dobu minimálně 1 roku po dokončení stavby. Měření budou prováděna ve vybraných vrtech a studnách. Předpokladem je postupné obnovení původní úrovně hladiny podzemní vody.

8.3.2 Kontrola deformací sekundárního ostění

Měření deformací sekundárního ostění bude prováděno během provozu tunelu. Pro měření budou využity konvergenční profily, které byly realizovány při výstavbě sekundárního ostění tunelu. Měření budou spojené s prohlídkami tunelu. V prvním roce

užívání budou prováděny 1x měsíčně. Postupem času bude četnost klesat až na hodnotu 1x ročně.

8.3.3 Vývoj napjatosti sekundárního ostění

Po dokončení stavby bude pokračováno ve sledování vývoje napjatosti sekundárního ostění. Ta je úzce spjata s obnovou hladiny podzemní vody. Tato měření budou probíhat automaticky a budou odečítána v pravidelných intervalech. V prvním roce provozu budou měření probíhat 1x za 4 měsíce. Četnost měření bude s postupem času klesat v závislosti na naměřených hodnotách až na hodnotu 1x ročně. Měření budou spojená s prohlídkami tunelu.

8.3.4 Prohlídky

Prohlídky jsou důležitou součástí kontroly dokončeného tunelu. Jsou rozděleny na dva základní typy – prohlídky běžné a prohlídky hlavní.

Během běžných prohlídek dochází ke kontrole stavebně-technických částí tunelu a prohlídce technologického zařízení tunelu, případně ke kontrole provedených oprav. Tyto prohlídky kontrolují provozní schopnost tunelového ostění, drenážního odvodnění, přístupových komunikací k portálům a nosné konstrukce technologických zařízení.

Hlavní prohlídky zahrnují prohlídky stavebně-technické části a prohlídky technologické části tunelu, včetně kontroly provedení příslušných revizí, periodických zkoušek a kontrol. Kontrolují se také protokoly o pravidelných zkouškách funkčnosti požárně bezpečnostních zařízení a jejich návaznosti na technologické systémy tunelu.
[23]

Běžné prohlídky budou realizované 3x ročně. Hlavní prohlídka bude realizována těsně před předáním tunelu do užívání, po skončení zkušební doby a poté 1x za 4 roky.

9 Závěr

Cílem této diplomové práce byl návrh silničního tunelu Radlice, jehož výstavba je plánována v rámci dokončení Radlické radiály propojující vnitřní a vnější okruh radiálně okružní komunikační sítě hlavního města Prahy.

Úvodní část práce je zaměřena teoreticky na základní informace o silničních okruzích na území Prahy, podrobnější popis stavby tunelu Radlice a souhrn inženýrskogeologického průzkumu daného územní.

V druhé části práce je proveden návrh a posouzení primárního ostění tunelu ve dvou příčných profilech, které by měly vystihnout různé geologické a technologické podmínky nacházející se na trase. Jako příčný profil 1 bylo zvoleno místo s jedním z nejnižších nadloží na trase a špatnými geologickými podmínkami. Příčný profil 2 byl zvolen v místě s jedním z nejvyšších nadloží a dobrými geologickými podmínkami. Odlišné podmínky v jednotlivých příčných profilech docílily návrhu primárního ostění pro dvě různé technologické třídy výrubu. Pro zjištění chování horninového masivu a stanovení zatížení na primární ostění byl pro každý z řezů vytvořen numerický model v programu *GEO5 MKP*. Na základě vnitřních sil získaných z tohoto programu byly sestaveny nejnepríznivější zatěžovací kombinace a na tyto kombinace bylo ostění následně posouzeno pomocí interakčního diagramu v programu *FIN EC Beton*.

Pro příčný profil 1 (TTV 4) bylo navrženo primární ostění ze stříkaného betonu SB25 tloušťky 300 mm vyztužený dvěma vrstvami výztužné sítě 100x100x8 mm (sítě s profily průměru 8 mm s oky 100 x 100 mm). V příčném profilu 2 (TTV 2) bylo navrženo primární ostění tvořené stříkaným betonem SB25 tloušťky 200 mm vyztužené dvěma vrstvami sítí 150x150x8 mm. Primární ostění v obou posuzovaných profilech vyhovělo na všechna posouzení.

Třetí část práce se zabývá návrhem a posouzením sekundárního ostění, které bylo z důvodu obdobného postupu pro oba profily provedeno pouze pro příčný profil 2. Definitivní ostění je navrženo z betonu C30/37 vyztuženého Ø25 po 200 mm. Pro výpočet vnitřních sil v ostění byl využit program *ATENA 2D*, který umožňuje provádět nelineární analýzu železobetonových konstrukcí metodou konečných prvků. Na základě tohoto výpočtu byla konstrukce posouzena pomocí interakčního diagramu na mezní stav únosnosti a poté byla posouzena na mezní stav použitelnosti, kde byla kromě maximální

povolené deformace posouzena i šířka trhlin. Na oba mezní stavy navržená konstrukce vyhověla.

Ve čtvrté části práce byly navrženy trhací práce pro příčný profil 2 (TTV 2). Trhací práce byly zvoleny metodou řízeného výlomu, a to konkrétně presplittingem („předstípnutím“). Byla vytvořena vrtná schémata pro kalotu i opěří a dimenzováno množství trhaviny potřebné pro ražbu jednoho záběru.

Poslední část práce se zabývá návrhem geotechnického monitoringu. Jeho cílem je především ověřit správnost předpokladů geotechnického průzkumu a také navrženého technického řešení. V případě, že se v průběhu monitorování stavby ukáže odchylka od předpokládaných závěrů, je zapotřebí okamžité reakce. Geotechnický monitoring by měl probíhat nejen při samotné výstavbě, ale některá měření je nezbytné započít už v časovém předstihu, a naopak jiná musí pokračovat i po ukončení realizace stavby. Úlohu správného geotechnického monitoringu tedy nelze stejně jako úlohu geotechnického průzkumu opomenout, je nutné dbát na jeho správnou realizaci a rychlý přístup k výsledkům a vyhodnocení měřených veličin.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ:

- [1] Okruh Prahy: Dálnice D0 - Silniční okruh kolem Prahy. *Silniční okruh kolem Prahy* [online]. Praha, 2018 [cit. 2019-06-04]. Dostupné z: <http://www.okruhprahy.cz/>
- [2] Česká tunelářská asociace. *Česká tunelářská asociace* [online]. Praha [cit. 2019-06-04]. Dostupné z: <https://www.ita-aites.cz/cz/>
- [3] *Mestskyokruh.info: Informační portál dostavby Městského okruhu a Libeňské spojky v Praze.* [online]. Praha, 2010 [cit. 2019-06-04]. Dostupné z: <http://mestskyokruh.info>
- [4] *Městský okruh v Praze* [online]. Praha [cit. 2019-06-04]. Dostupné z: <http://mestskyokruh.cz>
- [5] *Česká televize: ČT24* [online]. Praha, 2019 [cit. 2019-06-04]. Dostupné z: <https://ct24.ceskatelevize.cz>
- [6] *ZÁKLADNÍ POJMY, DRUHY DOPRAVY, ZPŮSOBY VEDENÍ TRASY V ÚZEMÍ* [online]. Praha [cit. 2019-06-04]. Dostupné z: <https://slideplayer.cz/slide/2693288/>
- [7] *Dálnice - Silnice .cz* [online]. Praha, 2002 [cit. 2019-06-04]. Dostupné z: <http://www.dalnice-silnice.cz>
- [8] *Radlická radiála* [online]. Praha, 2012 [cit. 2019-06-11]. Dostupné z: <https://www.radlickaradiala.info>
- [9] *PUDIS a.s.: Projektové, průzkumné, konzultační a inženýrské činnosti* [online]. Praha [cit. 2019-06-11]. Dostupné z: <http://www.pudis.cz>
- [10] *PUDIS a.s.: Závěrečná zpráva podrobného inženýrskogeologického průzkumu: Díl I. Průzkum pro tunely Radlice realizovaný z průzkumné štoly.* Praha, 2017
- [11] BARTÁK, Jiří. *Odborný posudek na průzkumnou štolu Radlice pro stavbu Radlická radiála JZM - Smíchov.* Praha, 2011.
- [12] BARTÁK, Jiří. *VRTNÝ PRŮZKUM NEBO PRŮZKUMNÁ ŠTOLA?: Odborné vyjádření k problematice inženýrskogeologického průzkumu jižního úseku Tunelu Radlice.* Praha, 2007.
- [13] BARTÁK, Jiří. *ZNALECKÝ POSUDEK NA ROZŠÍŘENÍ PODROBNÉHO INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉHO PRŮZKUMU PRO RADLICKOU RADIÁLU.* Praha, 2015
- [14] Výčet pochybení a nesrovnalostí ve zpracování návrhu variant č. 3 a 4 MO Pelc Tyrolka – Balabenka a Libeňské spojky firmami Mott MacDonald a Satra se závěrem k jejich dopracování. *Ateliér pro životní prostředí* [online]. 2008 [cit. 2019-10-15]. Dostupné z: atelier.ecn.cz › aktuality › MOptybaLS-poch-opr-TZ
- [15] *Tunel V Holešovičkách. SATRA, spol. s r. o.: Projektové, konzultační a inženýrské služby* [online]. 2015 [cit. 2019-10-15]. Dostupné z: <http://www.satra.cz/tunel-pod-ulici-v-holesovickach/>

- [16] FINE spol. s.r.o. *Online nápověda GEO5* [online]. [cit. 2017-04-19]. Dostupné z: <http://www.fine.cz>
- [17] Software products. *Červenka Consulting* [online]. 2019 [cit. 2019-10-17]. Dostupné z: <https://www.cervenka.cz>
- [18] BARTÁK, Jiří a Jan PRUŠKA. *Podzemní stavby*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04789-7
- [19] *Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR*. Členové pracovní skupiny ČTuK pro konvenční tunelování. místo neznámé: Český tunelářský komitét ITA/AITES, 2006.
- [20] Geotechnický monitoring tunelů. *ASB* [online]. [cit. 2019-12-08]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/tunely/geotechnicky-monitoring-tunelu>
- [21] TP-237. *Technické podmínky: Geotechnický monitoring tunelů pozemních komunikací*. Praha, 2011
- [22] PRUŠKA, Jan. *Numerické modelování tunelu metodou NRTM: Inženýrský manuál č. 26*. In: Fine [online]. Praha: Fine, 2016 [cit. 2019-11-10]. Dostupné z: http://www.fine.cz/ke-stazeni/inzenyrske-manualy/86/cs/manual-26_cz_mkp-tunel/
- [23] TP-154. *Technické podmínky: Provoz, správa a údržba tunelů PK*. Praha, 2009
- [24] BARTÁK, Jiří, Jiří HOŘEJŠÍ a Aleš ZAPLETAL. *DOPORUČENÍ PRO ZPRACOVÁNÍ STATICKÝCH VÝPOČTŮ RAŽENÝCH TUNELŮ DLE EC*. Praha: ITA-AITES, 2010
- [25] PRAVDA, Vladimír a Jiří BĚTÍK. *Trhací práce v hornictví, stavebnictví a speleologii*. Jesenice u Prahy: Montanika, 2010. ISBN 978-80-254-8542-2
- [26] DOJČÁR, Ondrej, Jiří HORKÝ a Robert KOŘÍNEK. *Trhacia technika*. Ostrava: Montanex, 1996. ISBN 80-857-8069-0
- [27] BARTÁK, Jiří, Jiří HORKÝ a Robert KOŘÍNEK. *Podzemní stavitelství v České republice*. Praha: SATRA, 2007. ISBN 978-80-239-8568-9
- [28] *PASPORT TP PRO ŠTOLU S KLÍNOVÝM ZÁLOMEM* [online]. Ostrava [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: http://fast10.vsb.cz/duris/TP_cvi3.pdf. VŠB – Technická univerzita Ostrava

SEZNAM OBRÁZKŮ:

| | |
|---|----|
| Obrázek 1: Schéma dokončených a nedokončených částí Pražského okruhu [5]..... | 11 |
| Obrázek 2: Schéma Městského okruhu a jeho nedokončených částí [3] | 12 |
| Obrázek 3: Radiálně okružní systém komunikací v Praze [6] | 13 |
| Obrázek 4: Znázornění Radlické radiály v konceptu radiálně okružního systému hlavního města Prahy. [8] | 18 |
| Obrázek 5: Původní návrh radiály s oddělenými tunely Jinonice a Butovice [3] | 19 |
| Obrázek 6: Fenner-Pacherova křivka [18] | 21 |
| Obrázek 7: Schéma možných průběhů konvergencí [18]..... | 23 |
| Obrázek 8: Mapa s umístěním tunelu Radlice [8]..... | 24 |
| Obrázek 9: Podélný geologický řez tunelem Radlice [13]..... | 30 |
| Obrázek 10: Zkrasovatělá porucha v km 0,517. [13] | 31 |
| Obrázek 11: Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích odebraných v průběhu ražby – část 1. [10]..... | 32 |
| Obrázek 12: Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích odebraných v průběhu ražby – část 2. [10]..... | 33 |
| Obrázek 13: Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích horninového materiálu odebraných z bezpečnostních jádrových předvrtů v průzkumné štole v STT [10] | 35 |
| Obrázek 14: Přehled výsledků laboratorních zkoušek hornin na vzorcích horninového materiálu odebraných z bezpečnostních jádrových předvrtů v průzkumné štole do JTT [10]..... | 36 |
| Obrázek 15: Schéma umístění vrtů v presiometrickém profilu PP-2 ve staničení STT km 0,187..... | 39 |
| Obrázek 16: PP1 – Síť konečných prvků. | 48 |
| Obrázek 17: PP1 – Svislé napětí [kPa]..... | 50 |
| Obrázek 18: PP1 – Sednutí [mm]..... | 50 |
| Obrázek 19: PP1 – Plastické přetvoření [%]..... | 51 |
| Obrázek 20: PP1 – Vykreslení kolmých deformací [mm]. | 51 |
| Obrázek 21: PP1 – Průběh ohybových momentů [kNm/m]..... | 51 |
| Obrázek 22: PP1 – Průběh normálových sil [kN/m]..... | 52 |
| Obrázek 23: PP1 – Průběh posouvajících sil [kN/m]..... | 52 |
| Obrázek 24: PP1 – Interakční diagram (mladý beton). | 54 |
| Obrázek 25: PP1 – Interakční diagram (starý beton). | 55 |

| | |
|--|----|
| Obrázek 26: PP2 – Síť konečných prvků. | 58 |
| Obrázek 27: PP2 – Svislé napětí [kPa]. | 59 |
| Obrázek 28: PP2 – Sednutí [mm]. | 60 |
| Obrázek 29: PP2 – Plastické přetvoření [%]. | 60 |
| Obrázek 30: PP2 – Vykreslení kolmých deformací [mm]. | 60 |
| Obrázek 31: PP2 – Průběh ohybových momentů [kNm/m]. | 61 |
| Obrázek 32: PP2 – Průběh normálových sil [kN/m]. | 61 |
| Obrázek 33: PP2 – Průběh posouvajících sil [kN/m]. | 61 |
| Obrázek 34: PP2 – Interakční diagram (mladý beton). | 63 |
| Obrázek 35: PP2 – Interakční diagram (starý beton). | 64 |
| Obrázek 36: Sekundární ostění v PP2. | 67 |
| Obrázek 37: Průběh normálového napětí na kontaktech. | 68 |
| Obrázek 38: Rozdělení sekundárního ostění na makroprvky. | 74 |
| Obrázek 39: Numerický model sekundárního ostění v programu ATENA 2D. | 75 |
| Obrázek 40: Normálová síla pro kombinaci C2. | 76 |
| Obrázek 41: Posouvající síla pro kombinaci C2. | 77 |
| Obrázek 42: Ohybový moment pro kombinaci C2. | 77 |
| Obrázek 43: Schéma posuzovaných oblastí definitivního ostění. | 78 |
| Obrázek 44: Posouzení průřezu A – interakční diagram. | 80 |
| Obrázek 45: Posouzení průřezu B – interakční diagram. | 80 |
| Obrázek 46: Posouzení průřezu C – interakční diagram. | 81 |
| Obrázek 47: Maximální deformace definitivního ostění pro kombinaci C9 [m]. | 82 |
| Obrázek 48: Maximální velikost trhliny pro kombinaci C9 [m]. | 83 |
| Obrázek 49: Schéma časových fází odpalu při řízeném výlomu. a) postup při hladkém odstřelu: I – zálomové vrty, II – přibírkové vrty, III – obrysové vrty b) postup při presplittingu: A – obrysové vrty, B – zálomové vrty, C – přibírkové vrty. [18] | 85 |
| Obrázek 50: Schematické rozdělení zálomů. [26]. | 86 |
| Obrázek 51: Klínový zálom: a) vertikální, b) horizontální, c) šikmý. [26]. | 87 |
| Obrázek 52: Kuželový a vějířový zálom. [26] | 87 |
| Obrázek 53: Přímé zálomy tříštivé. [26] | 88 |
| Obrázek 54: Přímé zálomy uvolňovací: a) čtvercový; b) obdélníkový; c) Täby; d) Coromant; e) jednoduchý spirálový – „kanadská zátka“; f) dvojité spirálový. [18] | 89 |

| | |
|--|-----|
| Obrázek 55: Schéma parametrů klínového zlomu. [28] a...rozteč zálomových dvojic; α ...úhel zálomových vývrtů k rovině čelby; x...přiblížení vývrtů | 92 |
| Obrázek 56: Vrtné schéma pro kalotu v PP2 (nabitě vrty zobrazeny plně, nenabitě prázdně)..... | 94 |
| Obrázek 57: Vrtné schéma pro opěří v PP2 (nabitě vrty zobrazeny plně, nenabitě prázdně)..... | 96 |
| Obrázek 58: Schéma rozmístění konvergenčních bodů. | 100 |
| Obrázek 59: Posloupnost varovných stavů [21]..... | 101 |
| Obrázek 60: Stav vysoké míry bezpečnosti [21]..... | 101 |
| Obrázek 61: Stav přípustných změn [21]. | 102 |
| Obrázek 62: Stav mezní přijatelnosti [21]..... | 102 |
| Obrázek 63: Kritický stav [21]. | 103 |
| Obrázek 64: Havarijní stav [21]. | 103 |
| Obrázek 65: Schéma rozmístění extenzometrů v případě vysokého nadloží. | 105 |

SEZNAM TABULEK:

| | |
|---|-----|
| Tabulka 1: Geologický profil v PP1 | 45 |
| Tabulka 2: Mechanické vlastnosti stříkaného betonu SB25..... | 46 |
| Tabulka 3: PP1 – návrhové hodnoty zatížení (mladý beton) | 53 |
| Tabulka 4: PP1 – návrhové hodnoty zatížení (starý beton)..... | 53 |
| Tabulka 5: Geologický profil v PP2..... | 56 |
| Tabulka 6: PP2 – návrhové hodnoty zatížení (mladý beton) | 62 |
| Tabulka 7: PP2 – návrhové hodnoty zatížení (starý beton)..... | 62 |
| Tabulka 8: Jmenovitá hodnota poměrného smrštění $\epsilon_{cd,0}$ [%] [24]. | 69 |
| Tabulka 9: Hodnoty k_h [-] [24]. | 70 |
| Tabulka 10: Teplotní změny pro zatížení definitivního ostění [24]. | 71 |
| Tabulka 11: Kombinace zatížení [24]. | 72 |
| Tabulka 12: Výsledné kombinace zatížení..... | 73 |
| Tabulka 13: Výsledné kombinace vnitřních sil pro posouzení definitivního ostění. 79 | |
| Tabulka 14: Hodnoty deformace výrubu pro jednotlivé varovné stavy..... | 104 |

SEZNAM PŘÍLOH:

Příloha č. 1: Přehledná situace

Příloha č. 2: Podélný řez JTT

Příloha č. 3: Vzorové řezy JTT dvoupruh

Příloha č. 4: Závěrečná zpráva podrobného inženýrskogeologického průzkumu

Příloha č. 5: Výkres primárního ostění pro technologickou třídu výrubu 2

Příloha č. 6: Výkres primárního ostění pro technologickou třídu výrubu 3

Příloha č. 7: Výkres primárního ostění pro technologickou třídu výrubu 4

Příloha č. 8: Dokumentace posouzení primárního ostění – výpočty *GEO5 MKP*

Příloha č. 9: Dokumentace posouzení primárního ostění – výpočty *FIN EC Beton*

Příloha č. 10: Výpočet teplotního zatížení

Příloha č. 11: Dokumentace posouzení definitivního ostění – výpočty *ATENA 2D*

Příloha č. 12: Dokumentace posouzení definitivního ostění – výpočty *FIN EC Beton*