

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



**Stanovení napjatosti v jílovitém masivu z měření
posunů**

Diplomová práce

Vojtěch Novák

Vedoucí: doc. RNDr. David Mašín, Ph.D

Konzultant: Ing. Jan Boháč, CSc.

Praha, květen, 2012

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že předkládanou diplomovou práci jsem vypracoval zcela samostatně. Všechny převzaté textové a grafické informace byly řádně citovány a důsledně uvedeny v seznamu použité literatury. Souhlasím též s využitím této diplomové práce pro studijní a vědecké účely.

V Praze, červenec 2012

Vojtěch Novák

Podpis

PODĚKOVÁNÍ

Úvodem diplomové práce bych rád poděkoval doc. RNDr. Davidu Mašínovi, Ph.D za důsledné vedení, cenné rady a poskytnutí mnoha informací při tvorbě této práce. Bez jeho úsilí a pomoci by tato diplomová práce jistě nevznikla. Další díky patří konzultantovi předkládané práce Ing. Janu Boháčovi, CSc. především za užitečné rady v oblasti laboratorních zkoušek a k ochotě podělit se o cenné zkušenosti z oblasti mechaniky zemin.

Dále bych rád poděkoval Ing. Janu Ježkovi za poskytnutí užitečných informací v souvislosti s geotechnickým softwarem Plaxis 3D. Děkuji také Ing. Jiřímu Pavlíkovi, CSc., zaměstnanci společnosti GEOtest a.s., za ochotu poskytnout nezbytné informace ohledně ražby průzkumných rozrážek a jejich konvergenčního měření, bez kterých by tato práce jistě nevznikla. Za ochotu pomáhat a předávat zkušenosti bych dále rád poděkoval Ing. Josefu Rottovi a Mgr. Richardu Malátovi. Díky patří nejenom výše uvedeným osobám, ale všem zaměstnancům Ústavu hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky Přf UK Praha za výborný přístup ke studentů, předání cenných rad a za jejich mnohdy velkou dávkou trpělivosti a pochopení.

ABSTRAKT

Cílem diplomové práce je stanovení původní napjatosti jílovitého masivu na území města Brna. Napjatost horninového masivu lze obecně vyjádřit empirickým vztahem součinitele tlaku v klidu K_0 . Součinitel tlaku v klidu K_0 lze stanovit výpočetními metodami, laboratorními zkouškami, ale i využitím zpětné numerické analýzy. Předkládaná diplomová teze se zabývá určením napjatosti masivu právě realizací numerického modelu. Pro zpětnou analýzu byla využita data z průzkumné rozrážky R2, která byla vyražena za účelem inženýrsko–geologického průzkumu při stavbě Královopolských tunelů. Numerický model byl vytvořen za pomoci geotechnického softwaru Plaxis 2D a 3D s využitím dvou pokročilých hypoplastických modelů. Tyto modely neuvažují anisotropii tuhosti materiálu.

Výsledkem prezentované práce jsou čtyři hodnoty součinitele tlaku v klidu K_0 , které byly získané na základě různých numerických analýz. Mimo jiné bylo dále stanoveno překonsolidační napětí masivu využitím empirického vztahu Mayne a Kulhawy (1982) a na základě provedení jednoosé zkoušky stlačitelnosti na neporušeném vzorku brněnského jílu.

SUMMARY

The aim of the thesis is to determine the original stress state of a clay massif in the town Brno. Stress state of rock mass is generally expressed by an empirical relationship of coefficient of earth pressure at rest K_0 . This coefficient can be determined by numerical methods, laboratory tests and also using inverse numerical analysis. This diploma thesis deals with the determination of the original stress state in rock mass by means of numerical modeling. Excavation of an exploratory adit R2 has been selected as a case study for the backanalysis. It was excavated for the purpose of engineering geological survey within the construction of Královopole tunnels. The numerical model was developed using geotechnical software Plaxis 2D and 3D using two advanced hypoplastic models. These models did not consider stiffness anisotropy.

The results of the presented diploma thesis are the values of the coefficient of earth pressure at rest K_0 , obtained using four different types of numerical analyses. In addition, overconsolidation pressure of a natural clay was determined using empirical relationship by Mayne and Kulhawy (1982) and using oedometric compression tests on undisturbed samples of brno clay.

OBSAH

KAPITOLA 1. ÚVOD	1
1.1. Metodika diplomové práce	2
1.2. Uspořádání diplomové práce	3
KAPITOLA 2. LOKALITA ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ	4
2.1. Geomorfologie zájmové oblasti	5
2.2. Geologická stavba zájmové oblasti	5
2.2.1. Český masiv na území Brna	5
2.2.2. Západní Karpaty - Karpatská předhlubeň	6
2.2.3. Kvartérní pokryvy a jejich podloží	6
2.3. Hydrogeologické poměry zájmového území	8
KAPITOLA 3. ROZRÁŽKY – „MÍSTA SOUSTŘEDĚNÉHO PRŮZKUMU“	9
3.1. Geometrie rozrážky R2	9
3.2. Konvergenční měření v průzkumných rozrážkách	11
KAPITOLA 4. SOUČINITEL ZEMNÍHO TLAKU V KLIDU K_0	14
4.1. Definice překonsolidace a creepu	14
4.2. Empirické stanovení K_0 pro normálně konsolidovanou a překonsolidovanou zeminu	16
KAPITOLA 5. DOSAVADNÍ SHRNU TÍ ZNALOSTÍ	19
5.1. Konstituční modely a nelinearita chování v oboru velmi malých přetvoření	19
5.2. Lineární vs. nelineární konstituční vztah	20
5.3. Aspekty volby vhodného konstitučního modelu	22
5.4. Anizotropní chování zeminy	22
5.5. Vliv součinitele K_0 na tvar poklesové kotliny	23
5.6. Faktory ovlivňující výslednou hodnotu konvergencí	25
5.7. Chování třetího rozměru v 2D analýze	27
KAPITOLA 6. ÚVOD DO NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ ROZRÁŽKY R2	30
6.1. Metoda konečných prvků (MKP)	30
6.2. Kritické stavy v mechanice zemin	30
6.3. Hypoplasticita	31
6.4. Hypoplastický model pro jíly a jeho parametry	31
6.4.1 Stanovení parametrů základní verze hypoplastického modelu	32
6.5. Koncept intergranulárních přetvoření	33
KAPITOLA 7. OEDOMETRICKÁ ZKOUŠKA STLAČITELNOSTI	34
7.1 Popis oedometrického přístroje	34
7.2. Příprava vzorku	36

7.3. Postup oedometrické zkoušky	37
7.4. Vyhodnocení oedometrické zkoušky	37
KAPITOLA 8. ZPĚTNÁ NUMERICKÁ ANALÝZA ROZRÁŽKY R2	40
8.1. Volba konvergenčního měření	41
8.2. Parametry konstitučních modelů	41
8.3. Zpětná numerická 2D analýza rozrážky R2	43
8.3.1. Plaxis Input	43
8.3.2. Plaxis Calculations	46
8.3.3. Plaxis Output a dílčí prezentace výsledků	50
8.4. Zpětná numerická 3D analýza rozrážky R2	56
8.4.1. Plaxis input	57
8.4.2. Plaxis output a dílčí prezentace výsledků	61
KAPITOLA 9. STANOVENÍ PŘEKONSOLIDAČNÍHO NAPĚTÍ	66
KAPITOLA 10. DISKUZE VÝSLEDKŮ	68
KAPITOLA 11. ZÁVĚR	69
KAPITOLA 12. SEZNAM LITERATURY	70

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2.1. Detail Velkého městského okruhu v Brně (www.mestsky-okruh-brno.cz).	4
Obr. 2.2. Podélný geologický řez osou tunelu (Pavlík a kol. 2004).	8
Obr. 3.1. Vedení Královopolských tunelů (fialová barva) a lokace rozrážky R2 (červený kruh) (www.mestsky-okruh-brno.cz).	9
Obr. 3.2. Rozrážka ve staničení 5m před budoucí zákrutou (vlevo) a ve staničení 2,5 m (vpravo) (Pavlík a kol. 2003).	10
Obr. 3.3. Využitý konvergenční profil rozrážky R2 vyznačený červeným oválem (Pavlík a kol. 2004).	11
Obr. 3.4. Výsledky konvergenčního měření rozrážky R2 (Pavlík a kol. 2004).	13
Obr. 4.1. Vliv creepu na překonsolidační napětí.	15
Obr. 4.2. Napjatostní historie zeminy (Mayne a Kulhawy 1982).	17
Obr. 4.3. Závislost OCR na K_{0oc} při hodnotách parametrů $\eta = -1$ a $\chi = 0,75$ až $0,85$ (vlevo) a závislost OCR na K_{0oc} při hodnotách parametrů $\eta = -0,5$ až -2 a $\chi = 0,8$ (vpravo) (Sivakumar a kol. 2009).	18
Obr. 5.1. Závislost smykové tuhosti G na přetvoření (Viggiani a Atkinson 1995).	20
Obr. 5.2. Predikovaná poklesová kotlina lineárním elastickým, ideálně plastickým modelem a modelem „small strain“ nelineárním (Addenbrooke a kol. 1997).	21
Obr. 5.3. Predikce vertikálních (vlevo) a horizontálních deformací (vpravo) zkušebního tunelu pro Heathrow Express (Mašín 2009).	22
Obr. 5.4. Predikovaná poklesová kotlina základě anizotropního modelu AJ4i a AJ4ii a poklesová kotlina predikovaná izotropním modelem (Addenbrooke a kol. 1997).	23

Obr. 5.5. Predikce poklesové kotliny s hodnotami součinitele K_0 : 1,5 (vlevo nahoře), 1 (vpravo nahoře) a 0,5 (dole) (Doležalová 2002).	24
Obr. 5.6. Předpovídané poklesové kotliny za použití isotropního modelu M1 a anizotropního modelu M2 s různými hodnotami K_0 (Franzius a kol. 2005).	25
Obr. 5.7. Průběh celkové konvergence bodu (Rozsypal 2009).	26
Obr. 5.8. Princip metody „redukce napětí“ (Leca a kol. 2000).	28
Obr. 6.1. Čára kritických stavů CSL, čára isotropní normální konsolidace a význam parametrů λ^* , κ^* , N (Mašín 2008).	32
Obr. 7.1. Schéma oedometrické krabice (upraveno z Head a Epps 2011).	35
Obr. 7.2. Celkové schéma oedometrického přístroje (upraveno z Head a Epps 2011).	36
Obr. 7.3. Výsledky eodometrické zkoušky neporušeného vzorku.	39
Obr. 7.4. Stanovení pseudo-překonsolidačního napětí.	39
Obr. 8.1. Výsledná geometrie problému (vlevo) a vygenerovaná síť s evidentním dozahuštěním v oblasti rozrážky (vpravo).	45
Obr. 8.2. Detail jednotlivých elementů sítě v oblasti rozrážky R2, hodnota uvnitř elementu udává pořadí elementu a červeně vyplněné kruhy znázorňují uzly segmentů.	46
Obr. 8.3. Počáteční fáze řešení rozrážky R2.	47
Obr. 8.4. Fáze 1 a exkavace rozrážky – řešení prekonvergenčí.	48
Obr. 8.5. Fáze 2 s výrubem rozrážky R2 a odebráním vody z výrubu – řešení postupu čelby od konvergenčního profilu.	50
Obr. 8.6. Rozložení vertikálních deformací (nahore) a horizontálních deformací (dole) modelu_1.	51

Obr. 8.7. Rozložení vertikálních deformací (nahore) a horizontálních deformací (dole) modelu_2.	52
Obr. 8.8. Vývoj horizontálních a vertikálních deformací v závislosti na změně součinitele K_0 (model_1).	54
Obr. 8.9. Závislost poměru horizontálních a vertikálních deformací v závislosti na součiniteli K_0 (model_1).	54
Obr. 8.10. Vývoj horizontálních a vertikálních deformací v závislosti na změně součinitele K_0 (model_2).	55
Obr. 8.11. Závislost poměru horizontálních a vertikálních deformací v závislosti na součiniteli K_0 (model_2).	56
Obr. 8.12. Tvorba povrchu rozrážky a samotných segmentů těžby.	58
Obr. 8.13. Vygenerovaná „medium“ trojúhelníková síť.	59
Obr. 8.14. Detail zahuštění rozrážky R2.	60
Obr. 8.15. Vliv hustoty sítě na celkovou velikost deformací.	63
Obr. 8.16. Vliv hustoty sítě na poměr celkových horizontálních a vertikálních deformací.	63
Obr. 8.17. Vývoj celkových horizontálních (nahore) a vertikálních (dole) deformací simulovaných modelem_1.	64
Obr. 8.18. Vývoj celkových horizontálních (nahore) a vertikálních (dole) deformací simulovaných modelem_2.	65

SEZNAM TABULEK

Tab. 3.1. Výsledky konvergenčních měření kolmé části rozrážky v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).	12
Tab. 3.2. Výsledky konvergenčních měření kolmé části rozrážky ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).	12
Tab. 3.3. Výsledky konvergenčních měření rovnoběžné části rozrážky v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).	12
Tab. 3.4. Výsledky konvergenčních měření rovnoběžné části rozrážky ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).	13
Tab. 8.1. Materiálové parametry modelu_1 a modelu_2.	42
Tab. 8.2. Materiálové parametry Mohr – Coulumbova modelu pro kvartérní a antropogenní vrstvy (GEOtest a.s.).	43
Tab. 8.3. Geologické rozvrstvení v místě rozrážky R2.	44
Tab. 8.4. Výsledky 2D analýzy s využitím modelu_1 a modelu_2.	53
Tab. 8.5. Výsledné hodnoty součinitele K0 a konečné hodnoty vertikální a horizontální deformace.	62
Tab. 9.1. Výsledné hodnoty OCR a překonsolidační napětí σ'_{vmax} v závislosti na získaných hodnotách K0.	67

KAPITOLA 1. ÚVOD

Cílem předkládané diplomové práce je stanovení součinitele zemního tlaku v klidu K_0 , jenž vyjadřuje horizontální napjatost masivu. Určení hodnoty součinitele K_0 probíhalo využitím zpětné numerické analýzy průzkumné rozrážky R2, která byla vyražena za účelem provedení rozsáhlé série zkoušek mechaniky hornin. Rozrážka R2 byla realizována v rámci výstavby Královopolských tunelů v Brně, které se staly součástí Velkého Městského Okruhu (VMO). Ten výrazně odlehčí dopravní situaci v historickém centru tohoto moravského města. Ražba tunelů probíhala v prostředí neogenních jílu, jenž jsou označovány jako „brněnské tégly“. Pevné jíly jsou charakteristické svým vysokým zdánlivým stupněm překonsolidace. A právě v takovém prostředí se mnohdy uvažuje vysoká hodnota zemního tlaku v klidu K_0 . Stanovení horizontální napjatosti zemního masivu je předmětem zájmu již mnoho let. První zmínky pojednávající o tématu týkajícího se součinitele K_0 sahají až do konce 19. století (Mesri a Hayat 1993). Ovšem za dobu čítající více než 100 let nebyly všechny otázky týkající se této problematiky vyřešeny. Jedná se zejména o přesné stanovení součinitele K_0 za použití laboratorních metod, měření horizontální napjatosti „in situ“ polními zkouškami a samotné empirické stanovení součinitele K_0 . V posledních několika dekádách je patrný rozvoj moderní výpočetní techniky. V ruku v ruce s rozmachem výpočetních kapacit novodobých počítačů roste též obliba využití geotechnických softwarů. Numerická analýza tedy skýtá perspektivní přístup ke stanovení hodnoty součinitele K_0 v prostředí silně překonsolidovaných brněnských jílu. Ovšem simulace podzemního tunelového díla je obklopena celou řadou faktorů, které je nutno v rámci realizace numerického výpočtu zohlednit a správně aplikovat. V současné době existuje mnoho konstitučních modelů, kterými lze simulovat chování horninových masivů. Je ale třeba respektovat fakt, že každý konstituční vztah disponuje odlišným chováním a volba numerického modelu je tedy pro výsledky simulace zásadní. Běžně využívaným numerickým modelem je dnes Mohr-Coulombův model, avšak tento model nezohledňuje některé aspekty mechanického chování zemin, jako je například nelinearita chování v oboru velmi malých přetvoření. Za pokročilejší konstituční modely považujeme mimo jiné takové modely, jenž jsou založeny na teorii hypoplasticity.

1.1. Metodika diplomové práce

Hlavním cílem diplomové práce je stanovení hodnoty součinitele zemního tlaku v klidu K_0 numerickou zpětnou analýzou. Za tímto účelem bylo nutno nastudovat a formou rešerše shrnout informace týkající se problematiky tohoto tématu, zejména pak empirické stanovení součinitele K_0 . Právě z výpočetního vztahu je pak určeno původní překonsolidační napětí v zemině na základě zjištěné hodnoty součinitele K_0 , jenž je získán metodou numerické zpětné analýzy. Dále je v diplomové práci pojednáno o faktorech ovlivňující výsledky numerických analýz, konkrétně tedy došlo k obecnému shrnutí aspektů volby konstitučního modelu, vlivu anizotropie, rozdílů mezi lineárním a nelineárním numerickým modelem atd. Ražba tunelového díla je trojrozměrným problémem. Simulace takového díla za pomoci 2D analýzy vyžaduje použití metody, jenž tento efekt zohledňuje. Za tímto účelem byly nastudovány informace týkající se „metody redukce napětí“. Na základě této metody lze pak včlenit do 2D analýzy vliv postupu čela rozrážky hlouběji do horninového masivu. Jelikož se numerická simulace opírá o skutečné hodnoty deformací získaných geomonitoringem, respektive konvergenčním měřením, nebylo opomenuto shrnout faktory ovlivňující výslednou hodnotu vzniklých konvergencí v oblasti výrubu podzemního díla. V práci samozřejmě nechybí pojednání o samotné lokalitě rozrážky R2. Tedy informací týkajících se geologického, hydrogeologického prostředí či geometrie a řešení konvergenčního profilu samotné rozrážky R2. Po vyřešení rešeršní části diplomové práce navazuje část věnovaná samotné numerické analýze rozrážky R2 a část zabývající se vlastní oedometrickou zkouškou stlačitelnosti a nechybí též prezentace výsledků s patřičným závěrem.

Zpětná numerická analýza rozrážky R2 byla provedena v geotechnickém softwaru Plaxis 2D a 3D. 3D verze využitého programu je na geotechnickém trhu novinkou. Pro seznámení s pracovním prostředím softwaru Plaxis jsem navštívil společnost SUDOP Praha a.s., kde byla uskutečněna konzultace s Ing. Janem Ježkem týkající se základního ovládání zmiňovaného výpočetního softwaru.

Za účelem získání podrobnějších informací týkajících se ražby rozrážky R2 a jejího konvergenčního měření byla realizována schůzka s Ing. Jiřím Pavlíkem, CSc. jakožto odpovědným řešitelem geotechnického průzkumu výstavby Královopolských tunelů v Brně. Na realizované konzultaci byly získány informace o umístění konvergenčního profilu, jeho tvaru a metodice měření rozrážky R2. Dále byla získána data jednotlivých měření, z kterých se při simulaci průzkumné rozrážky vycházelo, respektive na jejichž základě bylo vybráno konvergenční měření v horizontálním a vertikálním směru a byl stanoven jejich poměr. Hodnoty skutečných horizontálních a vertikálních deformací a jejich vzájemný poměr byly z hlediska zpětné analýzy stěžejní, protože na jejich základě pak docházelo ke zpětné analýze hodnoty součinitele K_0 .

Na neporušených vzorcích odebraných v místě výstavby Královopolských tunelů byla provedena oedometrická zkouška stlačitelnosti. Hlavním cílem prováděné zkoušky bylo zjistit zdánlivé překonsolidační napětí v zemině.

1.2. Uspořádání diplomové práce

Předkládaná diplomová práce je členěna celkem do dvanácti kapitol. Kapitola 1 je věnována obecnému úvodu do řešené problematiky. Dále následují podkapitoly věnované metodice diplomové práce a jejímu uspořádání.

Kapitola 2 až 6 pak představují části rešeršní. Kapitola 2 hovoří o lokalitě zájmové oblasti, tedy oblasti výskytu Královopolských tunelů. Jsou zde shrnuty základní informace týkající se geologie, geomorfologie a hydrogeologie zájmové oblasti. Dále v kapitole 3 je pojednáno konkrétně o místech soustředěného průzkumu, jenž představují průzkumné rozrážky. Konkrétně se hovoří o geometrii, provedení a metodice konvergenčního měření uvnitř zmíněných rozrážek. Kapitola 4 pak dále shrnuje informace týkající se problematiky součinitele zemního tlaku v klidu K_0 . Kapitola 5 je věnována dosavadnímu stavu znalostí v oblasti numerických analýz. Zde se zaměřuji především na rozdíly mezi použitím lineárního a nelineárního konstitučního modelu, vliv součinitele K_0 na tvar poklesové kotliny, vliv anizotropie a shrnuty jsou i poznatky týkající se prediktivních schopností běžně užívaných modelů. Dále jsou zde shrnuty informace týkající se geomonitoringu podzemních děl a informace o metodě „redukce napětí“. Kapitola 6 seznamuje čtenáře s teorií hypoplasticity a hypoplastickým modelem pro jíly, jenž je založen na mechanice kritických stavů, které je zde věnována samostatná podkapitola.

Kapitoly 7 a 8 se týkají vlastní výzkumné práce, přičemž kapitola 7 je zasvěcena provedení oedometrické zkoušky stlačitelnosti, jejímu postupu, prezentaci výsledků a popisu edometrického přístroje. Předmětem kapitoly 8 je pak numerická simulace provedená v prostředí Plaxis 2D a 3D a dílčí předložení výsledků.

Kapitola 9 je věnována výpočtu překonsolidačního napětí pomocí empirického vztahu Mayne a Kulhawy (1982). V kapitole 10 jsou pak diskutovány výsledky diplomové práce. Kapitola 11 je zasvěcena závěru a v kapitole 12 jsou shrnuty zdroje literatury, z nichž se při tvorbě diplomové práce čerpalo.

KAPITOLA 2. LOKALITA ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ

Výstavba Královopolských tunelů je součástí nově budovaného Velkého městského okruhu (VMO) v Brně, jenž se stane hlavní dopravní okružní komunikací moravské metropole. Jeho úkolem je ochránit vnitřní část města a jednotlivé obytné celky od nadměrné hustoty dopravy a zároveň nabídnout kvalitativně a kapacitně větší komfort plynulosti provozu. VMO je součástí silniční sítě ČR I/42 a ražba Královopolských tunelů spadá do severního a severozápadního segmentu VMO, kde dle projektu v roce 2012 propojí městské části Královo Pole a Žabovřesky (www.mestsky-okruh-brno.cz).

Tunely jsou tvořeny dvěma dvoupruhovými paralelními tunelovými troubami značené jako Královopolský tunel I a II. Severní tunelová trouba I dosahuje délky 1239 m a je trasována v ose ulice Žabovřeské a Dobrovského. Tunelová trouba II je situována 60 m jižněji a prochází v prodloužené ose ulice Pešinova, přičemž její délka je 1261 m (www.mestsky-okruh-brno.cz).

Investorem stavby Královopolských tunelů je Ředitelství silnic a dálnic ČR, generálním projektantem se stala firma Amberg Engineering a. s. Podrobný geologický průzkum byl svěřen sdružení Štoly Dobrovského v čele s firmou GEOTest Brno a. s., která odpovídala za výsledky průzkumu. Průzkumné štoly byly zhotoveny seskupením několika firem, kterými jsou Metrostav a. s., Subterra a. s. a ŽS Brno a.s. Ražba samotných tunelů byla provedena společností OHL ŽS a. s. a firmou Subterra a.s. (Svoboda 2010).



Obr. 2.1. Detail Velkého městského okruhu v Brně (www.mestsky-okruh-brno.cz).

2.1. Geomorfologie zájmové oblasti

Oblast zájmu se rozkládá na východních svazích Lipovské vrchoviny, které pozvolna zapadají do prostoru sníženiny Řeckovicko–kuřimského prolomu. Lipovská vrchovina spolu se zmíněným prolomem patří do geomorfologického celku Bobravské vrchoviny, která spadá do podsoustavy Brněnské vrchoviny. Zájmová lokalita se mírně svažuje východním směrem s průměrným sklonem cca 2°. Nejvyšší nadmořské výšky je dosaženo na západním okraji, který je téměř zcela postižen lidským zásahem spojeným s výstavbou mimoúrovňové křižovatky ulic Hradecká a Žabovřeské, kde dosahuje výšky 253 m. n. m. Nejnižší nadmořská výška 219 m. n. m. je zaznamenána na východním okraji v místě provizorního portálu nejnižší úrovně (Pavlík a kol. 2003).

2.2. Geologická stavba zájmové oblasti

Z pohledu regionální geologie spadá zájmové území do oblasti rozšíření mořského neogénu karpatské předhlubně, jehož mocnost v místě zájmu dosahuje až několika stovek metrů a nasedá na krystalické horniny brněnského masivu (Chlupáč a kol. 2002).

2.2.1. Český masiv na území Brna

Západní okraj katastrálního území města Brna je zasažen výběžkem východního okraje Českého masivu, který zde vystupuje jako brněnský masiv. Brněnský masiv je v mapách interpretován jako trojúhelníkové těleso, na které na jihovýchodě nasedají sedimenty karpatské předhlubně, na východě horniny paleozoika a západní část je tvořena zlomem boskovické brázd (Pavlová 2011).

Metabazitová zóna táhnoucí se severo-jihním směrem rozděluje zmíněný masiv na dvě partie, přičemž v její západní části situují bazické intruzivní horniny a ve východní části je patrný výskyt efuzivních hornin. Na západě brněnského masivu jsou patrné povrchově vystupující horniny dyjského masivu, mezi něž patří přítomnost především biotitické a slídnaté granodiority a granity bohaté draslíkem. Východně od metabazitové zóny lze pozorovat slavkovský terén, který je tvořen alkalicko–vápenatými amfiolicko-biotitickými granodiority a tonality, a vystupuje pouze ve východní lokalitě brněnského masivu. Brněnský masiv prodělal dlouhý vývoj, na jehož konci došlo k sedimentaci spodnovápenkých vápenců, které tvoří nynější Moravský kras, na horniny metamorfítů a magmatitů. V nadloží těchto vápenců jsou patrné mocné usazeniny drob a šterků. Ve spodní křídě došlo k vyoření kontinentu a následné erozi a krasování vápenců, přičemž zmíněná oblast byla znovu zaplavena mořem na začátku alpínského vrásnění (Chlupáč a kol. 2002)

2.2.2. Západní Karpaty - Karpatská předhlubeň

Začátek vývoje Západních Karpat datujeme do období po ukončení variské orogeneze, kde se utvářel superkontinent Pangea. Další vývoj probíhal v období třetihor, kdy došlo k poznamenání alpínským vrásněním. Vývoj této provincie se udržoval též během neogénu a byl spojen s postupným vyzníváním mořské sedimentace ve změlčujících se flyšových pánvích za tektonického posunu paleogenního podloží směrem na Český masiv. Západní Karpaty, které v rámci České republiky detekujeme pouze jen ve východní části Moravy a Slezska, jsou součástí orogenního pásma, které začíná v oblasti Pyrenejí a sahá až po Himaláje. V tomto období došlo ke vzniku nové (vídeňské) pánve, jež se vytvořila v tektonicky založených depresích, a karpatské předhlubně, která vznikla před čely nasunovaných příkrovů. Zmíněné pánve paleograficky spadaly do sedimentační oblasti Centrální Paratethydy vzniklé za vyvrásnění alpínských pohoří. Karpatskou předhlubeň charakterizujeme jako periferní výběžek pánve vzniklý na okraji evropské desky, přičemž nyní zasahuje oblast Moravské a Vyškovské Brány, moravských úvalů, Ostravska a Opavska. Stavba předhlubně je ovlivněna tektonickými liniemi SV – JZ a SZ – JV směru, přičemž v její oblasti je patrná přítomnost několika dalších dílčích pánví miocenního stáří. Poklesová oblast byla zalita neogenním mořem, jenž dalo možnost sedimentaci obrovským mocnostem jílu, pískovců a štěrků. Ke konci vrásnění došlo k nasunutí hornin flyšového pásma na zmíněné sedimenty (Chlupáč a kol. 2002).

2.2.3. Kvartérní pokryvy a jejich podloží

Oblast zájmu byla v nejmladším geologickém období (antropogenu) poznamenána masivní urbanizací, která je jasně patrná z hlediska vizuální stránky tvaru terénu. Většina plochy území je hustě zastavěna, pokryta navážkami a případně konstrukčními vrstvami komunikací. Navážky jsou charakteru směsné hlíny s měnícím se obsahem stavebních materiálů v podobě dřeva, betonu atd., přičemž mocnost navážek dosahuje kolem 1 m. Sprašové hlíny eolického uložení během pleistocénu tvoří přirozený povrch terénu. Nejčastěji disponují šedohnědou až světle hnědou barvou. Občas se ve sprašových hlínách vyskytují tmavohnědé polohy jílového charakteru, které zde představují fosilní půdní horizonty. Místní sprašové hlíny jsou značně porózní se snadnou rozsypavostí. Výskyt hustého bílého žilkování s výskytem vápnitých kongrecí indikuje vápnitost hlín (Pavlík a kol. 2003).

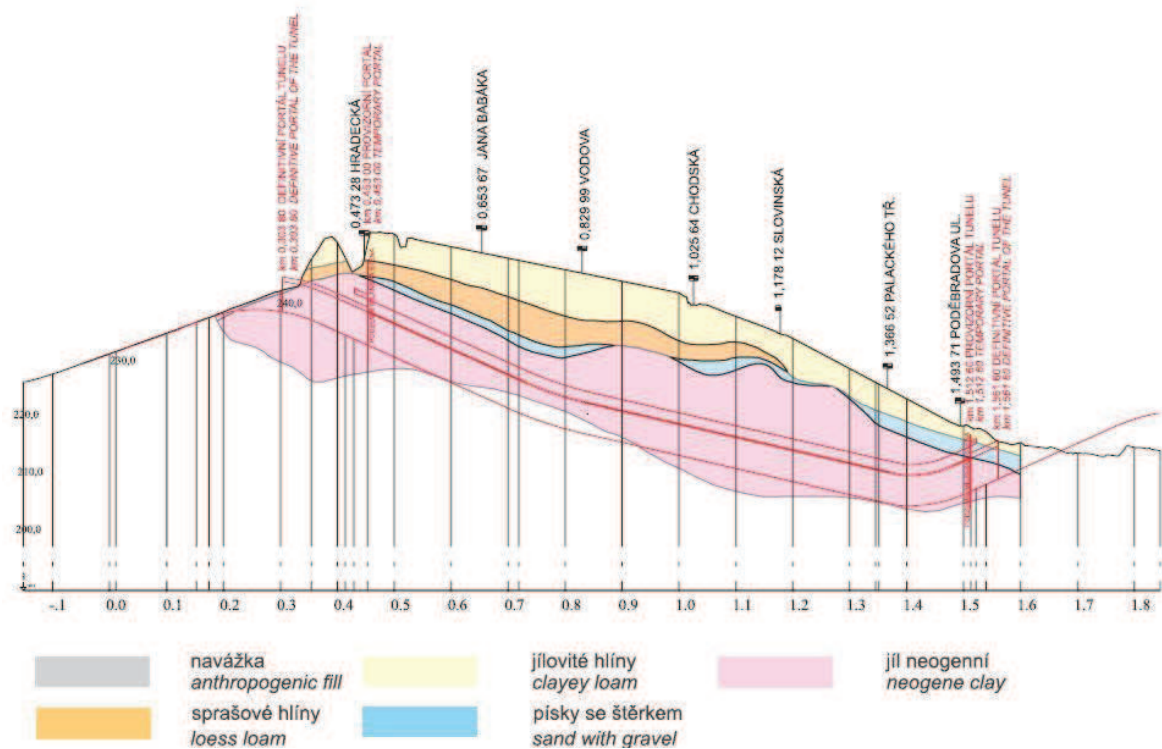
V podloží spraší situují jílovité hlíny a jíly se smíšenou eolickou–deluviální genezí, jež představují srážkovými vodami přeplavený materiál starší geneze sprašových pokryvů a zvětralin neogenních jílu. Sedimenty tohoto typu jsou charakteristické obsahem zaoblených úlomků cievárů, příměsí drobných štěrkových zrn a místy zvýšenou písčitostí. Zeminy tmavších odstínů hnědé barvy dosahují mocnosti

několika decimetrů, lokálně až několika metrů, přičemž se vyskytují v celé délce svahu, který zvolna upadá do údolí Ponávky (Pavlík a kol. 2003).

V hlubších partiích fluviálních sedimentů je patrný odlišný vývoj na svazích Lipovské vrchoviny a v Řečkovickém prolomu. V místě ústění průzkumných štol v údolí Ponávky byly zaznamenány nejmladší povodňové hlíny, které obsahovaly převážný podíl prachovité frakce, i v nadloží spraší. V těchto sedimentech bylo možno pozorovat drobné úlomky stavebních materiálů, jež jsou jasným důkazem, který řadí tyto sedimenty do období antropogenu. V hlubších partiích fluviálních náplavů byl zastižen výskyt zemin s obsahem organického materiálu. Jílovité a prachovité sedimenty šedých odstínů barev vyplňují údolí Ponávky do hloubky 10 m, přičemž jejich mocnost se směrem k západu snižuje a před portály štol již patrná není (Pavlík a kol. 2003).

Báze fluviálních akumulace je tvořena štěrkopísčitymi sedimenty, které jsou často zahliněné a zajílované. Patrná je převaha štěrkové frakce, přičemž písčité polohy odrážejí lokální podmínky sedimentace vodních toků. Zmíněné sedimenty mají nepravidelné rozšíření v celém území, kdy v místech jejich absence je možno nalézt jílovitou zeminu disponující hrubší štěrkovou frakcí. Štěrkopisky dosahují mocností několika decimetrů, s výjimkou oblasti koryta Ponávky, kde mocnost těchto sedimentů dosahuje kolem 3 metrů (Pavlík a kol. 2003).

Podloží kvartérních sedimentů je v rozsahu celého území tvořeno neogenní spodnobádenskými jíly, kterou jsou značně vápnité a prachovité s vysokým obsahem illitu a smektitu v jílové frakci. Vápnité jíly, též zvané tégly, mají nazelenalou šedou barvu, přičemž v několika metrech při povrchu bývají zabarveny žlutohnědě až rezavohnědě. Vlivem pronikání limoniticky zabarvených roztoků systémem trhlin způsobených tektonickým porušením dostávají tégly typickou skvrnitost. V přípovrchové zóně je možno zaznamenat vápnité vyloučeniny, které představují výplně puklin do několika centimetrů. V hlubších partiích byla zaznamenána přítomnost krystalů sádrovce, které mohou dosahovat až několika cm. Jednotlivá patra téglů s vápnitými konkrécemi a sádrovcovými krystaly jsou hloubkově separována. Hloubková hranice mezi nazelenalou šedým jílem a jílem hnědě skvrnitým, limoniticky zabarveným je vždy ostrá a dle lokálních podmínek náleží mezi 8 až 18 metry. Jíly postižené tektonickou aktivitou mají často nepravidelně úlomkovitý rozpad s radiálně paprskovitými strukturami lomu, jenž je nerovný a miskovitě prohnutý. Mocnosti takto postižených jíků dosahují i několik desítek metrů. Tektonické plochy většího rázu jsou vyleštěné, se značným rýhováním ve směru zlomu. V téglech je též patrná přítomnost schránek organismů. Byly též zachyceny polohy šedých písků menšího rozsahu tvořící skupiny, ale jejich mocnosti dosahovaly jen prvních pár decimetrů (Pavlík a kol. 2003).



Obr. 2.2. Podélný geologický řez osou tunelu (Pavlík a kol. 2004).

2.3. Hydrogeologické poměry zájmového území

Zájmové území spadá do hydrogeologického rajónu 224-neogenní sedimenty Dyjsko-svrateckého úvalu a rajónu 164 – 2 Fluviální sedimenty v povodí Svatky. Vápnité jíly, jež jsou základní horninou oblasti zájmu, jsou bez zvodnění a oběh podzemní vody v nich prakticky neexistuje, přičemž pro nadloží, které je tvořeno kvartérními sedimenty, představují místní tégly nepropustné podloží a můžeme je označit za hydrogeologický izolátor. Kvartérní sedimenty jsou v zájmovém území zastoupeny eolickými sedimenty (spraše a sprašové hlíny), fluviálními sedimenty říčky Ponávky a antropogenními sedimenty, které reprezentují především navážky a konstrukce vozovek. Kvůli širšímu spektru antropogenních sedimentů je obtížné definovat jejich přesné hydrogeologické vlastnosti, přičemž se zpravidla jedná o hydrogeologický poloizolátor umožňující průsak atmosférických depozicí do hlubších partií podložních hornin. Stejně jako antropogenní sedimenty, tak i spraše a sprašové hlíny můžeme označit za poloizolátor. Štěrkopísčité sedimenty spodního souvrství údolní nivy se vyznačují velmi dobrou průlinovou propustností, přičemž koeficient filtrace osciluje mezi 10^{-4} až 10^{-3} m/s. Spojitou hladinu podzemní vody a její hydrogeologický režim lze vymezit v oblasti údolní nivy toku ponávky a lokality fluviálních sedimentů přítoků Ponávky. Oblast údolní nivy se vyznačuje mělkým oběhem podzemní vody, který je v přímém kontaktu s povrchovým tokem. Výška hladiny podzemní vody osciluje v závislosti na vodních stavech povrchového toku (Pavlík a kol. 2003).

KAPITOLA 3. ROZRÁŽKY – „MÍSTA SOUSTŘEDĚNÉHO PRŮZKUMU“

Za účelem podrobnější studie chování terciérních jíílů (tzv. „téglů“) byly vyraženy čtyři půdorysně zalomená podzemní díla – rozrážky, které se staly podstatnou součástí geotechnického průzkumu při výstavbě Královopolských tunelů v Brně. Všechny zkušební rozrážky byly realizovány z levé průzkumné štoly IIB, která byla provedena v rámci ražby druhé tunelové trouby silničních Královopolských tunelů. Rozrážky byly vyraženy především za účelem provedení série velkorozměrových zkoušek mechaniky hornin, a to konkrétně zatěžovací a smykové zkoušky. Dále byly realizovány zkoušky propustnosti, kde byla sledována propustnost jíílů v závislosti na čase, a bylo prováděno měření napjatosti konvergenční metodou, což umožnilo stanovení napjatosti jíilovitého masivu „in situ“. V každé rozrážce byly osazeny dva konvergenční profily, jeden v části kolmé a jeden v části zalomené. Každé místo soustředěného průzkumu bylo zajištěno pasivní důlní výstuží K 24, která byla rozmístěna v intervalu 1 m, přičemž „U“ profily byly překryty kari sítí. Pasivní důlní výztuž nikdy nebyla v kontaktu s horninovým masivem. Pro účely vyhodnocení zpětné numerické analýzy bylo vybráno konvergenční měření z rozrážky R2, jenž se nachází pod areálem Veterinární a farmaceutické univerzity Brno, přičemž staničení osy rozrážky je 1,13290 km (Pavlík a kol. 2003).



Obr. 3.1. Vedení Královopolských tunelů (fialová barva) a lokace rozrážky R2 (červený kruh) (www.mestsky-okruh-brno.cz).

3.1. Geometrie rozrážky R2

Rozrážka R2 byla ražena v kruhovém profilu o průměru 1,9 m z průzkumné štoly IIB. Hloubka založení počvy rozrážky pod povrchem terénu činila v místě zájmu cca 26 m, přičemž byla navýšena o 0,5 m oproti počvě průzkumné štoly IIB. V rámci ražby bylo přijato bezpečnostní opatření ve formě instalace obrácených ocelových „U“ profilů, které byly zaraženy do dna rozrážky v rámci prvních decimetrů v intervalech těžby jednoho segmentu geomateriálu o délce 1m. Je třeba zdůraznit, že

použitá důlní výstuž, též známá jako poddajná výstuž K 24 (TH-Touissant-Heitzmann), nepřišla nikdy do kontaktu s horninovým masivem. Toto opatření bylo bezpečnostní a bylo vybudováno za účelem ochrany osob pohybujících se ve zkušebních rozrážkách. Zkonstruovaná pasivní důlní výstuž byla nainstalována volně a nedostala se do kontaktu s horninovým masivem, takže průběh deformací měřených na konvergenčních profilech nebyl ovlivněn (Pavlík a kol. 2003).

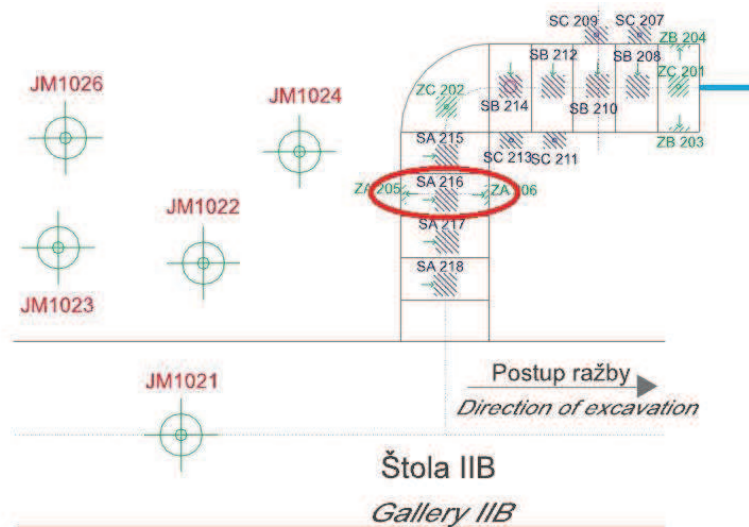
Rozrážka byla vyrubána ve dvou na sebe kolmých částech. První část rozrážky, jež byla vyražena kolmým směrem na průzkumnou štolu IIB, dosahovala délky cca 5m. Následně došlo k výrubu druhé části rozrážky, tedy části situující rovnoběžně se zmíněnou průzkumnou štolou, a to do délky též cca 5 m (viz obr. 3.3). Konvergenční profil, jenž byl využit pro účely zpětné numerické analýzy, byl zhotoven ve staničení cca 2,5 m v první kolmé části rozrážky (viz kap. 3.2). Za ohybem cca 2,5 m od zatáčky rozrážky v části rovnoběžné s průzkumnou štolou byl vyhotoven druhý měřicí profil (Pavlík a kol. 2003).



Obr. 3.2. Rozrážka ve staničení 5 m před budoucí zákrutou (vlevo) a ve staničení 2,5 m (vpravo) (Pavlík a kol. 2003).

3.2. Konvergenční měření v průzkumných rozrážkách

Pro účely zpětné numerické analýzy bylo třeba vycházet z konvergenčního měření, které bylo realizováno právě v místech soustředěného průzkumu, tedy rozrážek R1 až R4. V následující kapitole budou shrnuty informace, týkající se samotného využitého konvergenčního profilu rozrážky R2, jenž byl realizován identicky ve zbylých třech rozrážkách. Dále je pojednáno o metodice a výsledcích konvergenčního měření rozrážky R2. Staničení konvergenčního profilu rozrážky R2 a její samotnou geometrii představuje obr. 3.3.



Obr. 3.3. Využitý konvergenční profil rozrážky R2 vyznačený červeným oválem (Pavlík a kol. 2004).

Ve staničení 2,5 m první kolmé části každé rozrážky bylo po obvodu v bezprostřední blízkosti čelby instalováno 8 měrných bodů, které byly tvořeny ocelovými koulemi o průměru 22 mm. Měrné body byly navařeny na 300 mm dlouhé trny, které byly zaraženy do jílového masivu. Body byly rovnoměrně rozmístěny po obvodě, takže sousední spojnice protilehlých bodů svíraly 45°. Body byly označeny čísly, přičemž číslem 1 byl označen bod v záklenku a další body byly číslovány postupně ve směru hodinových ručiček. Měřený svislý směr měl tedy označení 1-5, vodorovný 3-7, směry odchýlené o 45° jsou tedy směry 2-6 a 4-8. Kromě těchto hlavních směrů byly pro kontrolu měřeny i směry vedlejší, a to 1-3, 2-4, 3-5, 4- 6, 5- 7, 6-8, 7-1 a 8- 2. Vzdálenosti byly měřeny tyčovým dilatometrem s přesností odečtu 0,01 mm. Rovnoběžná část rozrážek byla též opatřena totožným konvergenčním profilem, ale naměřená data z této části nebyla pro účely numerické analýzy využita (Pavlík 2012).

Pro účely numerické simulace rozrážky R2 byly využity konvergenční měření dvou hlavních směrů z konvergenčního profilu umístěným v kolmé části rozrážky R2, konkrétně směru vertikálního 1–5 a směru horizontálního 3-7. Tabulky 3.1, 3.2, 3.3 a 3.4 prezentují výsledky konvergenčního měření v hlavních a vedlejších směrech realizovaných v obou částech rozrážky R2, tedy části kolmé na průzkumnou štolu IIB a části s touto štolou rovnoběžné. Z tabulek je možno zjistit datum a hodinu čtení měření, vzdálenost čelby o konvergenčního profilu a čas od začátku měření. Výsledky konvergenčních měření rozrážek R1, R3 a R4, jenž nejsou předmětem simulace jsou uvedeny v přílohové části této práce.

Tab. 3.1. Výsledky konvergenčních měření kolmé části rozrážky v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		14.1.2003	14.1.2003	15.1.2003	15.1.2003	16.1.2003	17.1.2003	19.1.2003	20.1.2003
Hodina		15.30	23.15	7.00	15.30	9.15	9.25	19.25	11.45
Vzdál.od čelby	m	0,05	0,76	1,52	1,86	3,38	3,38	3,38	3,38
Čas od zač.m.	hod.	0	7,75	15,50	24,00	41,25	65,42	123,42	140,25
Směr 1 - 5	mm	0	5,60	8,79	11,56	15,86	18,92	23,48	24,93
Směr 2 - 6	mm	0	5,00	8,29	11,10	14,95	17,65	21,86	22,86
Směr 3 - 7	mm	0	6,10	10,48	14,32	19,80	23,94	30,79	32,54
Směr 4 - 8	mm	0	4,66	7,93	10,59	14,15	17,15	20,74	22,21

Tab. 3.2. Výsledky konvergenčních měření kolmé části rozrážky ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		14.1.2003	14.1.2003	15.1.2003	15.1.2003	16.1.2003	17.1.2003	19.1.2003	20.1.2003
Hodina		15.30	23.15	7.00	15.30	9.15	9.25	19.25	11.45
Vzdál.od čelby	m	0,05	0,76	1,52	1,86	3,38	3,38	3,38	3,38
Čas od zač.m.	hod.	0	7,75	15,50	24,00	41,25	65,42	123,42	140,25
Směr 1 - 3	mm	0	2,60	4,06	5,10	6,26	6,83	6,98	6,83
Směr 2 - 4	mm	0	7,42	11,04	14,08	18,45	21,72	26,94	28,12
Směr 3 - 5	mm	0	5,55	8,86	11,89	16,10	19,74	25,30	26,63
Směr 4 - 6	mm	0	1,72	3,28	4,93	6,84	8,56	11,48	11,94
Směr 5 - 7	mm	0	2,09	4,19	6,17	9,31	12,11	16,53	17,65
Směr 6 - 8	mm	0	4,12	5,12	5,17	5,50	5,90	6,37	6,33
Směr 7 - 1	mm	0	6,72	10,97	14,36	18,95	22,79	28,85	30,24
Směr 8 - 2	mm	0	1,70	3,91	7,75	10,68	13,42	16,72	16,84

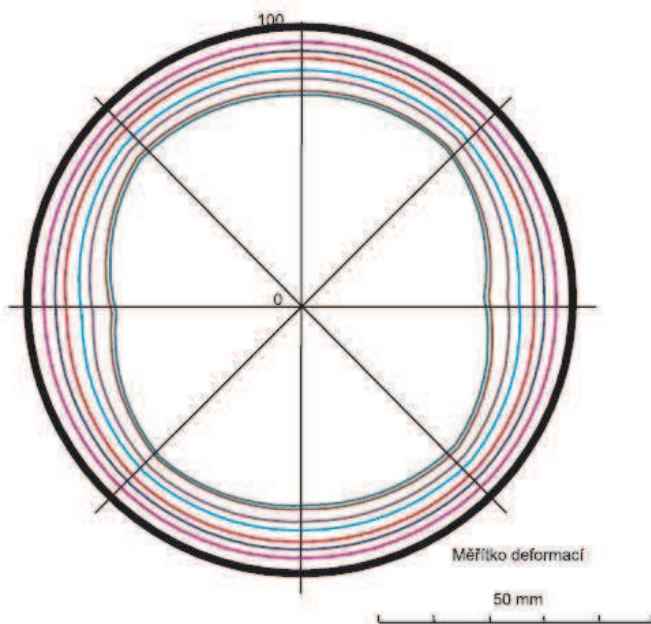
Tab. 3.3. Výsledky konvergenčních měření rovnoběžné části rozrážky v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		21.1.2003	21.1.2003	22.1.2003	22.1.2003	23.1.2003	24.1.2003	27.1.2003	28.1.2003
Hodina		13.55	18.30	0.05	11.00	7.30	8.25	15.10	10.40
Vzdál.od čelby	m	0,05	0,60	1,12	2,10	2,50	2,50	2,50	2,50
Čas od zač.m.	hod.	0	4,58	10,17	21,08	41,58	66,50	145,25	164,75
Směr 1 - 5	mm	0	1,96	6,56	9,94	13,89	16,53	25,12	26,75
Směr 2 - 6	mm	0	2,25	5,92	9,84	13,53	16,92	27,17	29,33
Směr 3 - 7	mm	0	1,60	3,80	6,05	8,29	9,87	16,74	17,65
Směr 4 - 8	mm	0	2,92	7,21	9,30	12,39	14,33	21,08	22,05

Tab. 3.4. Výsledky konvergenčních měření rovnoběžné části rozrážky ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		21.1.2003	21.1.2003	22.1.2003	22.1.2003	23.1.2003	24.1.2003	27.1.2003	28.1.2003
Hodina		13.55	18.30	0.05	11.00	7.30	8.25	15.10	10.40
Vzdál.od čelby	m	0,05	0,60	1,12	2,10	2,50	2,50	2,50	2,50
Čas od zač.m.	hod.	0	4,58	10,17	21,08	41,58	66,50	145,25	164,75
Směr 1 - 3	mm	0	1,50	3,02	4,71	6,90	8,97	16,21	16,98
Směr 2 - 4	mm	0	3,93	7,66	10,76	13,03	15,37	21,99	23,51
Směr 3 - 5	mm	0	1,66	3,87	6,15	8,37	9,75	15,27	16,30
Směr 4 - 6	mm	0	0,56	1,25	1,76	2,33	2,47	2,76	2,81
Směr 5 - 7	mm	0	1,34	3,84	6,68	9,24	11,02	18,85	20,33
Směr 6 - 8	mm	0	2,63	6,57	10,50	14,07	16,22	23,50	25,07
Směr 7 - 1	mm	0	2,27	3,84	5,14	6,63	7,80	8,54	8,87
Směr 8 - 2	mm	0	1,00	1,68	4,04	7,27	9,74	19,12	21,35

Následující obr. 3.4 ukazuje výsledky konvergenčního měření v rozrážce R2 v její kolmé části na průzkumnou štolu IIB. Jedná se tedy o odečty měření počínaje datem 14.1. 2003 a konče datem 20.1. 2003. Patrné jsou jednotlivá měření ve všech hlavních realizovaných směrech, tedy směrech 1- 5, 3-7, 2- 6 a 4- 8.



Obr. 3.4. Výsledky konvergenčního měření rozrážky R2 (Pavlík a kol. 2004).

KAPITOLA 4. SOUČINITEL ZEMNÍHO TLAKU V KLIDU K₀

Počáteční efektivní napětí v masivu je z hlediska řešení geotechnických analýz velice důležitá vstupní hodnota. Výpočet vertikálního napětí je podstatně jednodušší než výpočet laterální napjatosti masivu, přičemž vertikální osová napětí je vázáno na objemovou tíhu geomateriálu a mocnost vrstev nadloží. Obecně lze horizontální napětí masivu stanovit za použití součinitele zemního tlaku K₀, jenž je reprezentován následujícím vztahem:

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad (4.1)$$

σ'_h horizontální efektivní napětí

σ'_v vertikální efektivní napětí

Jak bude prezentováno dále, součinitel K₀ výrazně ovlivňuje rozložení deformací kolem ražených podzemních děl, respektive poměry hodnot horizontálních a vertikálních deformací. Stanovení přesné hodnoty součinitele K₀ „in situ“ je i dnes velmi obtížnou záležitostí, konkrétně např. použití použitím polních zkoušek výrazně narušujeme napjatostní podmínky v oblasti měření a výsledná hodnota součinitele K₀ je zahrnuta značnou nejistotou. Při odběru vzorku z masivu za účelem laboratorních zkoušek dochází též k narušení napjatostních podmínek odebraného vzorku, respektive dochází k jeho expanzi při vyjímání vzorku z odběrného válce a vzorek je samozřejmě též degradován vtlačováním odběrného válce do zeminy. Z výše uvedeného vyplývá, že tedy k určení součinitele K₀ využíváme dvou základních přístupů, konkrétně přístupu přímého a nepřímého. Přímý přístup využívá možnosti polních zkoušek a nepřímé postupy se zaměřují na testování odebraných vzorků v laboratořích. Další cestou, která skýtá vyhodnocení součinitele K₀, je využití zpětné analýzy pomocí geotechnických numerických programů, čímž se zabývá předkládaná diplomová práce. I zde však existuje řada nejistot týkajících se volby hodnot parametrů, ale i též nastavení hustoty sítě modelovaného prostředí apod. Následující kapitola bude v jednoduchosti shrnovat problematiku součinitele K₀, konkrétně jeho stanovení a dosavadní nevyjasněné záležitosti.

4.1. Definice překonsolidace a creepu

Za překonsolidované zeminy označujeme ty zeminy, které byly v minulosti více zatíženy, než v současné době. Tedy současné vertikální efektivní napětí σ'_v je menší než maximální efektivní napětí σ'_{vmax} , jenž bylo dosaženo v zemině. Toto maximální efektivní napětí σ'_{vmax} pak označujeme za napětí překonsolidační. Snížením vertikálního efektivního napětí v zemině dochází ke zvýšení čísla pórovitosti a zemina se dostává ze stavu nacházejícím se na čáře normální konsolidace NCL do stavu překonsolidovaného.

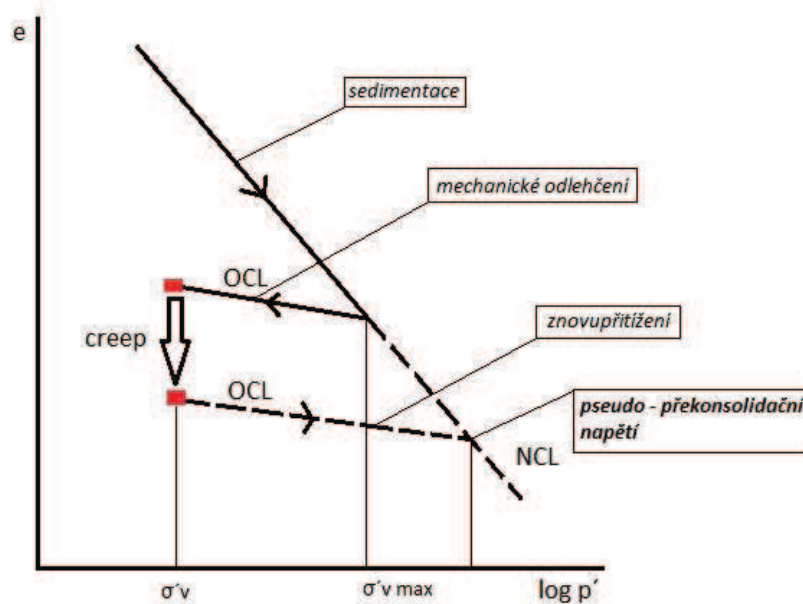
Míra překonsolidace je interpretována pomocí stupně překonsolidace (overconsolidation ratio) OCR, jehož vztah je uveden rovnicí (4.2). Stupeň překonsolidace pro normálně konsolidovanou zeminu dosahuje hodnoty 1, pro mírně překonsolidovanou zeminu se pohybuje v rozmezí od 2 do 5 a vysoce překonsolidovaná zemina dosahuje hodnot větších než 5.

$$OCR = \sigma'_{vmax} / \sigma'_v \quad (4.2)$$

σ'_{vmax} maximální vertikální efektivní napětí v zemině

σ'_v současné vertikální efektivní napětí v zemině

Překonsolidace zeminy je zapříčiněna jejím mechanickým odlehčením, například denudací nadložních vrstev zeminy. Avšak je-li zemina postížena creepovým chováním, tedy deformací za konstantního efektivního napětí, označujeme tyto zeminy za zdánlivě nebo také za pseudo-překonsolidované. Dojde-li ke znovupřetížení zeminy, její stav se dostává zpět po dráze OCL na čáru normální konsolidace NCL. Na rozhraní těchto dvou drah pak nacházíme pseudo-překonsolidační napětí.



Obr. 4.1. Vliv creepu na překonsolidační napětí.

4.2. Empirické stanovení K_0 pro normálně konsolidovanou a překonsolidovanou zeminu

Stanovení součinitele zemního tlaku v klidu je v případě normálně konsolidovaných (NC) zemin poměrně jednoduché. Jáky (1948) publikoval vztah závislosti K_0 na úhlu vnitřního tření Φ pro normálně konsolidované zeminy (NC), přičemž tento vztah ukazuje rovnice (4.3).

$$K_{0nc} = 1 - \sin \phi' \quad (4.3)$$

Φ' efektivní úhel vnitřního tření

Součinitel K_0 je pro normálně konsolidovanou zeminu konstantní. V případě překonsolidovaných zemin je stanovení K_0 podstatně složitější. Stanovením součinitele K_0 v překonsolidovaném prostředí bylo předmětem mnoha výzkumů. V současné době je velmi přijímána koncepce Mayne a Kulhawy (1982), kteří uskutečnili rozbor série laboratorních zkoušek čítající 170 vzorků nejenom jílu, ale i písku a kaolínu. Autoři stanovili výpočet součinitele zemního tlaku v klidu pro překonsolidovanou zeminu K_{0oc} na základě statistické analýzy, přičemž shledali závislost součinitele K_{0oc} na efektivním úhlu vnitřního tření a na napjatostní historii zeminy, která je interpretována stupněm překonsolidace OCR. Samotný vztah součinitele K_{0oc} je popsán rovnicí (4.4).

$$K_{0oc} = K_{0nc} * (OCR)^{\sin \phi'} \quad (4.4)$$

Φ' efektivní úhel vnitřního tření

Mayne a Kulhawy (1982) tedy na základě statistického pozorování prokázali aspekt napjatostní historie zeminového prostředí, jež ovlivňuje výslednou hodnotu K_{0oc} . Avšak autoři pro svoji rovnici nebrali v potaz vliv postdepozičních procesů, jakými jsou creep či cementace. Platnost výše uvedené rovnice je tedy limitována pouze v případě mechanického odlehčení.

S určitým řešením nabízejícím zakomponování vlivu creepu do vztahu pro výpočet součinitele K_{0oc} přicházejí Mesri a kol. (1990). Autoři vyvinuli rovnici, v níž využili směrnice křivek primární a sekundární konsolidace zeminy a časových délek průběhu primární a sekundární konsolidace k výpočtu stupně překonsolidace OCR. Výslednou rovnicí (4.5) pro stanovení součinitele K_{0oc} lze pak interpretovat ve tvaru:

$$K_{0oc} = K_0 (t/t_p)^{(C_\alpha / C_c)} \quad (4.5)$$

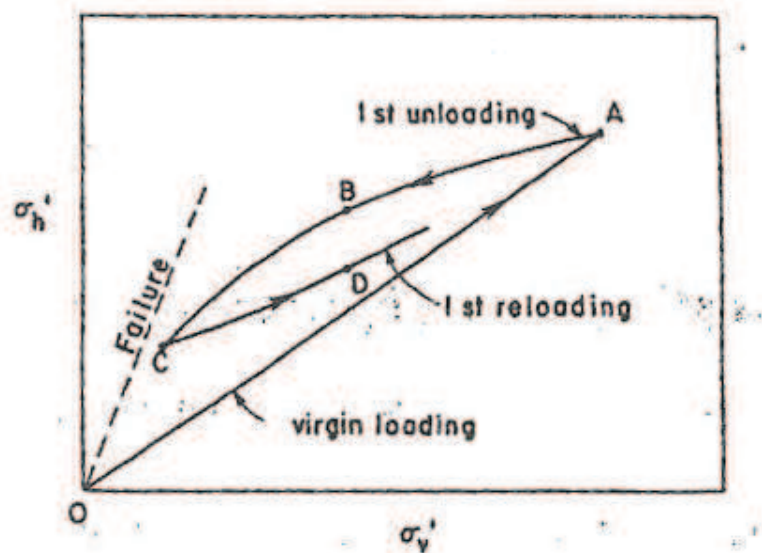
t čas primární a sekundární konsolidace

t_p čas primární konsolidace

C_α směrnice sekundární konsolidace

C_c směrnice primární konsolidace

V následujícím odstavci budou popsány stavy, kterými zemina může procházet. Budeme-li předpokládat homogenní prostředí zeminy s vodorovným povrchem, pak jsme schopni jednoduše vystihnout jednotlivé dráhy „historie“ zeminy s využitím obrázku 4.2, který popisuje závislost horizontálního efektivního napětí na napětí efektivním vertikálním.



Obr. 4.2. Napjatostní historie zeminy (Mayne a Kulhawy 1982).

Dráha OA představuje fázi sedimentace, tedy fázi přitěžování zeminy vlivem neustálého zvyšování nadložních vrstev. V zobrazení středního efektivního napětí p' versus číslo pórovitosti e , hovoříme o čáře normálního stlačení (NCL). V bodě A následně dochází ke snížení vertikálního efektivního napětí a zemina ze stavu normálně konsolidované zeminy přechází na zeminu překonsolidovanou. Překonsolidační efekt zeminy je způsoben mechanickým odnosem materiálu, zvýšením hladiny podzemní vody apod. Tedy dráha ABC interpretuje fázi odlehčení, kdy OCR působí největším vlivem na hodnotu součinitele K_{0oc} a to v tom smyslu, že se zvyšujícím se stupněm překonsolidace dochází k zvýšení součinitele K_{0oc} . Poslední dráha CD ztvárňuje opětovnou fázi přitěžování, která je kupříkladu způsobena následnou sedimentací či vlivem zatížení ledovcem atd. (Mayne a Kulhawy 1982).

Sivakumar a kol. (2009) poukázali ve své publikaci na další aspekty, jež mohou výrazně ovlivnit empiricky vypočítané hodnoty součinitele K_{0oc} v překonsolidovaných zeminách. Autoři nepopírají závislost součinitele K_{0oc} na deformační historii a zároveň tvrdí, že je potřeba zohlednit v empirickém vztahu vliv anizotropie, jež způsobuje vyšší tuhost zeminy v jejím horizontálním směru. Rovnice (4.6) prezentuje empirický vztah pro výpočet součinitele K_{0oc} :

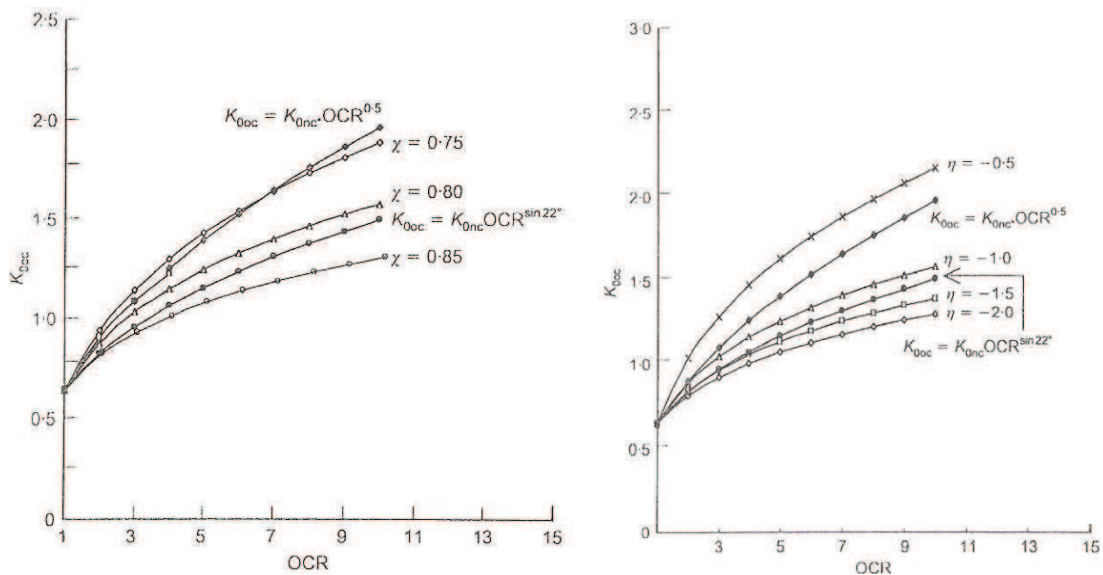
$$K_{oc} = 1/\eta [1 - (1 - \eta K_{onc}) OCR^{(1-\chi)}] \quad (4.6)$$

η a χ parametry rovnice

Ve výše uvedené rovnici vystupují dva nové parametry, konkrétně parametr η a χ . Parametr η lze zjistit po provedení laboratorní nedrénované konsolidační zkoušky s měřením pórových tlaků. Ovšem hodnoty tohoto parametru lze dosáhnout i na základě početní vztahu, v němž vystupuje parametr β , též známý jako číslo anizotropie. Autoři uvádějí, že vztah pro výpočet parametru η byl vyvinut Graham a Houlsby (1983) a je ukázán v rovnici (4.7).

$$\eta = - (2 + 3\beta) / (1 - 3\beta) \quad (4.7)$$

Parametr χ lze obdržet po provedení laboratorní zkoušky stlačitelnosti na neporušených vzorcích. Typická hodnota výše zmíněného parametru by měla dosahovat 0,8. Součinitel zemního tlaku v klidu K_0 pro normálně konsolidovanou zeminou lze stanovit na základě obecně přijímaného vztahu dle Jáky (1948). Obrázek 4.3. zachycuje závislost součinitele K_{0oc} na OCR při různých hodnotách parametrů η a χ . Oba grafy byly sestaveny pro překonsolidovaný jíl disponujícím efektivním úhlem vnitřního tření 22° . Je-li parametr $\eta = -2$, chování jílu je izotropní.



Obr. 4.3. Závislost OCR na K_{0oc} při hodnotách parametrů $\eta = -1$ a $\chi = 0,75$ až $0,85$ (vlevo) a závislost OCR na K_{0oc} při hodnotách parametrů $\eta = -0,5$ až -2 a $\chi = 0,8$ (Sivakumar a kol. 2009).

KAPITOLA 5. DOSAVADNÍ SHRNU TÍ ZNALOSTÍ

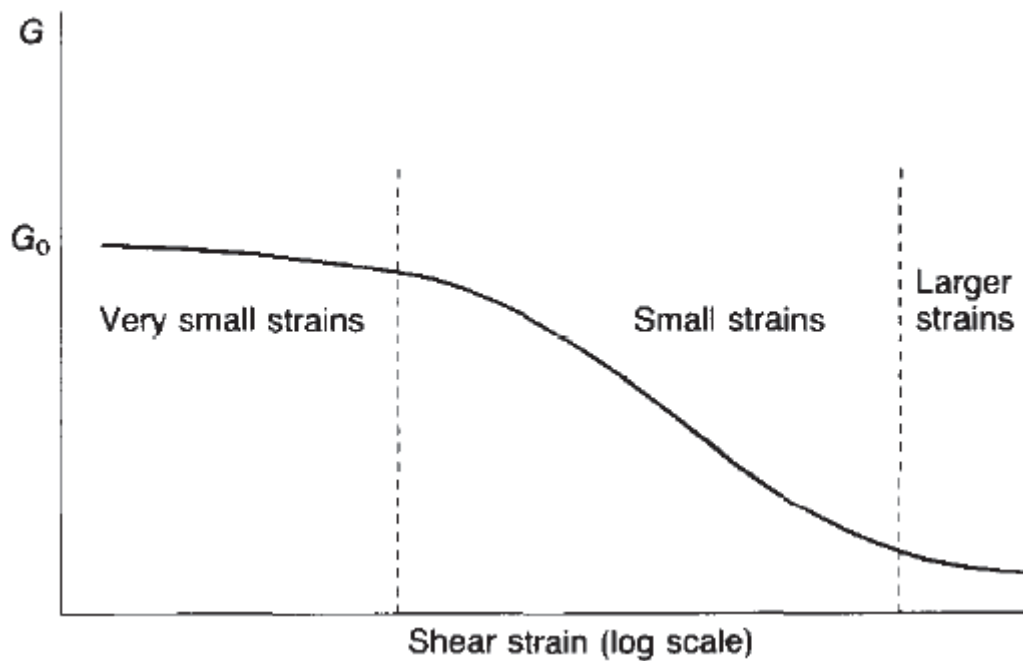
Výpočetní numerické analýzy jsou v dnešní době běžnou součástí geotechnických řešení podzemních děl, stabilit svahů apod. S rozmachem výpočetní techniky, která je využívána ve všech oblastech stavebních disciplín, přišlo také na scénu stále hojnější využívání moderních výpočetních programů. Avšak existuje zde ještě mnoho aspektů, které soudobé geotechnické softwary umějí dostatečně zohlednit, ale řešitelé geotechnických analýz nedostatečně využívají rozsáhlé možnosti těchto numerických programů. Tyto aspekty výrazně ovlivňují rozložení a velikost deformací kolem tunelového díla včetně predikcí vývoje poklesové kotliny vlivem postupu ražby.

Následující kapitola pojednává o zmíněných faktorech, jež je třeba zohlednit při vyhodnocení prováděné zpětné numerické analýzy, a které mají za následek určitý rozptyl výsledných hledaných hodnot. Je třeba dodat, že nejvíce prací, které byly studovány za účelem přiblížení problematiky týkající se tématu numerického modelování podzemních děl v jemnozrnných zeminách, pochází z Velké Británie. Londýnské jíly jsou svým mechanickým chováním dosti podobné jílům brněnským, tedy prostředí týkající se předmětu zájmu (Svoboda 2010).

5.1 Konstituční modely a nelinearita chování v oboru velmi malých přetvoření

Význačným faktorem, který ovlivňuje výsledky numerických analýz, je značná nelinearita chování zemin, která se často při řešení geotechnických analýz zanedbává, nebo není zcela vystižena.

Vývoj laboratorních metod v 80. a 90. letech minulého století poskytl možnost podrobnějšího zkoumání chování zemin v oboru malých (0,001-0,1 %) a velmi malých (pod 0,001 %) přetvoření. Bylo poukázáno, že zemina se v oboru velmi malých přetvoření chová elasticky a v oboru malých přetvoření výrazně dochází k nelineárnímu snížení tuhosti (Svoboda a kol. 2009), jak je patrné z obr. 5.1.



Obr. 5.1. Závislost smykové tuhosti G na přetvoření (Viggiani a Atkinson 1995).

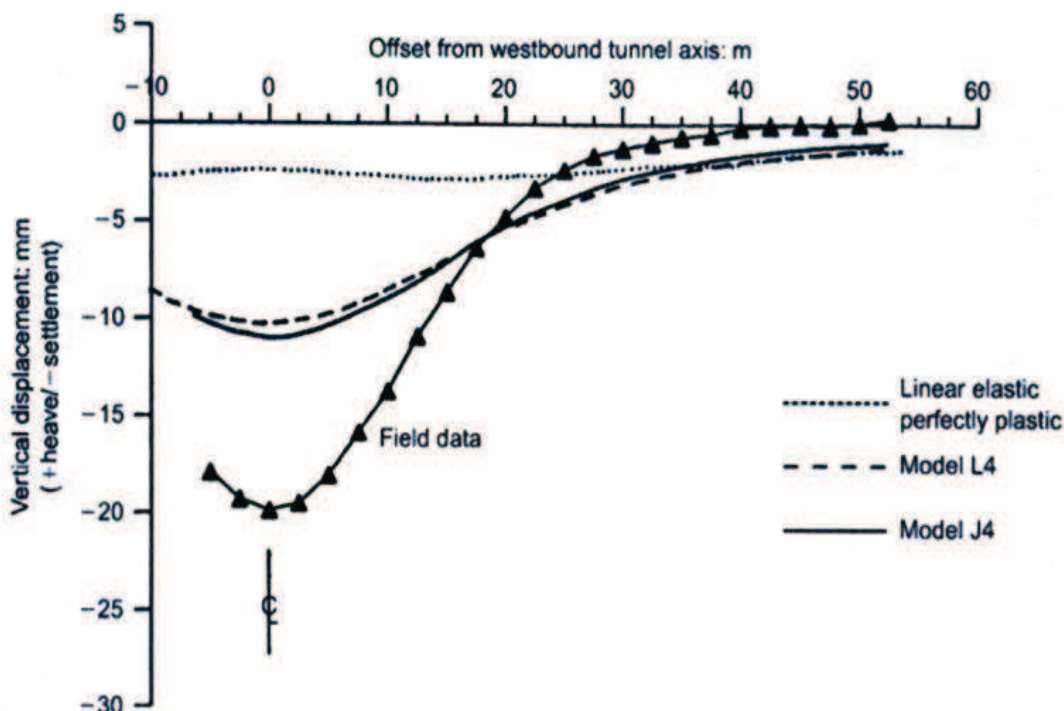
Modul tuhosti G lze v oboru velmi malých přetvoření měřit pomocí propagace smykových vln pomocí bender elementů a v případě malých přetvoření lze k měření využít lokální snímače, které jsou připevněny přímo na vzorek (např. LVDT snímače). Nelineární chování zemin je již dnes jasně prokázané, avšak ve velkém počtu případů se zanedbává (Svoboda a kol. 2009).

Ve většině geotechnických analýz se často aplikují běžné konstituční modely, jako je Mohr-Coulombův model (dále jen M-C model) či model Cam jílu, které však v oboru malých přetvoření předpovídají lineární závislost napětí na přetvoření a pokročilejší modely nejsou dosud ve větším měřítku využívány. V České republice je nejvíce využíván zmíněný M-C model, který je ovšem preferován ostatními stavebními disciplínami, kde stav materiálu nehraje primární úlohu v chování materiálu. Tudíž je tento model pro simulaci chování zemin nevhodný, ale přesto využíváný. Tedy správná volba vyhovujícího konstitučního vztahu je zdárnou cestou k získání kvalitních výstupních hodnot (Boháč a Mašín 2009).

5.2. Lineární vs. nelineární konstituční vztah

V následujícím odstavci bude poukázáno na rozdíl mezi využitím izotropního nelineárního a lineárně elastického ideálně plastického konstitučního vztahu, které byly použity pro 2D simulační analýzu za použití metody konečných prvků. Svoboda (2010) ve své disertační práci uvádí, že Addenbrooke a

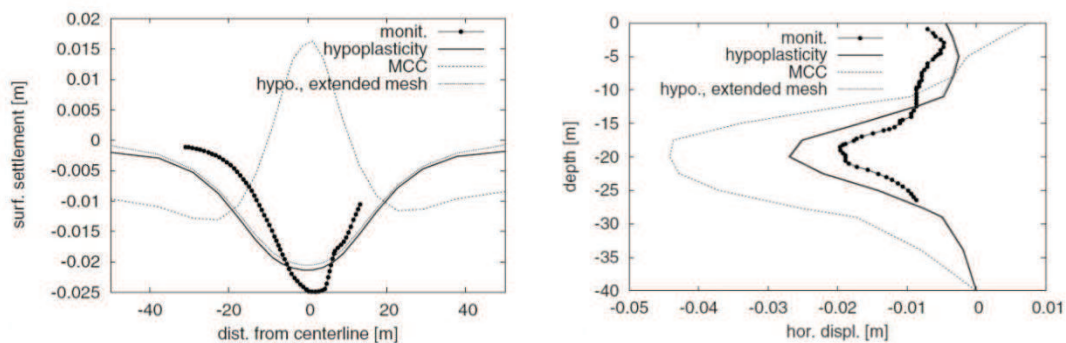
kol. (1997) provedli analýzu tunelů, jenž byly součástí projektu Jubilee Line Extension, přičemž autoři využili dva „small strain“ nelineární modely (L4 a J4). Při numerické analýze využili hodnotu součinitele zemního tlaku v klidu $K_0 = 1,5$. Model L4 do hodnoty 0,01 % celkového přetvoření, tedy v oboru malých přetvoření, vykazoval rapidnější pokles tuhosti s přetvořením, je tedy měkčí než model J4. Avšak po překročení hodnoty přetvoření 0,01% model L4 disponuje nižším poklesem tuhosti s přetvořením než model J4. Nelineární modely, které byly kalibrovány na základě triaxiálních zkoušek (CAU a CIU) a dat naměřených LVDT snímači, aby vystihl nelineární pokles tuhosti v oboru malých přetvoření, poskytly podstatně uspokojivější a realističtější předpovědi než model lineární. Přesto ale poklesová kotlina predikovaná nelineárními modely byla širší a mělčí než poklesová kotlina skutečná. Podobné závěry predikoval i model lineární, avšak došlo k nadhodnocení šířky poklesové kotliny a velikosti deformací se jevily jako výrazně menší než deformace skutečné. Na začátku bylo řečeno, že simulace s výše zmíněnými modely byla provedena se součinitelem zemního tlaku v klidu K_0 , který byl roven 1,5. S ohledem na výsledky numerické analýzy autoři došli k závěru, že pro zlepšení predikcí bude nutno připustit vysokou hodnotu tuhosti zeminy, která však bude pro londýnský jíl silně nadhodnocena.



Obr. 5.2. Predikovaná poklesová kotlina lineárním elastickým, ideálně plastickým modelem a modelem „small strain“ nelineárním (Addenbrooke a kol. 1997).

5.3. Aspekty volby vhodného konstitučního modelu

Mašín (2009) publikoval článek, ve kterém shrnul poznatky 3D analýzy zkušebního tunelu pro Heathrow Express. Pro numerickou analýzu byly zvoleny dva konstituční modely, tedy modifikovaný model Cam jílu a pokročilejší hypoplastický model. Model Cam jílu předpovídá v oboru malých přetvoření tuhost závislou pouze na napětí. Pokročilejší hypoplastický model správně vyhodnocuje nelineární chování zeminy. Model Cam jílu predikoval nesmyslné hodnoty vertikální deformace nad osou tunelu oproti skutečným vertikálním deformacím, které byly získány geomonitoringem. Model Cam jílu dokonce vyhodnotil vertikální deformace na povrchu jako kladné, tedy predikoval výzdvih terénu nad jeho původní úroveň. Dále výrazně nadhodnotil horizontální deformace v hloubce založení tunelu. Zatímco pokročilejší hypoplastický model správně předpověděl tvar poklesové kotliny, která však byla mírně širší než skutečná poklesová kotlina, přičemž predikce horizontálních a vertikálních deformací byly téměř totožné s deformacemi měřeními.



Obr. 5.3. Predikce vertikálních (vlevo) a horizontálních deformací (vpravo) zkušebního tunelu pro Heathrow Express (Mašín 2009).

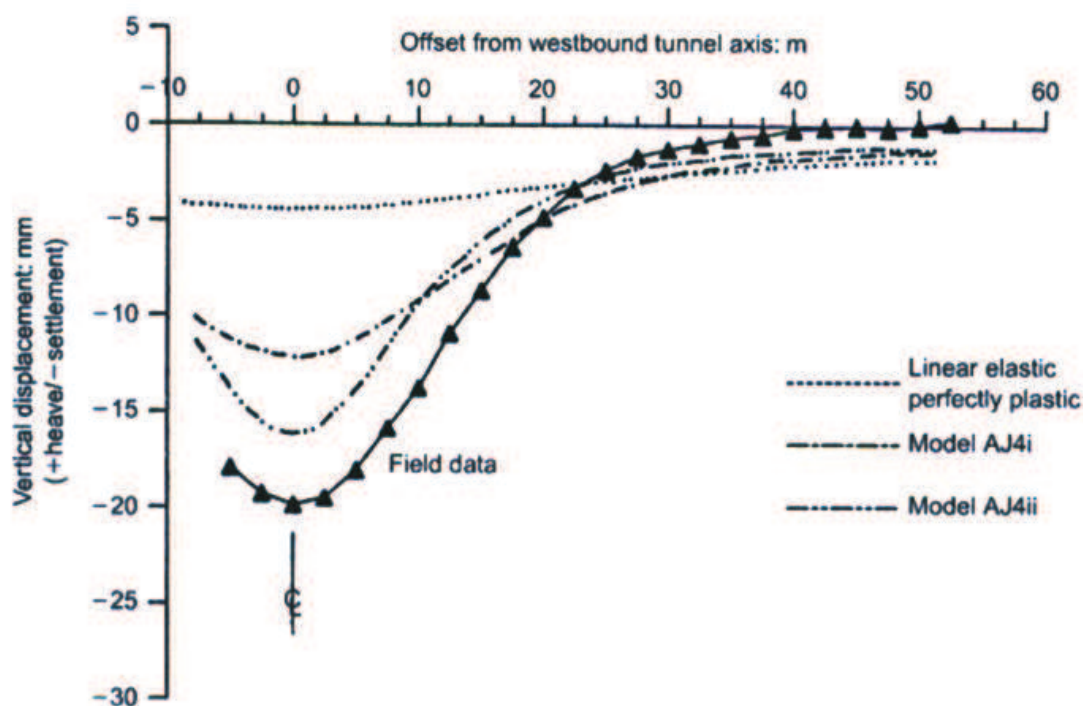
5.4. Anizotropní chování zeminy

Anizotropií rozumíme nestejnoseměrnost vlastností materiálu v různých směrech souřadného systému. Anizotropní vlastnosti geomateriálů pak výrazně ovlivňují rozložení deformací kolem výrubu tunelového díla, což vnáší nejistoty do výsledků získaných výpočtním numerickým procesem daného geotechnického problému a tento aspekt je třeba brát v úvahu.

Silně překonsolidované jemnozrnné zeminy, mezi které patří i brněnské jíly, se vyznačují anizotropním chováním týkající se jejich tuhosti. Anizotropie geomateriálu způsobuje vyšší tuhost v horizontálním směru, než ve směru vertikálním.

Gasspare (2005) vypracoval studii na základě pokročilejších laboratorních experimentů týkajících se vlastností londýnského jílu a dospěl k závěru, že poměr horizontální a vertikální tuhosti jemnozrné zeminy se pohybuje okolo 2.

Addenbrooke kol. (1997) se ve své publikaci zabýval nejenom otázkou predikcí lineárního a nelineárního modelu na tvar poklesové kotliny a velikosti deformací, ale také provedl analýzu, kde zohlednil anizotropní chování londýnského jílu. Po implementaci anizotropie do nelineárního modelu J4 bylo zjištěno, že predikovaná poklesová kotlina disponuje realističtější tvarem ve smyslu jejího zúžení a prohloubení. Obr. 5.4 reprezentuje vliv anizotropie na tvar poklesové kotliny. Anizotropní model AJ4i disponuje vyššími tuhostními parametry, přičemž anizotropní model AJ4ii simuluje jíl s menší tuhostí, která je pro londýnský jíl nereálná. Výsledný tvar poklesové kotliny predikovanou anizotropním model, lze srovnat s poklesovou kotlinou předpověděnou izotropním model (obr. 5.4.).

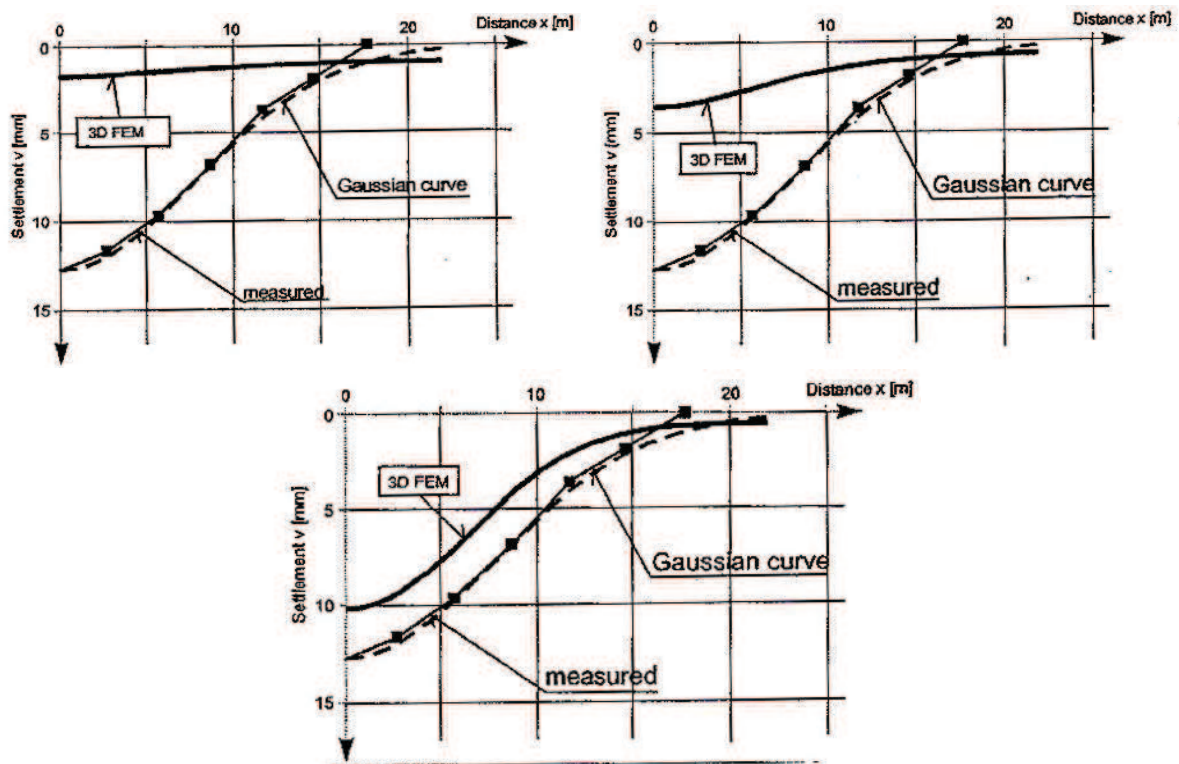


Obr. 5.4. Predikovaná poklesové kotlina základě anizotropního modelu AJ4i a AJ4ii a poklesová kotlina predikovaná izotropním modelem (Addenbrooke a kol. 1997).

5.5. Vliv součinitele K_0 na tvar poklesové kotliny

Doležalová (2002) publikovala studii, ve které se věnuje numerické analýze tunelu za použití 2D a 3D simulace. Autorka ve své práci výstižně shrnuje tvar poklesové kotliny tunelu, jež je závislý na

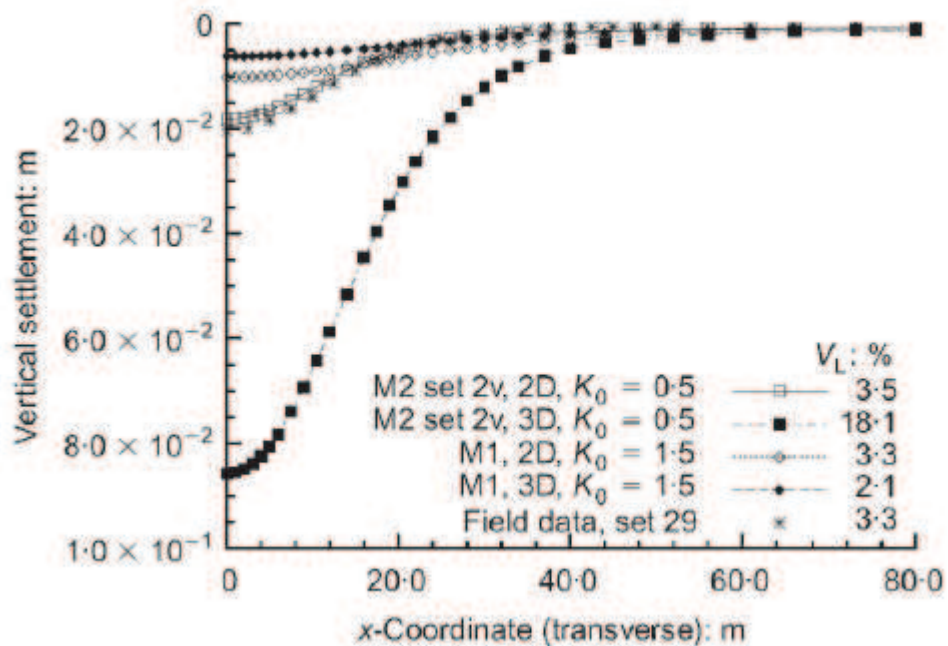
hodnotách součinitele tlaku v klidu K_0 . Pro simulaci chování byl použit nelineární model, který při hodnotě $K_0 = 1.0$ predikoval málo zahloubenou poklesovou kotlinu, přičemž vertikální deformace byly silně podhodnoceny oproti hodnotám měřeným. Autorka připouští, že použitím vyspělejšího modelu či zabudováním jeho anizotropního chování, by mělo směřovat ke zlepšení predikcí tvaru poklesové kotliny. Dále byly pro numerickou simulaci použity další dvě hodnoty součinitele K_0 , konkrétně hodnota 1,5 a 0,5. Výsledky 3D simulace vystihuje obr. 5.5, přičemž je patrné, že použitím nejmenší hodnoty součinitele K_0 dochází uzavírání poklesové kotliny a vertikální deformace téměř dosahují deformací skutečných. Naopak aplikováním největší hodnoty součinitele K_0 model predikuje poklesovou kotlinu jako téměř vodorovnou a vertikální deformace jsou silně podhodnoceny. Lze tedy tvrdit, že snižující se hodnota součinitele K_0 predikuje poklesovou kotlinu realističtější, přičemž dochází k jejímu uzavírání a současně se navyšuje vertikální sednutí.



Obr. 5.5. Predikce poklesové kotliny s hodnotami součinitele K_0 : 1,5 (vlevo nahoře), 1 (vpravo nahoře) a 0,5 (dole) (Doležalová 2002).

Franzius a kol. (2005) provedli 2D a 3D analýzu tunelů Jubilee Line Extension s využitím isotropního modelu M1 a anizotropního modelu M2. Využili při tom dvou hodnot součinitele tlaku v klidu K_0 , hodnoty 0,5 a 1,5. Anizotropní model M2 s hodnotou $K_0 = 0,5$ v 3D prostředí predikoval poklesovou kotlinu jako více uzavřenou, avšak vertikální deformace byly několikanásobně přehodnoceny. Naopak

model M1 , tedy model izotropní, v trojrozměrném případě problému za použití součinitele $K_0 = 1,5$ predikoval téměř nezahlobenou poklesovou kotlinu a vertikální deformace byly mírně podhodnoceny. Autoři se dopracovali obdobného výsledku jako Doležalová (2002), tedy volba nižšího součinitele K_0 vede k zahlobnutí a uzavření poklesové kotliny. Obr. 5.6 interpretuje výsledky analýzy provedenou Franzius a kol. (2005).



Obr. 5.6. Předpovídané poklesové kotliny za použití izotropního modelu M1 a anizotropního modelu M2 s různými hodnotami K_0 (Franzius a kol. 2005).

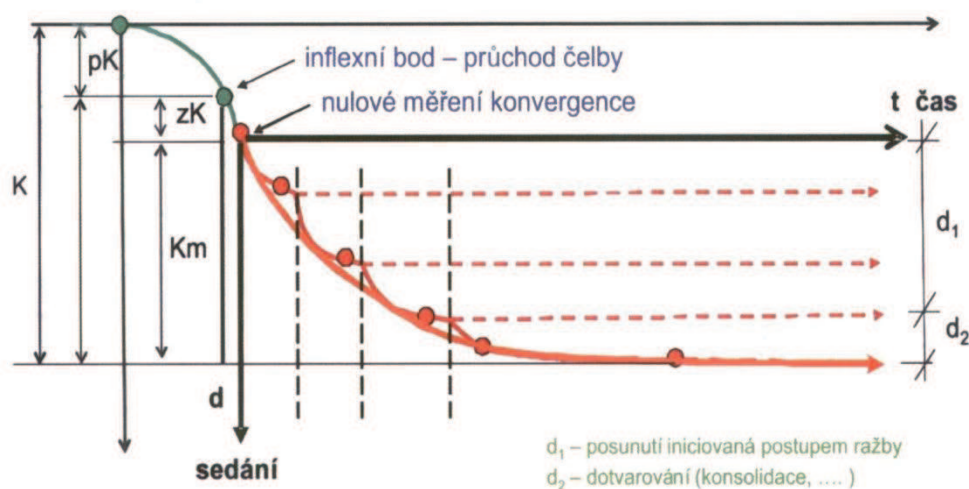
5.6. Faktory ovlivňující výslednou hodnotu konvergencí

Současné přístupy standardních metod, které se zabývají interpretací výsledků konvergenčních měření, plně nevyužívají možnosti jeho výsledků. Důvodem tohoto tvrzení je fakt, že konvergenční měření se v praxi soustředí zejména na kontrolu bezpečnosti projektu, tomu pak také odpovídá rychlé zpracování výsledků a následná jednoduchá interpretace. Dále je konvergenční měření zatíženo celou řadou zkresení, na které není dbán patřičný zřetel (Rozsypal 2009).

Deformační proces horninového masivu můžeme označit jako proces časově závislý, přičemž v průběhu ražby se vyskytují další aspekty, jež mají zásadní vliv na tento časový průběh. Zejména se jedná především intenzitu a časovou sekvenci ražby. Ovšem tyto vlivy není možno během ražby důkladně monitorovat a dokumentovat tak, aby mohly být korektně promítnuty do hodnocení

výsledných dat. Ovšem základním problémem je fakt, že při prvotním měření deformace uvnitř tunelového díla podstatná část deformací v horninovém masivu již proběhla. Deformace horninového masivu totiž probíhají již v určitém úseku před čelbou. Dalším faktem je skutečnost, že ještě před osazením budoucího profilu měrnými body uplyne určitá doba, kdy deformace v horninovém masivu neustále pokračují. Tato doba je charakteristická časem potřebným k vytvoření plánované délky záběru, časem nutným k instalaci ostění či jiných podpůrných prvků, časem nutným k instalaci měrných bodů a prodlevou, která uplyne k realizaci samotného měření. Po celou dobu zmíněného časového výměru probíhají v masivu deformace, které však označujeme za konvergence ztracené, tedy konvergence, které jsme kvůli výše uvedeným vlivům nemohli změřit. Dalším faktem, při kterém dochází ke zkreslení při porovnání výsledků z různých konvergenčních profilů, je že konvergenční měření probíhá v jiné vzdálenosti od čelby a v jiné časové sekvenci ražby. Jedná se tedy o aspekty plynoucí z možných změn technologie ražby. Důsledkem všech výše uvedených faktorů je skutečnost, že výsledné naměřené konvergence dosahují až poloviny celkových deformací horninového masivu, které by byly bývaly změřeny v tom případě, že by se zachytily deformace masivu od samotného počátku ražby před postupující čelbou (Rozsypal 2009).

Obrázek 5.7 interpretuje sedání konvergenčního bodu v klenbě tunelu, přičemž zelená část křivky charakterizuje ztracenou konvergenci. Ztracená nebo také neměřitelná konvergence se skládá z prekonvergence, tedy deformací proběhlých před čelbou tunelu, a části neměřitelné konvergence, která je způsobena časovou prodlevou mezi vytvořením sekvence záběru, osazením měřících bodů profilu. Červená část křivky pak označuje již zachycenou konvergenci. Rovnice (5.1) pak představuje výpočet celkové konvergence (Rozsypal 2009).



Obr. 5.7. Průběh celkové konvergence bodu (Rozsypal 2009).

$$K = pK + zK + mK \quad (5.1)$$

pK ... prekonvergence

zK ztracená konvergence

mK měřená konvergence

Závěrem této podkapitoly můžeme konstatovat, že standardně změřené hodnoty konvergenzí by měly být interpretovány s ohledem na výše uvedená zkrácení. Z hlediska využití konvergenčních hodnot jako vstupních dat pro zpětné výpočetní analýzy je taková interpretace nezbytností.

Za další aspekt lze považovat skutečnost, že průzkumná rozrážka R2 byla ražena kolmým směrem z průzkumné štoly IIB. V úseku štoly IIB, kde dříve horninový masiv přenášel napětí, jež odpovídá tíže nadloží, se po vyražení štoly již v daném místě přenášet nemůže. Dochází tedy ke koncentraci napětí za stěnami výrubu, přičemž hodnota takto mobilizovaného napětí může dosahovat až několikanásobku jeho hodnoty před vyražením průzkumného díla. Teprve ve vzdálenosti čítající dvou až třinásovek průměru výrubu dochází k ustálení hodnoty napětí na hodnotu původní danou tíhou nadloží (Rozsypal 2001).

Je prezentovaného patrné, že k deformacím masivu došlo ještě před samotným ražením rozrážky R2. Šířka počvy průzkumné štoly IIB dosahovala cca 5 m a tedy dle předložené teorie by vlivem ražby štoly došlo k deformacím jílovitého masivu do vzdálenosti až několikanásobku této hodnoty. Lze tedy s jistotou tvrdit, že horninový masiv okolí rozrážky R2 byl deformován již před ražbou. Takto vzniklé deformace masivu lze považovat za ztracenou konvergenci.

5.7. Třetího rozměr v 2D analýze

S rozmachem výpočetních možností moderního hardwarového vybavení se stávají využívané numerické analýzy prováděné v 3D prostředí. Je patrné, že ražba podzemních děl je problémem trojrozměrným a implementace třetího rozměru v rámci numerické analýzy by měla zlepšit předpovědi chování horninového masivu během ražby. Finanční náročnost pořízení kvalitního hardwarového vybavení není v dnešní době zásadním problémem. Avšak obliba využití numerických analýz prováděných v 2D prostředí je stále populární. Důvodem je podstatně rychlejší a výpočetně méně náročnější průběh numerické simulace. Ovšem k získání uspokojivé 2D analýzy je třeba včlenit do výpočtu aspekty týkající se efektů, jež jsou způsobeny 3D postupem ražby podzemního díla. Karakus (2007) provedl jednoduché shrnutí čítající několik metod, pomocí nichž jsme schopni zohlednit vliv třetího rozměru v 2D prováděné analýze, konkrétně např. „stiffness reduction method“, „disk calculation method“, „volume loss method“ či „the gap method“.

Geotechnický software Plaxis 2D využívá metodu „redukce napětí“, známou též jako λ -metoda. Za zakladatele zmíněné metody jsou považováni Panet a Guenot (1982), kteří tuto metodu původně vyvinuli pro návrh ostění tunelů. Postupem času se metoda „redukce napětí“ začala využívat pro účely redukce uzlových sil po obvodu numericky simulovaného podzemního díla ve 2D prostředí. Metoda redukce napětí je též vysvětlena v dizertační práci Svobody (2010) či v publikaci Svobody a Mašina (2011).

Význam metody tkví v zavedení fiktivního radiálního napětí σ_r^f po obvodu modelovaného tunelu v 2D numerické analýze. Radiální napětí σ_r^f lze stanovit výpočtem z původního geostatického napětí σ_r^0 , jež se nacházelo v místě tunelu před jeho ražbou pomocí rovnice (5.2).

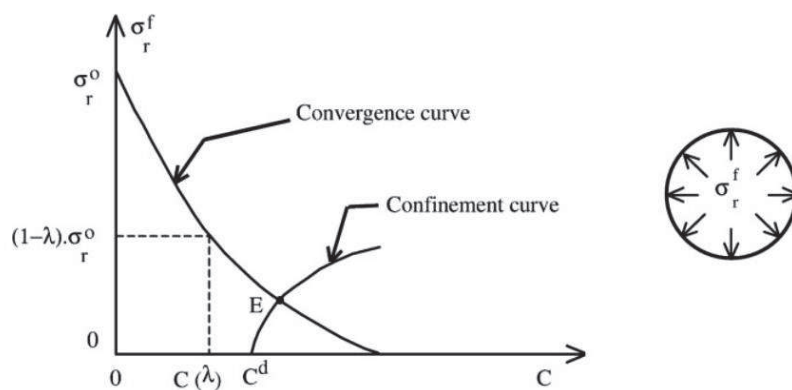
$$\sigma_r^f = (1 - \lambda) \sigma_r^0 \quad (5.2)$$

σ_r^f fiktivní radiální napětí

σ_r^0 původní geostatické napětí

λ koeficient redukce napětí

Princip metody je dobře zřetelný z obrázku 5.8, kde křivka „convergence curve“ odráží vztah mezi vývojem konvergencí a napětím v horninovém masivu. Instalace ostění probíhá v určité vzdálenosti od tunelové čelby d , kde už došlo k rozvinu jisté konvergence C^d . Křivka „confinement curve“ pak vyjadřuje nárůst konvergencí ostění vzniklých jeho přitížením horninovým masivem. Na styku dvou zmíněných křivek pak nacházíme rovnovážný stav E, kterého je dosaženo v okamžiku, kdy síly v ostění jsou rovny silám v horninovém masivu. Za předpokladu, že dojde k opomenutí časových faktorů jako creep, konsolidace, čas potřebný k utužení betonu apod., lze tedy okamžik instalace ostění vystihnout pouze jedním parametrem λ^d (Panet a Guenot 1982).



Obr. 5.8. Princip metody „redukce napětí“ (Leca a kol. 2000).

Výsledný vztah „redukční metody“ v prostředí softwaru Plaxis je prezentován rovnicí (5.3):

$$\sum M_{stage} = 1 - \lambda \quad (5.3)$$

Faktor λ nabývá hodnot v intervalu (0 ; 1), přičemž vyšší hodnota tohoto faktoru indikuje instalaci ostění po delší časové prodlevě, tudíž ponecháváme horninový masiv převzít většinu deformací. Naopak volbou nižší hodnoty faktoru λ v numerickém modelu předepisujeme instalaci ostění tunelu po kratší době, tedy dovolujeme masivu převzít menší procento celkových deformací.

Použití faktoru λ a volbou jeho hodnoty výrazně ovlivňujeme predikce modelů týkající se velikosti deformací, tak i tvaru poklesové kotliny. Použití tohoto faktoru, bez využití adekvátního numerického modelu, který dostatečně vystihuje chování zeminy, je značně nepraktické a výsledné predikce nebudou přesné. Výhodou využití metody „redukce napětí“ je ovšem optimalizace parametrů s daty, které byly získány geomonitoringem. Ovšem pak tato hodnota faktoru λ nemusí být hodnotou skutečnou. Jednou možnou cestou, jak kvalitně stanovit hodnotu zmíněného faktoru, je srovnání výsledné 3D analýzy s analýzou provedenou v prostředí 2D a následně hledat adekvátní hodnotu faktoru λ (Svoboda 2010).

KAPITOLA 6. ÚVOD DO NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ ROZRÁŽKY R2

6.1. Metoda konečných prvků

Metoda konečných prvků (MKP) představuje numerickou metodu, jenž se využívá za účelem výpočtu diferenciálních a integrálních rovnic. Zmiňovaná metoda nachází uplatnění v otázce řešení mnoha fyzikálních problémů. Princip této metody tkví v diskretizaci spojitého kontinua do mnoha prvků, přičemž hledané hodnoty jsou vypočítávány v uzlových bodech těchto prvků.

6.2. Kritické stavy v mechanice zemin

Moderní modely (např. hypoplastické) jsou založeny na mechanice kritických stavů, která byla vyvíjena od padesátých let 20. století v Cambridge. První konstituční model, který využívá teorie kritických stavů, je model Cam jílu (Mašín 2008).

Teorie kritických stavů předpokládá, že každá zemina nezávisle na jejím počátečním stavu, dospěje po dostatečném smykovém namáhání do kritického stavu. Při dosažení tohoto stavu zemina již dále nemění svoji pórovitost a zachovává si konstantní efektivní napětí. Studie mechaniky kritických stavů tedy umožnila začlenit pórovitost jako další stavovou proměnou do konstitučních modelů (Mašín 2008).

Model Cam jílu disponuje pěti materiálovými parametry – ϕ_c , λ^* , κ^* , N a G . V praxi lze tyto parametry stanovit na dvou základních zkouškách, kterými jsou isotropní konsolidace a odlehčení a triaxiální zkouška. Hlavní nevýhodou modelu Cam jílu je fakt, že nepredikuje pokles tuhosti s přetvořením, tedy jeden ze základních faktů chování zeminy. Model správně předpovídá zvýšení vrcholového úhlu se zvyšující se ulehlostí, ale dochází též k jeho nadhodnocení (Mašín 2008).

Na základě prokázaných nevýhod modelu Cam jílu byla snaha o vytvoření modelů nových, které tyto nedostatky odstraňují. Mezi nejúspěšnější patří elasto-plastický model se zpevněním (např. Stallerbrass a Taylor 1997), avšak tento model se vyznačuje složitou matematickou interpretací a identifikací materiálových parametrů. Další možnost eliminace problémů modelu Cam jílu se skrývá ve využití teorie hypoplasticity (Mašín 2008).

6.3. Hypoplasticita

Hypoplasticita je relativně moderní přístup k simulaci chování geomateriálů. Hypoplastické modely se zásadně svým chováním od základu odlišují od většiny existujících modelů simulujících chování zemin, tedy modelů elasto-plastických. Tyto konstituční modely dělí přetvoření na elastickou (vratnou) a plastickou (nevratnou) část. Tento postup se u hypoplastického modelu nevyužívá a pro simulaci chování zeminy využívá jedné rovnice nelineárního charakteru. Tento hypoplastický vztah lze pro jednorozměrný případ zapsat následovně (Herle 2003):

$$\dot{\sigma} = L\dot{\varepsilon} + N|\dot{\varepsilon}| \quad (6.1)$$

$\dot{\sigma}$ rychlost napětí

$\dot{\varepsilon}$ rychlost přetvoření

L a N moduly

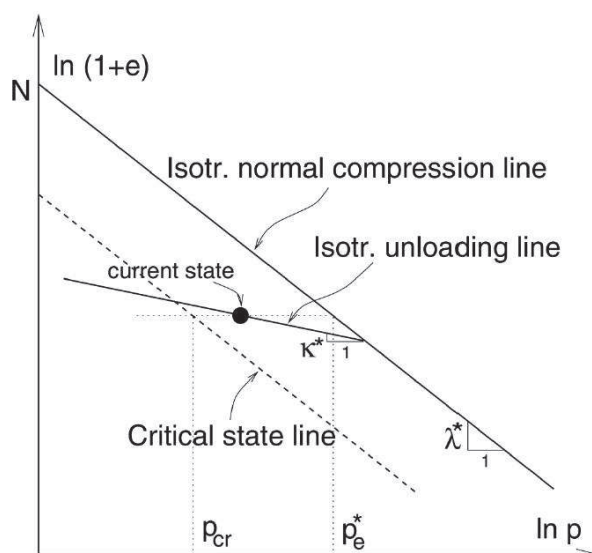
Pro moduly L a N v rovnici (6.1) platí $L > N > 0$, přičemž pro odlehčení je dán vztah $\dot{\sigma} = (L+N) \dot{\varepsilon}$ a pro přitížení $\dot{\sigma} = (L-N) \dot{\varepsilon}$. Z uvedených vztahů tedy vyplývá, že hypoplastický model predikuje vyšší tuhost pro odlehčení a nižší tuhost pro přitížení, aniž by musel využívat dvou různých rovnic, jako je v případě modelů elasto-plastických (Herle 2003).

Dále není nutno zavádět jednotlivé předpoklady, které vyžadují modely elasto-plastické, jako je plocha plasticity, podmínka konzistence atd. V praxi se hypoplastické modely definují samozřejmě v trojrozměrném prostoru, kde potom moduly L a N jsou nahrazeny tenzory (L) čtvrtého a (N) druhého řádu, přičemž absolutní hodnota je nahrazena euklidovskou normou a σ a ε představují tenzory čtvrtého řádu (Herle 2003).

6.4. Hypoplastický model pro jíly a jeho parametry

Mašín (2005) publikoval hypoplastický model pro jemnozrnné zeminy, který ve své základní verzi obsahuje pět materiálových parametrů - ϕ_c , λ^* , κ^* , N a r. Základní verze modelu umožňuje simulovat nelineární chování materiálu v oboru větších přetvoření a závislost na stavových proměnných.

Parametr ϕ_c představuje úhel vnitřního tření v kritickém stavu, tedy směrnici čáry kritických stavů v rovině smykového napětí τ vs. normálového napětí σ_n . Parametr r kontroluje smykovou tuhost zeminy. Parametr λ^* je charakterizován jako směrnice čáry NCL a parametr κ^* jako směrnice čáry odlehčení a znovu přitížení. N je hodnota $\ln(1+e)$ pro jednotkové napětí v rovině $\ln(1+e)$ vs $\ln p$ (Boháč a Mašín 2008).



Obr. 6.1. Čára kritických stavů CSL, čára isotropní normální konsolidace a význam parametrů λ^* , κ^* , N (Mašín 2008).

6.4.1. Stanovení parametrů základní verze hypoplastického modelu

Pro stanovení pevnosti v kritickém stavu ϕ_c , jež je základním parametrem hypoplastického modelu, poslouží zkoušky na rekonstituovaných vzorcích. Jako vhodná se jeví triaxiální neodvodněná zkouška CIUP, avšak základní podmínkou úspěšného zkoušení je použití kluzných destiček, které zajistí homogenní přetváření vzorku bez vzniku smykové plochy. Zkouška CIUP je však časově náročná a použití kluzných destiček představuje náročné požadavky z hlediska technologického vybavení laboratoří (Boháč a Mašín 2009).

Na základě zkoušky triaxiální či oedometrické neporušeného vzorku lze stanovit parametry λ^* , κ^* , N . Avšak použitím neporušeného vzorku nastávají komplikace, které tkví ve vysokém překonsolidačním napětí vzorku, takže čáry NCL lze dosáhnout až ve velkých oborech napětí, které běžně použité přístroje neumožňují. V praxi se předpokládá, že parametry λ^* a κ^* neporušeného a rekonstituovaného vzorku jsou stejné, přičemž se běžně stanovují na vzorcích rekonstituovaných. Parametr N je závislý na struktuře zeminy a jeho hodnota by měla být stanovena na vzorcích neporušených. Ovšem stanovení jeho hodnoty je zkomplikováno, v případě pevných jíílů, velkým překonsolidačním napětím. Proto je výhodnější provádět zkoušku oedometrickou, která dovoluje dosáhnout většího rozsahu napětí. V případě, že překonsolidační napětí je nižší, lze užít i zkoušku izotropního stlačení v triaxiálním přístroji (Boháč a Mašín 2009).

Parametr r lze stanovit triaxiální smykovou zkouškou (CID a CIUP) na rekonstituovaném, ale i neporušeném vzorku. Pro kalibraci parametru r je možno využít pracovní diagram nedrénované triaxiální zkoušky rekonstituovaného vzorku, či pracovní diagram smykové zkoušky na neporušeném vzorku. Pokud je potřeba zjistit parametr r v oboru velmi malých přetvoření, je nutné provést simulaci smykové zkoušky hypoplastického modelu, protože zemina se v tomto oboru chová nelineárně. V praxi vyšší hodnota parametru r předpovídá nižší tuhost materiálu (Boháč a Mašín 2009).

6.5. Koncept intergranulárních přetvoření

Základní hypoplastický model nepředpovídá experimentálně zjištěnou vysokou tuhost v oboru velmi malých přetvoření. Tento problém lze odstranit zakomponováním tzv. konceptu intergranulárních přetvoření (Niemus a Herle 1997). Tato modifikace vyžaduje definovat dalších pět materiálových parametrů m_R , m_T , R , δ_r a χ , které kontrolují smykovou tuhost v oboru velmi malých přetvoření. Smyková tuhost v oboru malých a velmi malých přetvoření je závislá na struktuře zeminy.

Hypoplastický model s implementací teorie intergranulárních přetvoření popisuje jak závislost počáteční tuhosti na napětí, tak i pokles tuhosti s přetvořením. Hodnotu počáteční tuhosti určuje parametr m_r a je dána vztahem:

$$G_0 = m_r p' / r \lambda^* \quad (6.2)$$

g_0 počáteční smyková tuhost

m_r parametr kontrolující velikost počáteční tuhosti

p' Střední efektivní napětí

r parametr kontrolující smykovou tuhost

λ^* směrnice čáry NCL

Parametr m_T pak určuje velikost počáteční tuhosti při jiné změně směru dráhy přetvoření než parametr m_R . V praxi se však uvažuje hodnota parametru $m_T = m_R / 2$. Parametr R definuje velikost elastické oblasti v prostoru přetvoření a parametry δ_r a χ určují rychlost změny tuhosti s přetvořením.

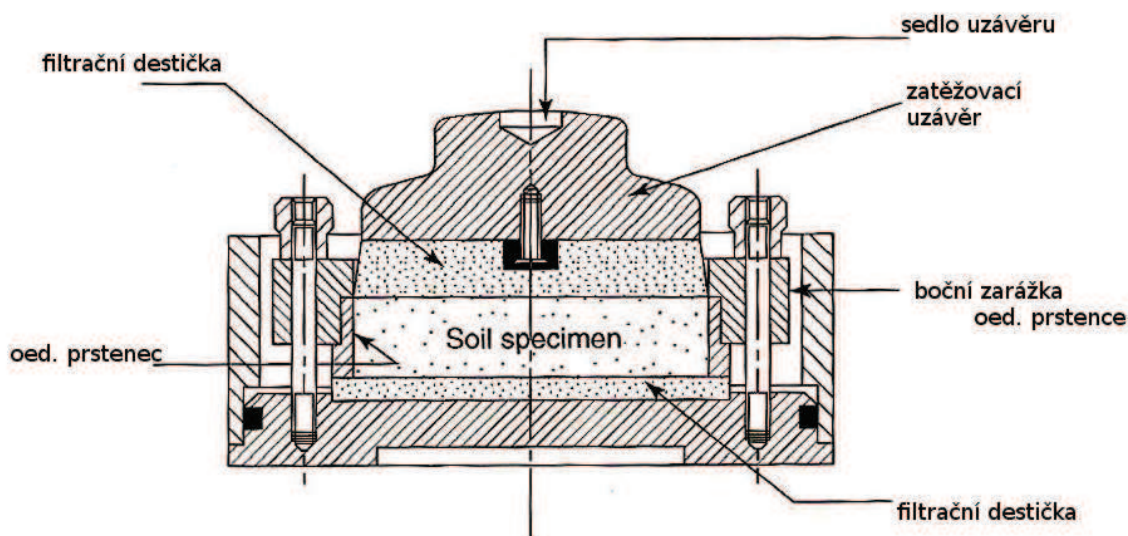
KAPITOLA 7. OEDOMETRICKÁ ZKOUŠKA STLAČITELNOSTI

Pro určení překonsolidačního napětí, tedy maximálního dřívějšího napětí disponujícího v zemině, byla provedena oedometrická zkouška stlačitelnosti. Zkouška byla provedena na neporušeném vzorku brněnského „téglu“ odebraného z hloubky 18,7 m v místě západní hloubené části Královopolských tunelů ve staničení cca 0,4 km. Vzorek byl odebrán koncem měsíce listopadu roku 2011 při příležitosti realizace inklinometrického vrtu společností GeoVank s.r.o (Rott 2012).

Před započítáním vrtné práce byl povrch v minulosti snížen zhruba o cca 6 m z důvodu výstavby opěrné stěny při události stavby silniční křižovatky. Zmíněná hodnota je pouze orientační a byla stanovena na základě odhadu výšky zmiňované stěny. Tato skutečnost způsobuje, že se vzorek dříve nacházel v cca 25 m pod povrchem terénu, což zhruba odpovídá hloubce založení rozrážky R2 (Rott 2012).

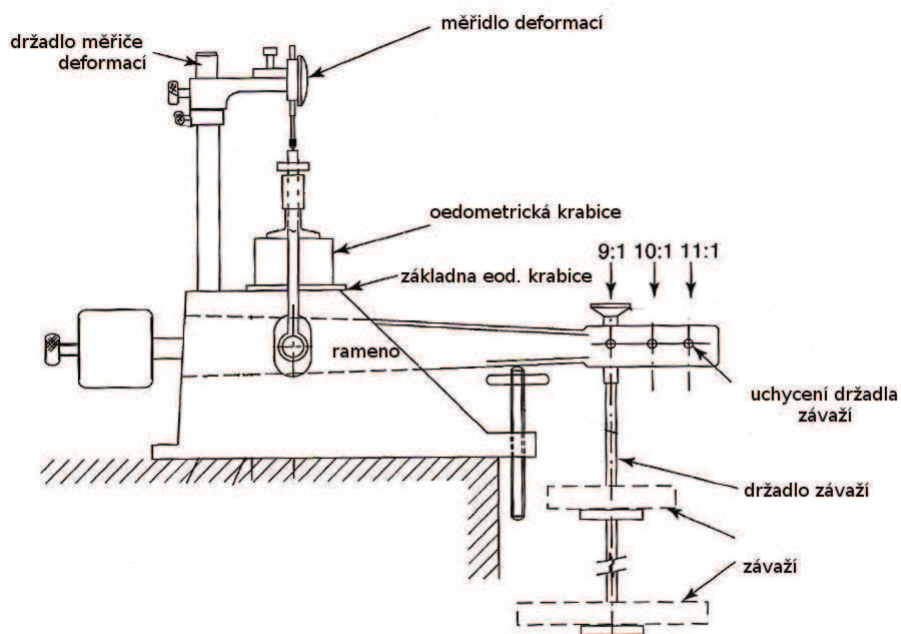
7.1 Popis oedometrického přístroje

Základním prvkem oedometrického přístroje je oedometrická krabice, již si lze představit jako tuhý válcový prstenec zabraňující přetváření vzorku zeminy do stran. Do této krabice je pak vkládán prstenec s vyřezaným vzorkem zeminy. Před samotným umístěním vzorku do tuhého válcového prstence je potřeba krabici vybavit dvěma porézními destičkami. První destička je pod bází oedometrického kroužku, druhá je umístěna na povrchu kroužku. Porézní destičky umožňují po zalití oedometrické krabice vodou její volný průtok přes vzorek ve vertikálním směru. Vhodné je též umístění filtračního papíru mezi plochu poretzní destičky a plochu samotného vzorku, čímž docílíme faktu, kdy póry filtrační destičky nejsou zanášeny fragmenty vzorku zeminy. Samotné filtrační destičky by měly být před použitím důkladně vyčištěny a vyvařeny v destilované vodě v délce trvání nejméně 20 minut. Head a Epps (2011) ovšem tvrdí, že vložením filtračního papíru mezi plochu vzorku a plochu filtrační destičky docílíme zanesení pórů zeminy a zhoršení průtoku vody napříč vzorkem. Nicméně absence filtračních papírů způsobuje ucpání pórů destičky, což má za následek degradaci průtoku vody filtrační destičkou. Následující obrázek 7.1 předkládá deailnější schéma oedometrické krabice. Boční zarážky oedometrického prstence lze popsat jako šrouby, kterými je pevně fixován prstenec se vzorkem zeminy v samotné krabici. Přes zatěžovací uzávěr dochází k působení zatížení vyvozeného hmotností jednotlivých závaží na vzorek zeminy v prstenci.



Obr. 7.1. Schéma oedometrické krabice (upraveno z Head a Epps 2011).

Samotné tělo oedometru je pak tvořeno úchytem pro měřič deformace, v našem případě digitálních hodinek Mahr 1986, jejichž odečítací zařízení je v kontaktu se sedlem uzávěru. Samotná oedometrická krabice tedy spočívá pod měřícím zařízením a leží na kruhové základně. Pod oedometrickou krabici prochází šroub, jenž drží rameno přístroje, přes které dochází k vyvození napětí použitím závaží. Rameno disponuje třemi otvory popsanými hodnotami poměrů 9:1, 10:1, 11:1, v kterých je možno upevnit držadlo závaží. V závislosti na volbě daného poměru a tedy daného otvoru můžeme regulovat přenos napětí na vzorek zeminy. Běžné je použití poměru 10:1, především z hlediska výpočetního. Tedy síla působící na vzorek zeminy je 10x větší, než síla působící na samotné rameno oedometru. Celý oedometrický přístroj musí být řádně připevněn k pracovnímu stolu, jenž je uchycen do podlahy nejlépe za použití dlouhých šroubů. Je třeba si uvědomit, že v případě uvolnění přístroje může dojít k vážným zraněním laboranta, protože chceme-li dosáhnout oboru velkých napětí působících na vzorek zeminy, pak manipulační váha závaží nasazená na držadle může přesahovat až 100 kg. Obrázek 7.2 představuje celkové schéma oedometrického přístroje.



Obr. 7.2. Celkové schéma oedometrického přístroje (upraveno z Head a Epps 2011).

7.2. Příprava vzorku

Po uříznutí části vrtného jádra „téglu“ o výšce zhruba 5 cm nastala fáze zatlačování zeminy do oedometrického prstence o průměru 5 cm a výšce 2 cm. Prsteneček se umístil zhruba do středu kusu vrtného jádra a následně došlo k ořezávání vzorku s cílem odstranit přebytečnou zeminu okolo prstence. Ve fázi, kdy zemina přesahovala průměr prstence cca o 0,5 cm, bylo třeba jemnějším ořezáváním docílit stavu, kdy přesah zeminy činil po obvodu prstence zhruba 1 mm. Pak bylo možné prsteneček pomalu zatlačovat do ořezané zeminy. Ovšem největším problémem bylo střípkovité ulamování jílu zejména v oblastech, kde se nacházely drobné vložky sádru. Po zatlačení prstence do zeminy došlo k odstranění jejího přebytku na spodní a horní podstavě prstence, tedy k zarovnání zeminy s kraji prstence. Posléze byl vzorek s prstencem zvážen, byla změřena jeho výška v prstenci a nakonec byl zabalen do fólie a uložen do chladničky, čímž jsme zabránili jeho vysoušení.

7.3. Postup oedometrické zkoušky

Princip oedometrické zkoušky tkví v krokovém zatěžování vzorku zeminy vahou jednotlivých závaží. Ovšem před samotným krokovým přitěžováním je nutno vzorek rekonsolidovat na jeho původní hodnotu vertikálního geostatického napětí „in situ“, přičemž hodnota takového napětí činila 335 kPa. Rekonsolidace vzorku zeminy spočívá ve vyvození zmíněného geostatického napětí na vzorek zeminy, přičemž po určité době dochází k následnému odlehčení. Tento proces je opakován několikrát. Rekonsolidací docílíme stavu, kdy jednotlivé části oedometrického přístroje na sebe dosednou, zejména tedy dojde ke srovnání zatěžovacího uzávěru s filtrační destičkou a se samotným vzorkem. Po této fázi byl vzorek zalit vodou a nastala část aplikace krokového přitěžování vzorku. V praxi se využívá efektu, že každý následující přitěžovací krok činí dvojnásobek kroku předcházejícího. Ovšem u konkrétní prováděné zkoušky stlačitelnosti byly aplikovány následující zatěžovací kroky : A: 335 – 654 kPa, B: 654 – 769 kPa, C: 769 – 1279 kPa, D: 1279 – 1789 kPa, E: 1789 - 2554 kPa, F: 2554 – 3829 kPa, G: 3829 – 4900 kPa. Po dosažení posledního zatěžovacího stupně G došlo k odlehčování vzorku opět v několika krocích, konkrétně tedy: H: 4900 – 3829 kPa, CH: 3829 – 2554 kPa, I: 2554 – 1789 kPa, J: 1789 – 1279 kPa, K: 1279 – 769 kPa, L: 769 – 335 kPa, M: 335 – 0 kPa. Délky všech přitěžovacích kroků odpovídala 24 hodinám vyjímaje kroku A, kde po zatížení na 654 kPa došlo po cca 3 hodinách k bobtnání vzorku. Eliminace tohoto jevu byla vyřešena přitížením vzorku na hodnotu 769 kPa, při které došlo k zastavení procesu bobtnání a vzorek se opět začal stlačovat po následujících 21 hodin. Zkouška poté probíhala již klasickým přitěžováním v délce kroku o 24 hodinách. Bobtnání vzorku bylo zachyceno včas a jeho hodnota činila cca 0,04 mm. Po ukončení oedometrické zkoušky byl vzorek vyjmut z oedometrické krabice a byl po dobu 24 hodin uchován v peci za účelem stanovení suché hmotnosti zeminy.

7.4. Vyhodnocení oedometrické zkoušky

Pro účely vyhodnocení oedometrické zkoušky bylo nutno stanovit počáteční pórovitost vzorku před aplikací jednotlivých přitěžovacích stupňů. Rovnice použité v této podkapitole byly převzaty z publikace od autorů Head a Epps (2011), kteří se ve své publikaci mimo jiné zabývali realizací a vyhodnocením oedometrické zkoušky. Počáteční číslo pórovitosti bylo stanoveno dle následujícího vztahu:

$$e_0 = (\rho_s / \rho_D) - 1 \quad (7.1)$$

ρ_s objemová hmotnost pevných částic

ρ_D objemová hmotnost suché zeminy

Pro objemovou hmotnost pevných částic byla použita hodnota 2,65 Mg/m³. Pro výpočet objemové hmotnosti suché zeminy byla využita rovnice 7.2:

$$\rho_D = \rho * 100 / (100 + w_0) \quad [\text{Mg/m}^3] \quad (7.2)$$

w_0 vlhkost zeminy před zkouškou

ρ objemová hmotnost vzorku v prstenci

Poslední neznámou, kterou bylo nutno zjistit za účelem výpočtu počátečního čísla pórovitosti, byla vlhkost vzorku zeminy před zkouškou, která je vypočtena dle rovnice 7.3:

$$w_0 = (m_0 - m_d) / m_d \quad [\%] \quad (7.3)$$

m_0 hmotnost vzorku před zkouškou

m_d hmotnost vysušené zeminy

Změna čísla pórovitosti příslušící jednotlivým přitěžovacím kroků respektive zvoleným napětím aplikovaným na vzorek zeminy bylo spočítáno dle rovnice 7.4:

$$e = e_0 - (\Delta H / H_s) \quad (7.4)$$

ΔH změna výšky vzorku

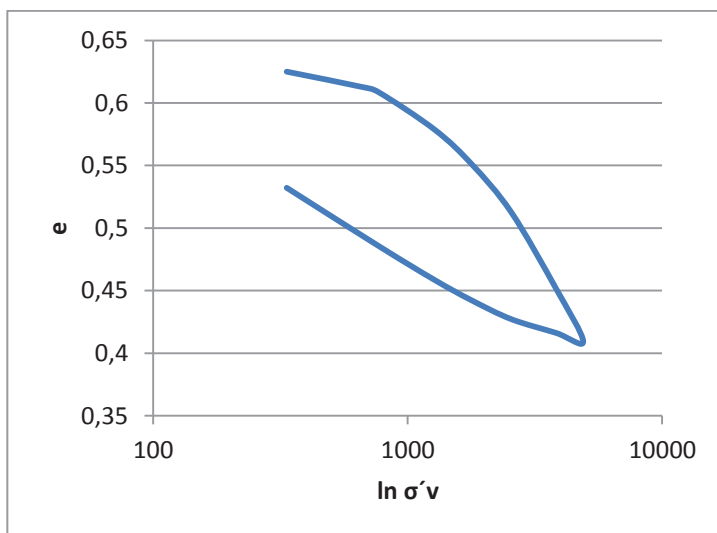
H_s výška skeletu vzorku

Výška skeletu vzorku H_s pak byla spočítána dle vztahu 7.5:

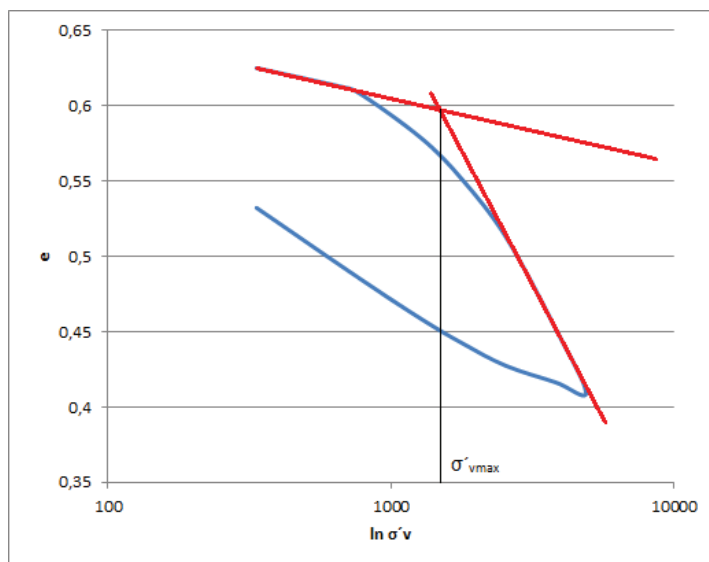
$$H_s = H_0 / (1 + e_0) \quad (7.5)$$

H_0 výška vzorku před zkouškou

Překonsolidační napětí, respektive zdánlivé překonsolidační napětí, bylo graficky stanoveno z přitěžovací větve eodometrické zkoušky, jejíž výsledek je patrný na obr. 7.3. Obrázek 7.4 představuje princip zjištění pseudo-překonsolidačního napětí (σ'_{vmax}), které bylo zmíněnou metodou stanoveno na hodnotu 2000 kPa.



Obr.7.3. Výsledky eodometrické zkoušky neporušeného vzorku jílu.



Obr. 7.4. Stanovení pseudo-překonsolidačního napětí.

KAPITOLA 8. ZPĚTNÁ NUMERICKÁ ANALÝZA ROZRÁŽKY R2

Výpočetní zpětná analýza rozrážky R2 byla provedena v geotechnickém softwaru *Plaxis 2D verze 2011.01* a *Plaxis 3D verze 2011.01*. Je tedy zřejmé, že analýza situace byla provedena pro dvojrozměrný a trojrozměrný případ. Výpočetní software *Plaxis* byl vyvinut holandskou společností nesoucí stejné jméno, jako její geotechnický software. Software je založen na metodě konečných prvků a umožňuje využití mnoha konstitučních modelů. Společnost *Plaxis* vyvíjí a dodává na trh celou řadu softwarových nástrojů určených zejména oborům stavebního inženýrství a inženýrské geologie (www.plaxis.nl).

Geotechnický software *Plaxis* se skládá ze tří základních procesorů, konkrétně preprocesoru INPUT, procesoru CALCULATIONS a v poslední řadě postprocesoru OUTPUT. Grafické prostředí softwaru je z pohledu uživatele jednoduché a většina důležitých funkcí je implementována přímo na pracovním panelu, což činí efektivitu práce značně rychlejší. Podrobnějšího nastavení jednotlivých funkcí, jež jsou umístěny v záložkách pracovního panelu, při zpracování jednoduchých řešení není třeba téměř využívat.

Každé řešení modelovaného problému počíná prací v preprocesoru INPUT. Ve zmíněném prostředí uživatel nastavuje nejprve rozměry budoucího pracovního prostředí spolu s nastavením základních délkových, silových a časových jednotek. Dále uživatel přistupuje k vytvoření základní geometrie prvku pomocí jednoduchých funkcí, které pracovní prostředí skýtá. Konkrétně tedy nastavení týkající se rozhraní modelované oblasti, umístění tunelů, geometrie svahu, implementace ostění, kotev atd. Dále je třeba nastavit materiálové parametry jednotlivým geologickým formacím, parametry zvoleného konstitučního vztahu a počáteční podmínky oblasti.

Samotná výpočetní fáze probíhá v procesoru CALCULATIONS, kde dochází k nastavení jednotlivých fází a k jejím bližším definicím. Uživatel disponuje možností nastavit pro každou fázi různé výpočetní a geometrické podmínky. Konkrétně se např. jedná o nastavení hladiny podzemní vody, exkavaci prostředí po částech (NRTM) a časovou aktivaci podpurných prvků dle uvážení uživatele atd. Uživatel je schopen pomocí CALCULATIONS provádět výpočty týkající se konsolidační analýzy, stupně stability apod.

Poslední součástí geotechnického softwaru je postprocesor OUTPUT, který uživateli slouží pro zobrazení výpočtů jednotlivých fází v grafické podobě. OUTPUT disponuje mnoha funkcemi, pomocí kterých je uživatel schopen provádět řezy libovolnými směry a zobrazovat příslušné hodnoty, konkrétně například sledovat vertikální či horizontálních posuny v prostředí nebo změny pórových tlaků apod. Dále OUTPUT umožňuje extrahovat data zvolených veličin, které mohou být využity

v běžných tabulkových procesorech. Output dále disponuje funkcí CURVES, která poslouží při tvorbě grafů prakticky všech výpočtových veličin, jako je zatížení vs. posun či výpočtový krok vs. posun atd. Samozřejmostí je i tvorba animací či slideshow, pomocí níž jsme schopni prezentovat vývoj výpočtových veličin souvisle v čase.

8.1. Volba konvergenčního měření

Před začátkem samotné numerické dvojrozměrné a trojrozměrné analýzy bylo třeba vybrat skutečnou hodnotu konvergenčního měření, respektive hodnotu horizontální a vertikální deformace masivu v rozrážce R2 a stanovit jejich vzájemný poměr. Podíl horizontální a vertikální deformace je totiž pro vyhodnocení numerické analýzy zásadní. Za tímto účelem byl vybrán konvergenční profil ve staničení 2,5 kolmé části rozrážky R2 (viz obr.3.3). Výchozí hodnota horizontální (směr 3-7) a vertikální (1.5) deformace činila 19,80 mm a 15,86 mm. Jejich vzájemný poměr tedy činí 1,2484. Jedná o odečet konvergenčního měření z data 16.1. 2003 (viz tab. 3.1). V době odečtu tohoto měření se čelba nacházela ve vzdálenosti 3,38 m od instalovaného konvergenčního profilu. Podle dostupných informací nevíme, zda po následující čtyři dny nedocházelo k ražbě zákruty v rovnoběžném směru s průzkumnou štolou nebo se čekalo se na ustálení rozvoje deformací. V případě, že by ražba zákruty probíhala, došlo by k ovlivnění vývoje deformací na měřeném konvergenčním profilu ražbou zákruty a tudíž další odečty jednotlivých měření by nebyly relevantní. Bylo tedy vybráno takové měření, u něhož předpokládáme, že se pozice čelby při odečtu deformací nacházela v kolmém směru na průzkumnou štolu, nikoliv v oblasti zákruty rozrážky R2. Detaily a podrobnější informace týkající se zvoleného konvergenčního profilu jsou k dispozici v kapitole 3. Principem celé prováděné analýzy je pak najít hodnotu součinitele K_0 , jež řídí rozložení deformací kolem výrubu rozrážky R2 respektive vzájemný poměr horizontální a vertikální deformace. Z uvedeného vyplývá, že změnou součinitele K_0 se snažíme přiblížit poměru 1,2484, tedy poměru skutečné horizontální a vertikální konvergence. V okamžiku, kdy dospějeme do takového stadia, můžeme zpětnou analýzu označit za dokončenou.

8.2. Parametry konstitučních modelů

Numerická simulace chování rozrážky R2 byla provedena za použití pokročilejší verze hypoplastického modelu, jenž byl obohacen o koncept intergarnuálních přetvoření. Tento konstituční vztah byl použit pro simulaci chování vrstvy brněnských jílu za účelem zpětné numerické analýzy. Zmíněný numerický model byl použit ve dvou verzích. Tyto konstituční vztahy budou v diplomové práci dále prezentovány jako MODEL_1 a MODEL_2. Model_1 je základní hypoplastický model vyvinutý Mašínem (2005). Model_2 (Mašín 2012) představuje upravenou verzi, která tvoří

mezičlánek pro vývoj modelu zohledňující anizotropii. V tomto modelu došlo k záměně původního parametru r , který kontroluje smykovou tuhost za parametr v , tedy Poissonovo číslo. Uvedené modely budou použity pro numerickou simulaci ve 2D, tak i 3D prostředí. Základní hypoplastický model byl vyvinut Mašínem (2005), který se též zabýval kalibrací jednotlivých parametrů modelu_1 a modelu_2 (Mašín 2012).

Tab. 8.1. Materiálové parametry modelu_1 a modelu_2.

parametr	model_1	parametr	model_2
ϕ_c	22	ϕ_c	22
p_t	1,00E-03	p_t	1,00E-03
λ^*	0,128	λ^*	0,128
κ^*	0,015	κ^*	0,015
N	1,51	N	1,51
r	0,45	v	0,33
m_R	16,75	m_R	20,4
m_T	8,375	m_T	10,2
R_{max}	1,00E-04	R_{max}	1,00E-04
λ_r	0,2	λ_r	0,2
χ	0,8	χ	0,8
K_w	1,00E+07	K_w	1,00E+07
e	0,83	e	0,83

Parametry z tabulky 8.1 byly kalibrovány Mašínem (2005 a 2012) na základě laboratorních výsledků pro brněnský tégl získaných svobodou (2010). Pro simulaci přirozeného kvartérního pokryvu, v našem případě se jedná o vrstvy spraše a jílovité hlíny, byl využit běžný konstituční model, konkrétně Mohr – Coulombuv model. V nadloží přírodních kvartérních vrstev situuje vrstva navážek, jejíž chování bylo simulováno taktéž pomocí M-C modelu. Hodnoty materiálových parametrů výše zmíněného konstitučního vztahu simulující chování kvarterních a antropogenních vrstev nejsou v případě prováděné analýzy rozhodující. Důležitým faktorem, jež ovlivňuje napjatostní poměry v místě rozrážky R2 je mocnost nadložních vrstev, konkrétně objemová tíha zeminy nacházející se nad výrubem rozrážky. Vertikální geostatické napětí je totiž funkcí objemové tíhy a výšky mocnosti vrstev zeminy.

Následující tabulka 8.2 udává hodnoty materiálových parametrů kvartérních a antropogenních vrstev pro M-C model. Všechna data uváděná v tabulce 8.2 byla převzata z tabulek geotechnických vlastností horniny nacházejících se v úseku VMO. Tabulky geotechnických vlastností hornin byly vypracovány firmou GEOTest a.s. Prezentované parametry využil také Svoboda (2010) při tvorbě jeho disertační práce.

Tab.8.2. Materiálové parametry Mohr – Coulumbova modelu pro kvartérní a antropogenní vrstvy (GEOTest a.s.)

zemina	ϕ ($^{\circ}$)	c (kPa)	ψ ($^{\circ}$)	E (Mpa)	ν
navážka	20	10	4	10	0,35
sprašová hlína	28	2	2	45	0,4
jílovitá hlína	15	18	1	50	0,4

8.3. Zpětná numerická 2D analýza rozrážky R2

Jak již bylo zmíněno, numerická simulace rozrážky R2 byla provedena v geotechnickém softwaru Plaxis (viz výše), přičemž v rámci zachování jednoduchosti a logičnosti jsou následující podkapitoly, které se zabývají samotnou numerickou analýzou, členěny na základě hierarchie softwaru Plaxis, ten se skládá ze tří procesorů, konkrétně preprocesoru Input, procesoru Calculations a postprocesoru Output.

8.3.1. Plaxis Input

Prvním krokem byla definice rozhraní studované oblasti, tedy vykreslení zájmové plochy pomocí nástroje „geometry line“. Výsledná plocha zaujímala obdélníkový tvar s rozměry stran 20 x 40 m.

Rozrážka R2 byla vygenerována pomocí nástroje „tunnel“, kde je třeba zadat patřičné hodnoty požadovaným parametrům, konkrétně tedy průměr rozrážky 1,9 m. V případě přítomnosti podpůrné výztuže či ostění je potřeba zadat i tuto skutečnost, avšak rozrážka R2 byla opatřena pouze pasivní důlní výztuží, tudíž tato volba nebyla potřebná.

Dále následovala fáze rozvrstvení jednotlivých geologických sledů, tedy definice kvartérních a terciálních vrstev do modelovaného prostředí, jež je tvořeno obdélníkovou hranicí disponující delší stranou s rozměrem 40 m a kratší stranou s délkou 20 m. Podrobné informace, jež poskytly základní představu o geologickém profilu v místě zájmu, byly získány na základě studie strukturního vrtu JM

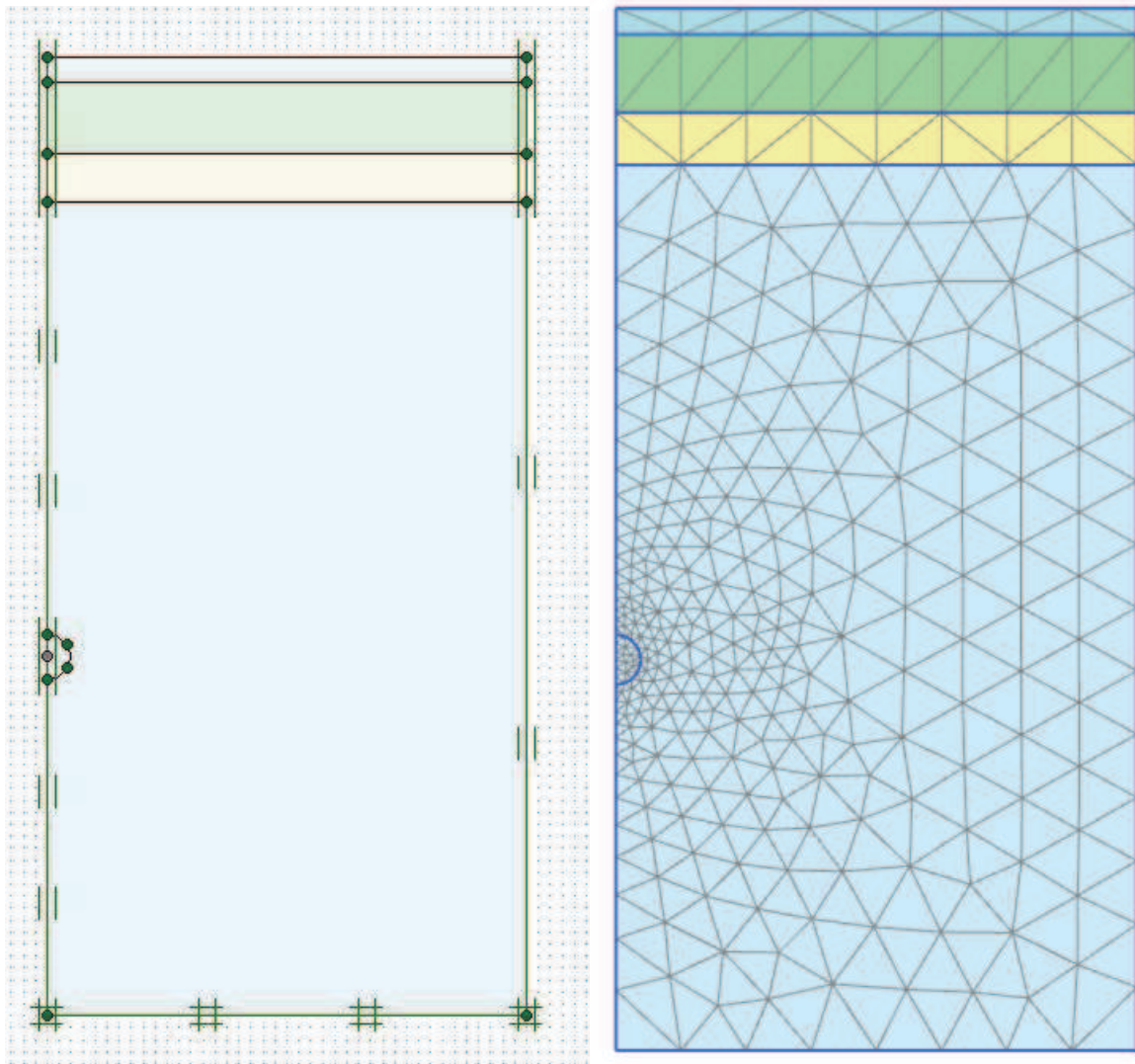
1024 umístěného v blízkosti rozrážky R2. Informace týkající se vrtu JM 1024 byly součástí dokumentace společnosti GEOTest a.s., která tento vrt realizovala. Nástrojem „line“ pak byly jednotlivé vrstvy vkresleny do výše zmíněné oblasti.

Tab.8.3. Geologické rozvrstvení v místě rozrážky R2.

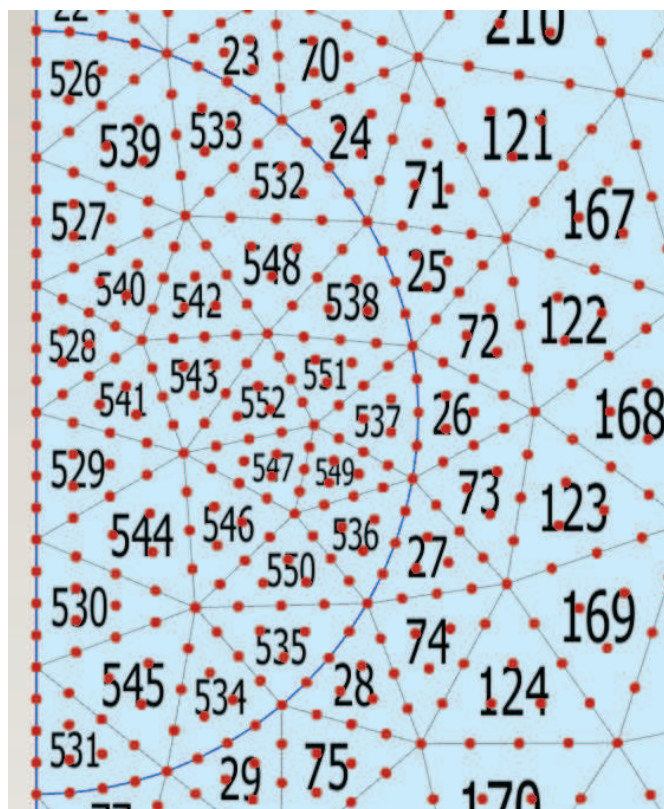
Hloubka (m)	vrstva
0 – 1	Navážka
1 – 4	Sprašová hlína
4 – 6	Jílovitá hlína
6 - 60	Jíl „tégel“

Po dokončení tvorby geometrie problémové oblasti bylo nutno vytvořit jednotlivé geomateriály a přiřadit je daným hloubkovým rozhraním. Funkce „materials“ skýtá možnosti vygenerování zmíněných materiálů v závislosti na volbě konstitučního modelu, přičemž v tomto kroku došlo k přiřazení materiálových parametrů jednotlivým geologickým vrstvám. V nabídce funkce „materials“ bylo dále nutno nastavit hodnotu zemního tlaku v klidu, tedy hodnotu součinitele K_0 , přičemž tato hodnota byla ponechána jako automatická. Jak již bylo řečeno, kvarterní a antropogenní vrstvy byly simulovány M-C modelem, protože tyto zmíněné vrstvy nemají vliv na deformační chování v oblasti rozrážky a tento konstituční model je pro simulaci dostačující (Svoboda 2010). V průběhu zpětné analýzy již do zásahu materiálových parametrů, konkrétně změny hodnoty součinitele K_0 u kvartérních nadložních vrstev brněnského téglu, nedocházelo.

Základní síť byla vytvořena funkcí „generate mesh“, přičemž defaultní verze síť je velmi málo zahuštěna. Z tohoto důvodu bylo přistoupeno k dozahuštění síť v okolí výrubu rozrážky, protože právě v těchto místech dochází k největším deformacím. Výslednou trojúhelníkovou síť tvoří 600 elementů, přičemž každý element disponuje několika uzly, v našem případě jeden element čítá 15 uzlů. Počáteční podmínky oblasti jsou vygenerovány pomocí funkce „standart fixities“ a na obr. 8.1 jsou znázorněny jako zelené linie podél hranic oblasti s dodatečnými dvěma liniemi v oblasti začátku a konců geometrie.



Obr. 8.1. Výsledná geometrie problému (vlevo) a vygenerovaná síť s evidentním dozahuštěním v oblasti rozřázky (vpravo).



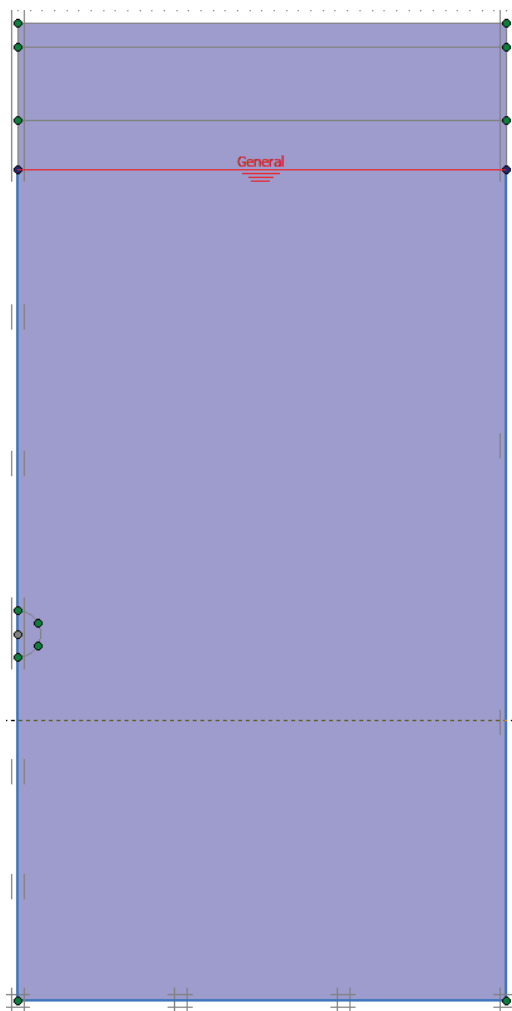
Obr. 8.2. Detail jednotlivých elementů sítě v oblasti rozrážky R2, hodnota uvnitř elementu udává pořadí elementu a červeně vyplněné kruhy znázorňují uzly segmentů.

8.3.2. Plaxis Calculations

Samotná výpočetní událost se dále realizuje v procesoru Plaxis Calculations, kde probíhá zásadní nastavení počtu jednotlivých fází simulace a jejich detailnější definice. Zvolená strategie výpočetního procesu musí být co nejlépe vystihovat skutečný problém, v opačném případě budou hledané hodnoty značně nereprezentativní.

V případě řešení ražby rozrážky R2 bylo využito třech fází, konkrétně počáteční fáze (initial phase), první fáze (phase 1) a fáze druhé (phase 2). Počáteční fáze představuje nastavení problematiky ještě před samotným zásahem do horninového prostředí. V tomto výpočtovém kroku je nutno nastavit výpočetní metodu, kterou vygenerujeme počáteční napjatost masivu. Plaxis Calculations nabízí dvě základní metody pro výpočet počáteční napjatosti – „K0 procedure“ a „gravity loading“. Druhá volba se využívá v případě, že je povrch terénu nerovný, konkrétně např. pro řešení stabilitní otázky svahu. „Gravity loading“ tedy generuje počáteční napětí pouze v závislosti na objemové tíze zeminy a mocnosti daných vrstev. V našem případě bylo využito metody „K0 procedure“, jelikož povrch je modelovaný jako horizontálně vrstevnatý. Zmíněná metoda využívá pro výpočet efektivního laterálního napětí hodnoty napětí efektivního vertikálního a hodnoty součinitele zemního tlaku v klidu.

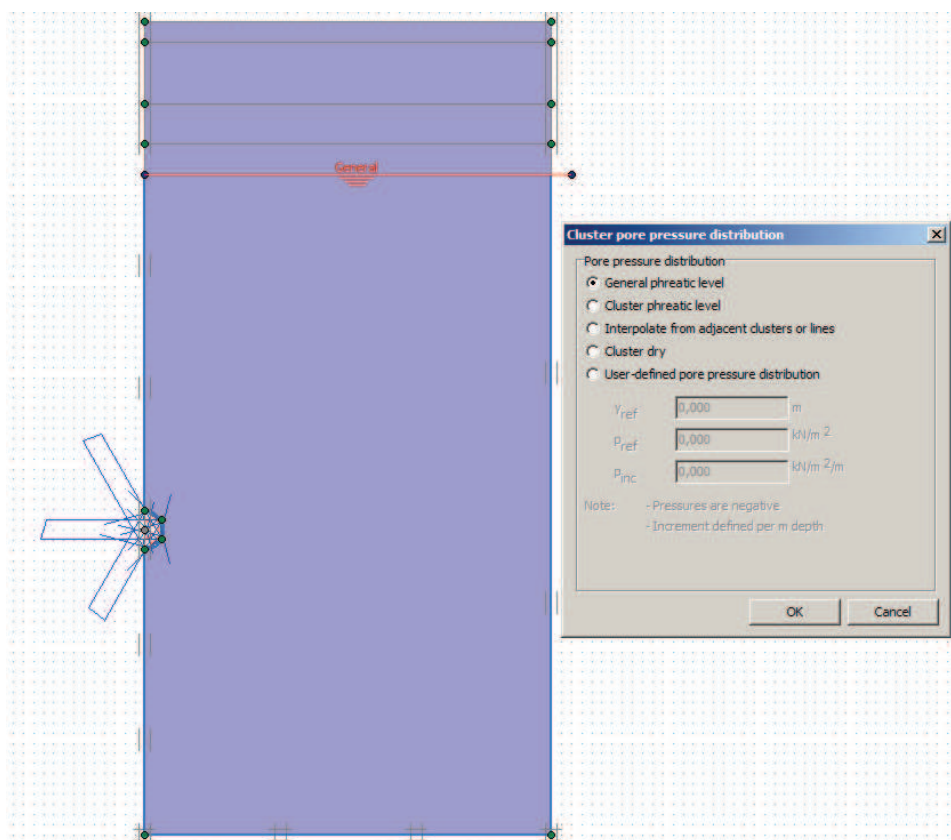
Pomocí volby „define“ nastavíme další aspekty nutné pro výpočet, konkrétně hladinu podzemní vody volbou „water conditions“. Hladina podzemní vody je vázána na polohy kvarterních vrstev, tedy pak její hladina byla nastavena na rozhraní vrstvy terciérních jíílů a jílovitých hlín do hloubky 6m (viz tab. 8.3) pod povrch terénu.



Obr. 8.3. Počáteční fáze řešení rozrážky R2.

Na počáteční fázi navazuje fáze 1, kde již dochází k simulaci ražby rozrážky R2. Stejně jako u počáteční fáze je nutno nastavit kalkulační metodu, jež bude řídit výpočetní proces. V případě prezentované fáze 1 byla zvolena metoda „plastic calculation type“, která je charakterizována jako krátkodobá deformační analýza s uvažováním neodvodněných podmínek, tedy metoda vystihující chování řešeného prostředí. Fáze 1 reprezentuje situaci již proběhlých prekonvergenzí na budoucím konvergenčním profilu umístěným ve staničení 2,5 m rozrážky, jež jsou způsobené vlivem postupu čela směrem do horninového prostředí k měřicímu profilu. Za tímto účelem je třeba dále nadefinovat volbou „define“ ražbu prostředí rozrážky a ponechat oblast výrubu nasycenou, čímž docílíme stejného

chování prostředí, jež se nachází před čelbou rozrážky. Efekt prekonvergenčí lze simulovat „metodou redukce napětí“, jež je softwaru Plaxis využívána pod názvem λ metoda (viz kap. 5.7). Ražbou rozrážky R2 docílíme rozvinu deformací, které jsou ovšem následně redukovány faktorem λ , tedy redukuje uzlové síly v okolí výrubu rozrážky a tím docílíme pouze určité hodnoty deformací (prekonvergenčí) z maximálně možných deformací horninového masivu. Pro první fázi byla využita hodnota faktoru λ dosahující 0,5 (Svoboda a Mašín 2011). Tudiž předpokládáme, že určitá hodnota veškerých deformací již proběhla před samotným čelem rozrážky R2. Zjednodušeně řečeno, fázi 1 docílíme průběhu prekonvergenčí a pozice skutečné čelby se po ukončení výpočtu nachází v místě konvergenčního měřicího profilu.



Obr. 8.4. Fáze 1 a exkavace rozrážky – řešení prekonvergenčí.

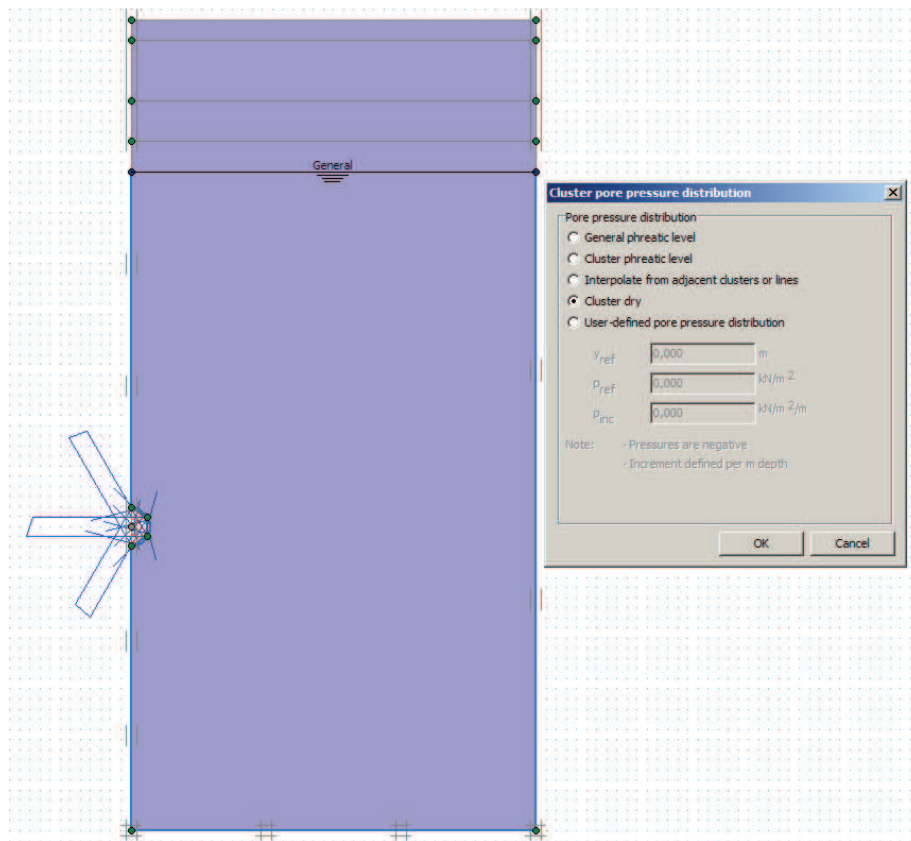
Fáze 2 simuluje postup čelby rozrážky směrem od konvergenčního profilu dále do masivu. Deformace vzniklé v této fázi odpovídají deformacím způsobeným relaxací horninového masivu. Respektive deformacím, které vznikají postupem čelby dále od měřicího profilu. V této fázi došlo pouze k odtěžení vody z výrubu pomocí funkce „define“ a následné volby „cluster dry“. Je tomu tak z důvodu, že odtěžení nemůže probíhat ve výrubu, který je vyplněn vodou. V opačném případě by simulovaná situace nebyla relevantní a doběh deformací masivu by byl oproti skutečnosti podstatně

menší, protože voda by ve výrubu plnila funkci pažení. Výpočetní metoda využitá v druhé fázi procesu byla totožná s kalkulační metodou fáze první, jednalo se tedy o plastickou analýzu.

I ve fázi 2 bylo též nutno využít „metody redukce napětí“. Hodnota faktoru λ byla nastavena tak, aby výsledné konvergence získané 2D analýzou byly v rovnosti s hodnotami deformací získanými měřeními na konvergenčním profilu.

Důležitým krokem, jež výrazně ovlivňuje výsledné hodnoty deformací simulovaných softwarem Plaxis, je volba funkce „reset displacement to zero“. Tímto krokem docílíme vynulování posunů uzlových bodů simulovaného masivu, respektive deformací proběhlých ve fázi 1, čímž docílíme efektu osazení skutečného konvergenčního měřicího profilu a zjednodušeně řečeno začínáme vyhodnocovat vzniklé deformace od hodnoty 0. V případě, že by volba „reset displacement to zero“ nebyla brána v úvahu, výsledné konvergence by se jevily jako nadhodnocené. Hodnota konvergenčí ve fázi 2, tedy konvergenčí naměřených na skutečném konvergenčním profilu, by byla navýšena o velikost deformací vypočtených ve fázi 1, jež představují deformace ztracené, tedy deformace vzniklé před čelem rozrážky, které ve skutečnosti nebyly zachyceny. Je třeba si uvědomit, že skutečné deformace, které byly při 2D simulaci využívány, jsou deformace měřené na konvergenčním profilu od hodnoty 0 a vliv překonvergence nebyla ve skutečnosti brána v potaz.

Pro ladění výsledné hodnoty součinitele tlaku v klidu K_0 bylo využito poměru horizontálních a vertikálních skutečných naměřených deformací. Cílem bylo tedy dosáhnout rovnosti poměru deformací vypočítaných softwarem Plaxis s poměrem skutečných deformací. Zmíněného efektu bylo docíleno za pomoci změn hodnot součinitele K_0 , tedy metody „pokus omyl“. Pro změnu hodnoty součinitele K_0 bylo nutno přepnout z Plaxis calculation na preprocessor Plaxis input a hodnotu definovat v funkci „materials“, následně opět došlo k návratu do Plaxis calculation a znovu přepočítání všech fází. V případě, že bylo dosaženo rovnosti těchto dvou poměrů, byla analýza pokládána za dokončenou.

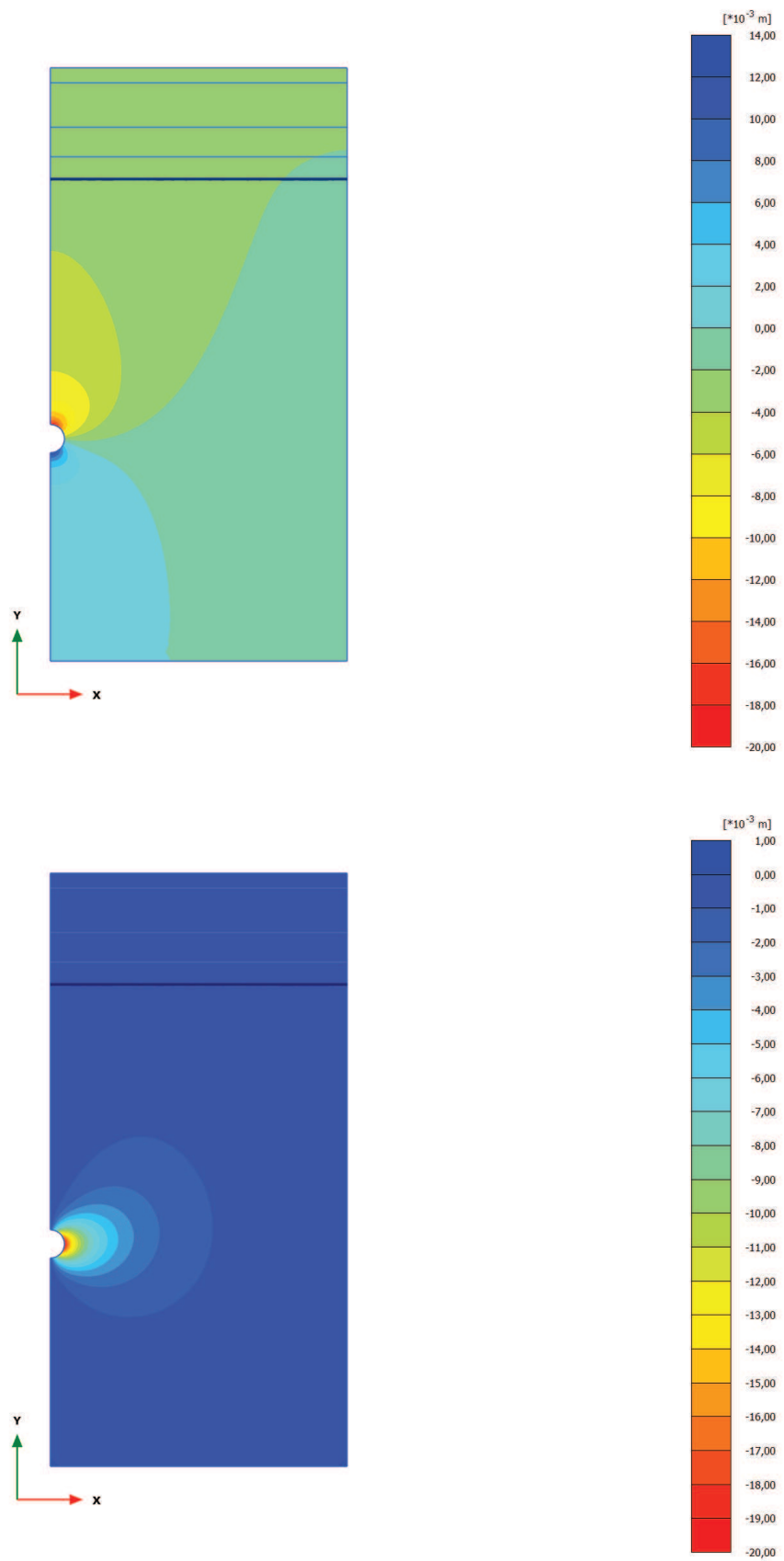


Obr. 8.5. Fáze 2 s výrubem rozrážky R2 a odebráním vody z výrubu – řešení postupu čelby od konvergenčního profilu.

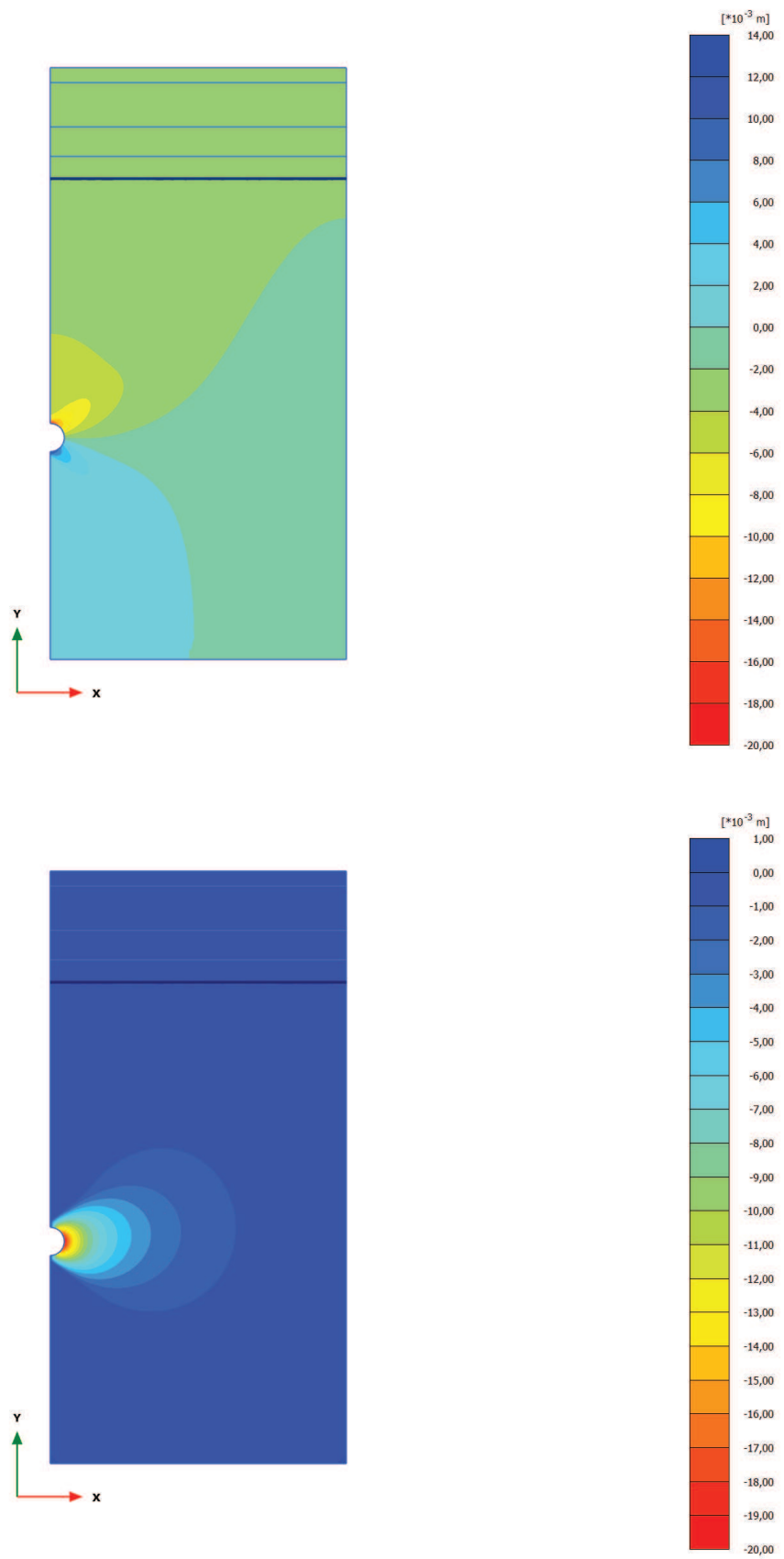
8.3.3. Plaxis Output a dílčí prezentace výsledků

Postprocessor Output posloužil k vyhodnocení změn horizontálních a vertikálních deformací, jež se vyvíjely v závislosti na zvolené hodnotě faktoru λ , pomocí něhož jsme řídili velikost vzniklých deformací. V závislosti na zvolené hodnotě součinitele K_0 jsme určovali poměr vzniklých deformací, jež byl též kontrolován v prostředí postprocesoru. Hodnota skutečné konvergence, na jejímž základě docházelo k vyladění jednotlivých simulovaných deformací, byla použita hodnota skutečného konvergenčního měření z data 16. 1. 2003, přičemž hodnota horizontální deformace činila 19,80 mm a hodnota vertikální deformace dosahovala 15,86 mm a jejich vzájemný poměr činil 1,2484 (Pavlík 2003).

Níže prezentované obrázky 8.6 a 8.7 představují výstupy postprocesoru Output a znázorňují rozšíření horizontálních a vertikálních deformací v oblasti jílovitého masivu za použití modelu_1 a modelu_2 při jejich výsledných hodnotách součinitele K_0 a konečných hodnotách faktoru λ .



Obr. 8.6. Rozložení vertikálních deformací (nahore) a horizontálních deformací (dole) modelu_1.



Obr. 8.7. Rozložení vertikálních deformací (nahore) a horizontálních deformací (dole) modelu_2.

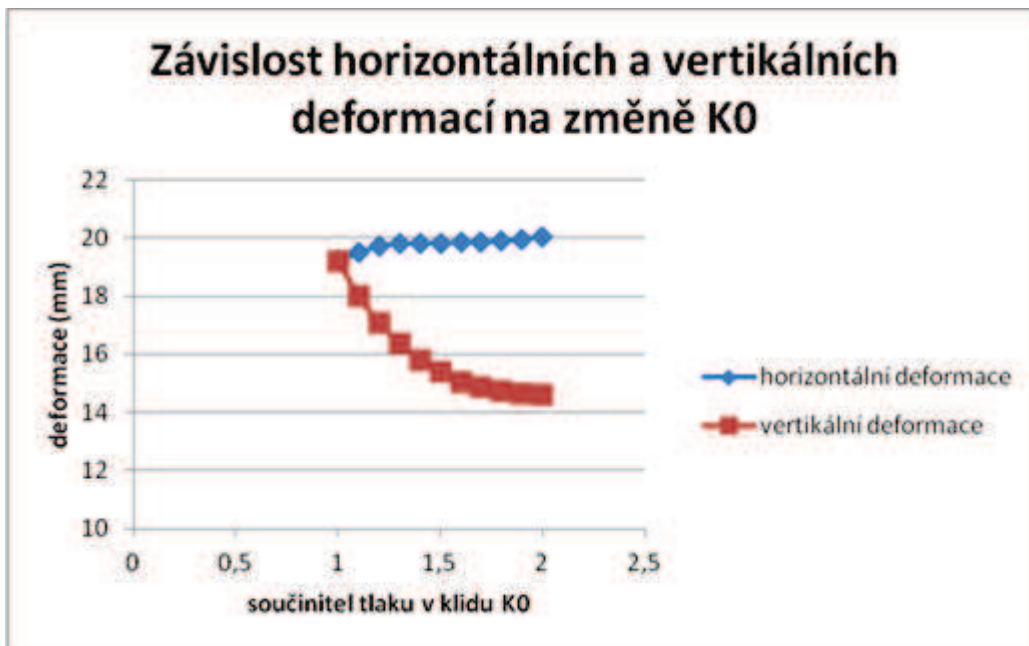
Následující tabulka 8.4 shrnuje výsledné hodnoty 2D zpětné numerické analýzy, kde označení „km“ označuje skutečné konvergenční měření a zkratka „pl“ značí simulaci Plaxisu. MODEL_1 vyhodnotil pro danou situaci hodnotu součinitele K_0 jako je menší s hodnotou 1,37, přičemž novější MODEL_2 disponoval hodnotou $K_0 = 2,35$. Tento fakt lze vysvětlit absencí indukované anizotropie u modelu_2.

Tab.8.4. Výsledky 2D analýzy s využitím modelu_1 a modelu_2.

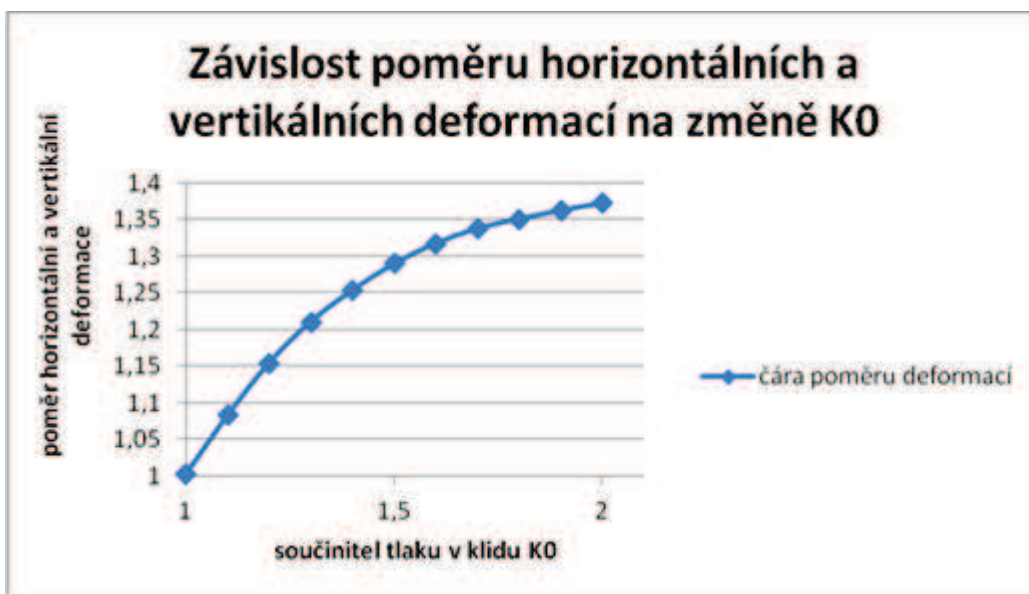
materiálový model	model_1	model_2
K0	1,37	2,35
Faktor λ_1	0,5	0,5
Faktor λ_2	0,17	0,19
H_def_km (mm)	19,8	19,8
V_def_km (mm)	15,86	15,86
poměr H_def_km / V_def_km	1,2484	1,2484
H_def_pl (mm)	19,82	19,68
V_def_pl (mm)	15,355	15,91
poměr H_def_pl / V_def_pl	1,2478	1,2369

V kapitole 4 bylo zmíněno, že součinitel zemního tlaku v klidu významně ovlivňuje rozložení deformací okolo tunelového díla, respektive řídí poměry horizontálních a vertikálních deformací. Za účelem prezentace tohoto jevu byly vypracovány grafy závislosti poměrů horizontálních a vertikálních posunů v rozrážce R2 v závislosti na rostoucí hodnotě součinitele K_0 . Níže uvedené obrázky 8.8 a 8.9 byly vypracovány na základě 2D numerické analýzy modelu_1 a modelu_2.

Obrázky 8.8 a 8.9 vystihují situaci simulovanou modelem_1, přičemž obr. 8.8 znázorňuje vývoj horizontální a vertikální deformace rozrážky v závislosti na změně součinitele K_0 . Jako výchozí hodnota faktoru λ byla využita jeho hodnota konečná ve fázi 2, tedy hodnota $\lambda_2 = 0,17$, při níž došlo k navyšování součinitele K_0 z hodnoty 1 do hodnoty 2. Z obr. 8.8 je zřejmé, že s rostoucí hodnotou součinitele K_0 dochází k pozvolnému nárůstu horizontální deformace rozrážky, zatímco vertikální deformace charakterizuje rychlý pokles do stadia jejich pozvolného ustálení, jež zhruba nastává při hodnotě součinitele K_0 rovnající se 1,5. Obrázek 8.9 dále představuje samotnou změnu poměru deformace v závislosti na hodnotách součinitele K_0 , jež nabývá hodnot od 1 do 2,5.



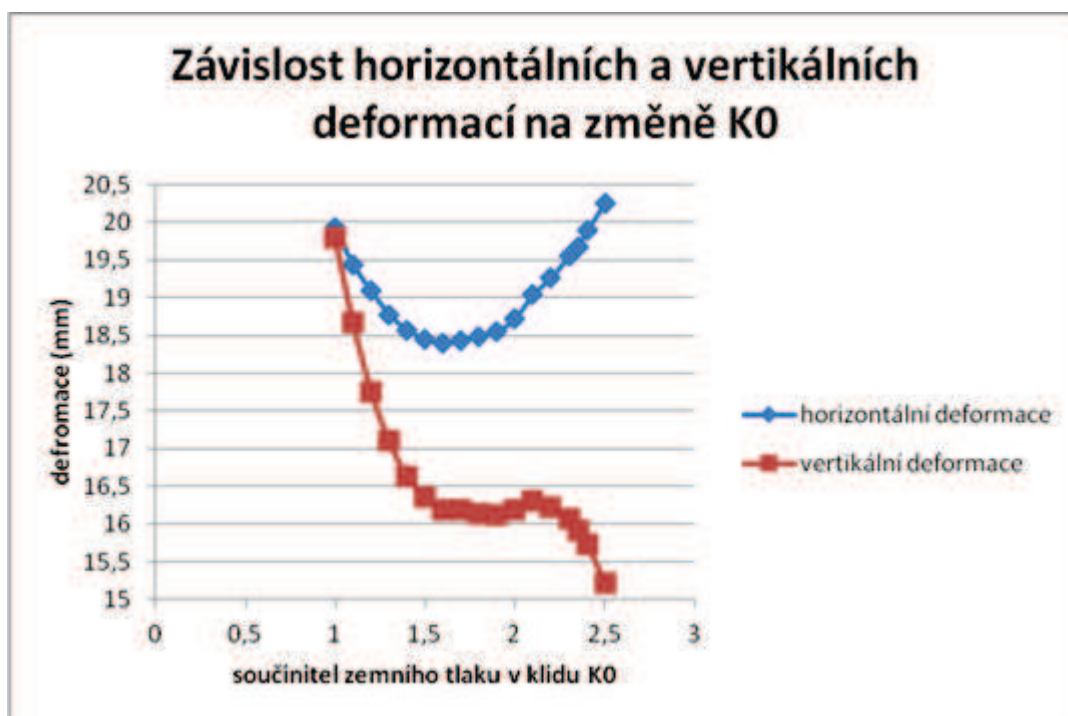
Obr. 8.8. Vývoj horizontálních a vertikálních deformací v závislosti na změně součinitele K0 (model_1)



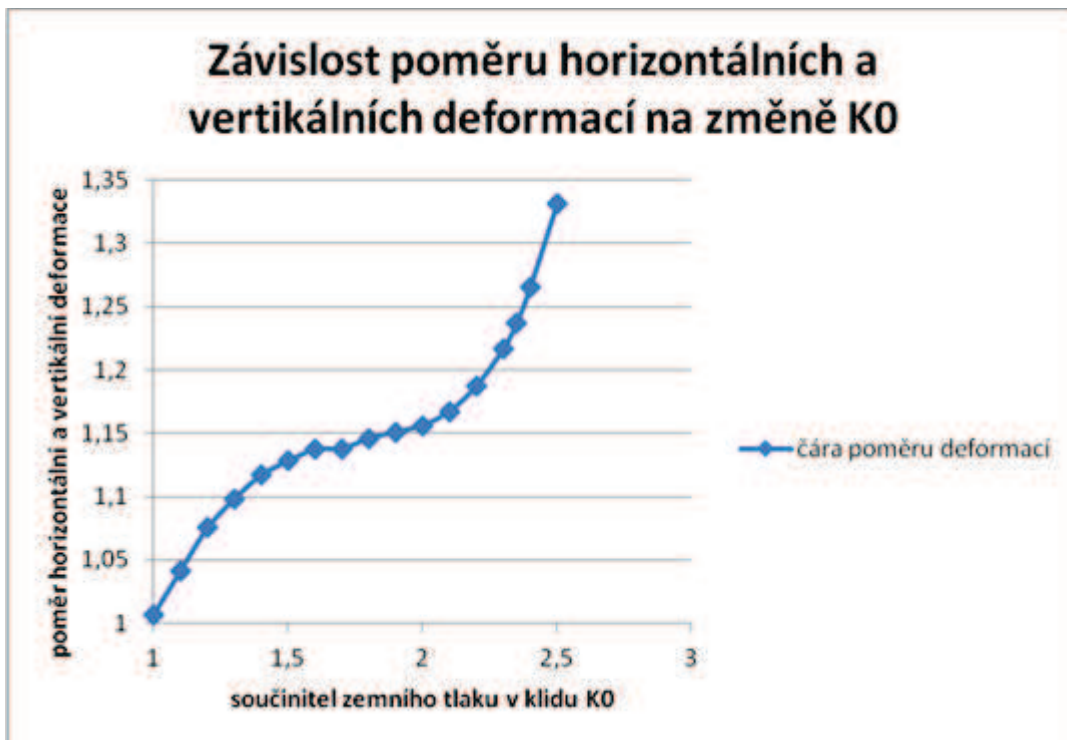
Obr. 8.9. Závislost poměru horizontálních a vertikálních deformací v závislosti na součiniteli K0 (model_1).

Totožná analýza byla provedena také za použití modelu_2, kde se též potvrdil fakt, že se zvýšením hodnoty součinitele K0 dochází ke změně poměru horizontální a vertikální deformace. Jako výchozí hodnota faktoru λ , při níž došlo k navyšování hodnoty součinitele K0, byla použita jeho konečná hodnota v druhé fázi, konkrétně tedy $\lambda_2 = 0,19$. Volba hodnoty faktoru λ ovlivňuje pouze velikost simulovaných deformací a na jejich vzájemný poměr nemá vliv. Dále pak rozmezí prezentovaných

hodnot součinitele K_0 nabývalo hodnot od 1 do 2,5. Obr. 8.10 interpretuje vývoj horizontální a vertikální deformace, který ovšem nebyl totožný s vývojem deformací simulovaných modelem_1. Obr. 8.11 pak poukazuje na samotný rozvoj poměru deformací v závislosti na hodnotě součinitele K_0 . V obou prezentovaných případech však došlo k navyšování poměru horizontální a vertikální deformace se zvyšujícím se součinitelem tlaku v klidu K_0 .



Obr. 8.10. Vývoj horizontálních a vertikálních deformací v závislosti na změně součinitele K_0 (model_2)



Obr. 8.11. Závislost poměru horizontálních a vertikálních deformací v závislosti na součiniteli K0 (model_2)

8.4. Zpětná numerická 3D analýza rozrážky R2

Exkavace rozrážky R2 byla mimo jiné podrobena též analýze zohledňující vliv třetího rozměru, tedy analýze zohledňující celé 3D prostředí ražby. 3D simulace dovoluje řešiteli simulovat přesnou pozici čelby od měřicího konvergenčního profilu, což poskytuje jasnější a ucelenější představu o zadaném problému. Výhoda tkví především v absenci faktoru λ , jež v 2D prostředí simuluje trojrozměrný efekt ražby. Velikost vzniklých deformací se ovšem v 3D prostředí nedá kontrolovat, respektive hodnoty vzniklých deformací lze ovlivnit změnou parametrů konstitučního modelu, nikoli však volbou jediného faktoru. 3D prostředí dále dovoluje sledovat vývoj prekonvergenčí, tedy deformací odehrávajících se v předpolí čelby rozrážky. 3D analýza představuje časově a po technické stránce náročný proces, nicméně za použití kvalitně kalibrovaného modelu je 3D analýza podstatně reprezentativnější než analýza dvourozměrná.

Následující podkapitoly zabývající se 3D řešením rozrážky R2 budou opět členěny na základě hierarchické stavby softwaru Plaxis 3D. Pracovní prostředí 3D Plaxisu se v zásadě od Plaxisu 2D výrazně neodlišuje. Jednotlivé funkce programu jsou zachovány, ale uživatelé jsou předkládány v odlišné formě týkající se rozložení pracovního grafického prostředí. Plaxis 3D je členěn do základních dvou částí. První část je tvořena Plaxisem input a calculations, jež spolu tvoří jeden

společný celek (dále jen Plaxis input). Dále pak následuje Plaxis postprocessor output, jenž slouží pro kontrolu a řešení výstupů a výsledků.

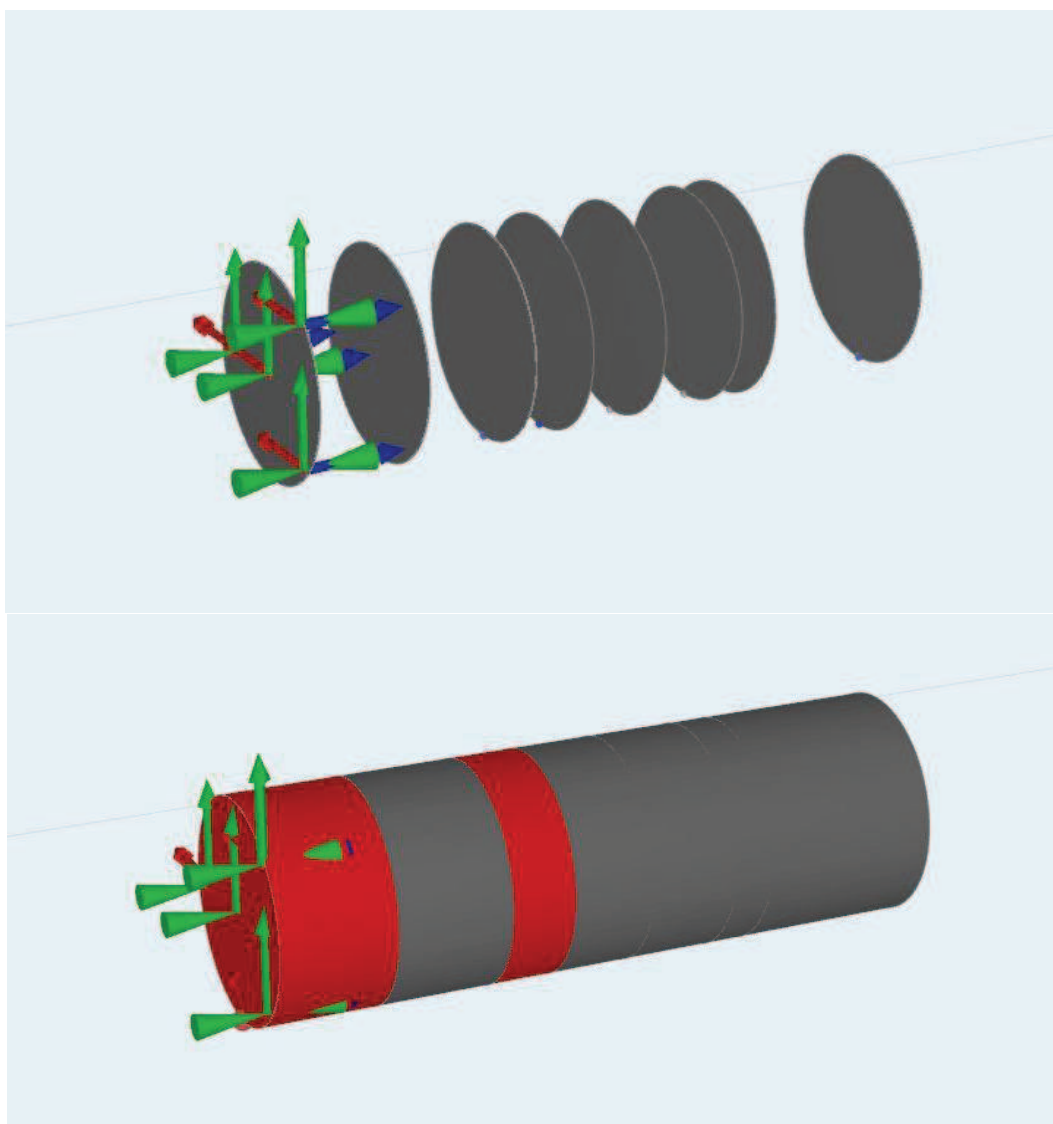
8.4.1. Plaxis input

Geometrie simulovaného prostředí byla vykreslena nástrojem „create line“, přičemž jej můžeme charakterizovat jako těleso kvádrovitého tvaru. Rozměry studované oblasti disponují šířkou 30 m (souřadnice x), výškou 30 m (souřadnice z) a hloubkou 45 m (souřadnice y).

Dále bylo třeba nadefinovat jednotlivé geologické vrstvy pomocí funkce „create borehole“, kterou vygenerujeme imaginární umělý vrt a přiřadíme patřičná hloubková rozhraní daným geologickým vrstvám. Plaxis 3D dokáže aproximovat data na základě implementace dvou či více vrtů. Jinými slovy lze vytvořit hranici jednotlivých vrstev jako nerovnou, čímž dochází k reálnější simulaci problému. Ovšem v případě řešení rozrážky R2 nebylo této možnosti využito, jelikož nebylo získáno potřebných informací a geologické sledy byly implementovány na základě informací ze strukturního vrtu JM 1024, který byl realizován firmou GEOTest a.s., a jednotlivé hranice byly modelovány jako vodorovné. Hloubková rozhraní patřičných vrstev je možno vysledovat v tabulce 8.3. Funkcí „materials“ dále přiřadíme geologickému sledu patřičný materiálový model, konkrétně M-C model antropogením a kvartérním pokryvům a model hypoplastický vrstvě terciárního jílu. Parametry, jež využívá model Mohr–Coulumbuv lze vysledovat v tabulce 8.2, přičemž pak materiálové parametry modelu hypoplastického znázorňuje tabulka 8.1. 3D simulace bude též vyhotovena za použití modelu_1 a modelu_2.

Vytvoření tunelového díla, v našem případě průzkumné rozrážky, je 3D prostředí podstatně složitější. Ztvárnění rozrážky bylo vytvořeno pomocí třech základních funkcí, konkrétně tedy funkcí „polycurve“, „create array“ a „extrude object“. První funkcí docílíme vytvoření kruhu, jehož průměr odpovídá průměru rozrážky R2 (1,9 m) a jehož nejnižší bod ztvárňuje počvu modelované rozrážky, tedy bod disponující souřadnicemi $x=15$ m, $y=15$ m a $z=-26$ m. Funkcí „create array“ kopírujeme jednotlivé kruhy do libovolné směru a vzdálenosti, tedy celkové délky rozrážky čítající cca 5 m, přičemž vzdálenost jednotlivých kruhů simuluje exkavaci jednoho záběru rozrážky R2. Respektive vzdálenosti čelby od měřicího konvergenčního profilu, přičemž číselné délkové hodnoty jednotlivých záběrů byly převzaty z tabulky 3.1, jenž interpretuje jednotlivá konvergenční měření, dobu odečtu deformací a vzdálenost čelby od konvergenčního profilu. Označením příslušného kruhu a funkcí „extrude object“ vytvoříme povrch rozrážky do vzdálenosti navazujícího sousedního kruhu. Znovu označením kruhu a volbou „create surface“ docílíme vytvoření povrchu vyplňující roviny kruhu. Simulovaná rozrážka R2 je tedy sestavena z několika segmentů, jejichž délka odpovídá délce jednoho

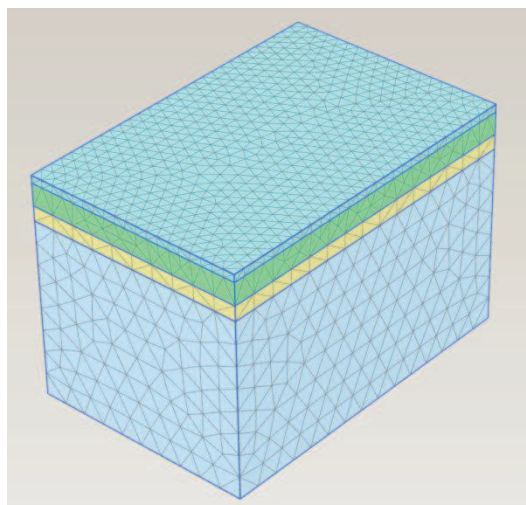
záběru a vytvořené kruhy simulují hranice jednotlivých segmentů. Pro reprezentativnější představu tvorby rozrážky lze využít obrázek 8.12. Horní část obrázku ztvárňuje vytvoření zmiňovaných kruhů, jejichž obsah ztvárněn šedou barvou simuluje povrchy („surface“) jednotlivých kruhů. Tento krok je důležitý z hlediska nafázování jednotlivých záběrů těžby. V opačném případě, tedy absenci prezentovaných kruhů s vytvořeným povrchem, bychom nebyli schopni jednotlivé záběry realizovat. Dolní část obrázku pak charakterizuje dovytvoření pláště rozrážky, který byl realizován označením daných kruhů a funkcí „extrude object“ jsme docílili vytvoření celkového povrchu rozrážky R2. Zelené šipky viditelné na prvním kruhu, tedy počátku ražby, plní funkci omezení posunu ve směru ražby a to pouze v první fázi záběru. Důvodem je fakt, aby bylo zamezeno tlačení zeminy směrem do rozrážky ve směru ražby. Rozrážka R2 byla ve skutečnosti realizována z průzkumné štoly IIB, jejíž ostění těmito deformacím zamezuje.



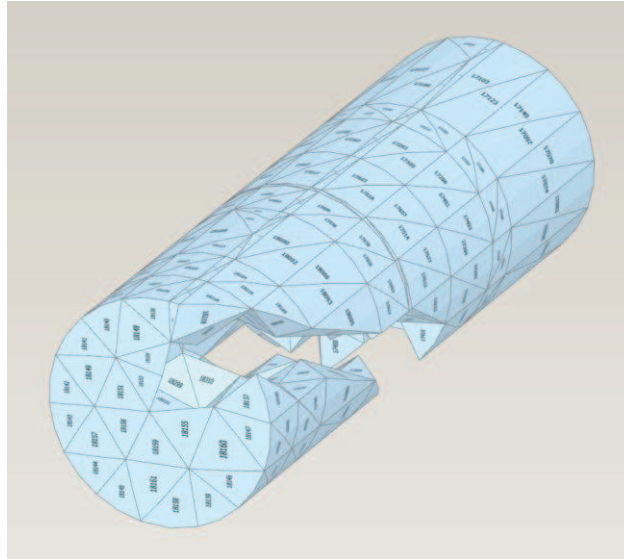
Obr. 8.12. Tvorba povrchu rozrážky a samotných segmentů těžby.

Prvotním záměrem ovšem bylo vymodelovat rozrážku zalomenou, tak jak odpovídá skutečnosti. Vymodelovaná rozrážka reprezentuje kolmou raženou část z průzkumné štoly IIB. Na ni by ovšem měla navazovat část ražená v rovnoběžném směru se zmíněnou průzkumnou štolou. Z důvodu složitosti provedení bylo však od tohoto záměru opuštěno. Vnější styk obou částí rozrážky byl ve skutečnosti realizován jako oblý, nikoli se nejednalo o hranici zalomenou se svírajícím úhlem 90^0 (obr. 3.3). Tento fakt lze vyřešit překladem jednotlivých segmentů, avšak ani tímto trikem by nebylo docíleno požadovaného zcela zaobleného efektu zákruty rozrážky. Výše uvedený postup byl realizován, ovšem při následném vygenerování základní sítě si software nemohl poradit s efektem překladu jednotlivých segmentů a tvorba sítě v celém rozsahu rozrážky nebyla vykonána. Zaoblení rozrážky bylo též konzultováno s pracovníky společnosti SUDOP Praha a.s., konkrétně Ing. Janem Ježkem, který sdělil, že v praxi se překladu segmentů nevyužívá a styky jednotlivých segmentů se modelují jako pravoúhlé. Zalomená část rozrážky nebyla realizována především z důvodu, že pravoúhlý roh rozrážky R2 by nereprezentoval reálnou situaci a dále z důvodu, jenž je popsán v kap. 8.1. Tedy ražbou zákruty rozrážky by došlo k negativnímu ovlivnění vývoje deformací a následný odečet by nebyl považován za relevantní.

Po vytvoření struktury rozrážky R2 bylo nutno celému prostředí přiřadit trojúhelníkovou síť funkcí „generate mesh“. Plaxis 3D nabízí pět základních stupňů hustoty sítě – „very coarse“, „coarse“, „medium“, „fine“ a „very fine“. Zpětná numerická 3D analýza probíhala za použití trojúhelníkové sítě typu „medium“, která v prezentovaném prostředí čítala bezmála 18600 elementů. Vliv hustoty sítě na predikce konstitučního modelu budou shrnuty v navazující kapitole. Z obrázku 8.13 je patrná vygenerovaná „medium“ síť. Obrázek x pak ztvárňuje detail sítě samotné rozrážky s čísly jednotlivých elementů sítě.



Obr. 8.13. Vygenerovaná „medium“ trojúhelníková síť.



Obr. 8.14. Detail zahuštění rozrážky R2.

Jak již bylo řečeno, výhodou 3D analýzy je fakt, že řešitel může komplexně využívat třetího rozměru prostředí a tudíž sledovat rozvoj deformací v jakémkoli místě řešené rozrážky s ohledem na pozici čelby. Samotný výpočet rozrážky byl rozfázován do 8 fází včetně fáze počáteční, tedy fáze nenarušeného stavu modelovaného prostředí. V počáteční fázi dochází k vygenerování původní napjatosti masivu. Stejně jako u 2D analýzy byla využita K0 procedura, jelikož povrch uvažujeme jako vodorovný. Každá z fází 1 až 7 pak představuje ražbu jednoho segmentu rozrážky. Fáze 1 a 2 a 3 simulují ražbu do staničení 2,5 m do místa, kde bude osazen budoucí skutečný konvergenční profil rozrážky. Záběr fáze 1 a 2 činí rozměr 1 m, přičemž fáze 3 pak tedy charakterizuje délku segmentu 0,5 m. Na již zmíněné fáze dále navazuje fáze 4 až 7. Před realizací fáze 4 je již osazen skutečný konvergenční profil a čelba se vlivem ražby pohybuje směrem do masivu. Délkové rozměry exkavací fází 4 až 7 jsou stanoveny na základě tab. 3.1. Konkrétně tedy fáze 4 = 0,76 m, fáze 5 = 0,76 m, fáze 6 = 0,34 m, fáze 7 = 1,52 m. Součet všech zmíněných délek fází 4 až 7 odpovídá hodnotě 3,38 m. Tedy konečné vzdálenosti čelby od konvergenční měřicího profilu. Takto výhodné rozfázování problému nám mimo jiné dovoluje sledovat rozvoj deformací vzhledem k jednotlivým skutečně odečteným měřením, protože simulovaná pozice čelby odpovídá skutečné pozici čelby v době pořízeného daného měření.

Plaxis 3D každou exkavaci segmentu považuje za nasycenou, tedy opět se setkáváme s faktem, kdy výrub je po vyražení vyplněn vodou. Taková to situace je nerelevantní a neodpovídá skutečnosti a mimo jiné voda v rozrážce plní pažící funkci a deformace jsou tedy pak podhodnoceny. Tento fakt lze eliminovat označením každého segmentu a zvolit funkci „volume dry“, čímž vodu ze záběru odstraníme. Hladinu podzemní vody je možno upravovat v každé výpočetní fázi programu. V našem

případě byla hladina podzemní vody defaultně nastavena do hloubky 6 m pod povrch terénu, tedy nejspodnější hranici kvartérního pokryvu, na který je hladina vázána.

8.4.2. Plaxis output a dílčí prezentace výsledků

Výsledné hodnoty deformací a jejich poměry byly kontrolovány postprocesorem Plaxis 3D output. V případě, že poměr horizontálních a vertikálních deformací nebyl totožný s poměrem skutečných deformací, byla dosazena jiná hodnota součinitele K_0 , která řídí poměry vzniklých deformací. Tedy byla opět použita metoda „pokus omyl“, jakož tomu bylo v případě řešení dvojrozměrné analýzy. 3D prostředí nenabízí možnost řízení velikosti vzniklých deformací pomocí faktoru λ tak, jak tomu bylo u 2D analýzy, protože je zde již zohledněn vliv třetího rozměru a postup čela rozrážky její ražbou je ve výpočtu zcela zohledněn.

3D simulace byla provedena za použití již zmiňovaného modelu_1 a modelu_2. U 3D analýzy je třeba zohlednit fakt, že skutečný konvergenční profil byl osazen ve 2,5 m staničení rozrážky a k odečítání následných konvergencí započalo hodnotou 0. Ovšem Plaxis 3D je schopen predikovat konvergence, respektive prekonvergence masivu, jež vznikají ještě před čelbou rozrážky. Jinak řečeno, v místě osazení konvergenčního profilu jsou již rozvinuté určité hodnoty deformací. Je tedy nutné odečíst hodnotu simulovaných konvergencí ve staničení 2,5, jež představují prekonvergence masivu, od hodnot konečných. Tedy hodnot v okamžiku, kdy simulovaná čelba rozrážky se nacházela 3,38 m od konvergenčního profilu. Tímto postupem zbavíme výslednou hodnotu simulovaných konvergencí od deformací představujících prekonvergence masivu, jež skutečné měření není schopné zachytit, a s realitou srovnáváme tedy pouze relevantní deformace. Následující tabulka 8.5 představuje dosažené výsledky za použití modelu_1 a modelu_2. H_def_km a V_def_km interpretují reálné dosažené hodnoty horizontální a vertikální deformace. H_def_pl a V_def_pl ukazují hodnoty simulované softwarem Plaxis, jež jsou nadhodnoceny o velikost prekonvergencí. Jedná se tedy o velikost simulovaných deformací v okamžiku, kdy vzdálenost čelby od konvergenčního profilu činí 3,38 m. Předposlední dva řádky tabulky 8.5 pak představují relevantní simulované hodnoty deformací, tedy hodnoty zbavené o velikost prekonvergencí, konkrétně simulovaných hodnot v okamžiku, kdy se čelba rozrážky nacházela v místě konvergenčního profilu. Tyto hodnoty lze tedy srovnávat se skutečnými naměřenými hodnotami H_def_km a V_def_km .

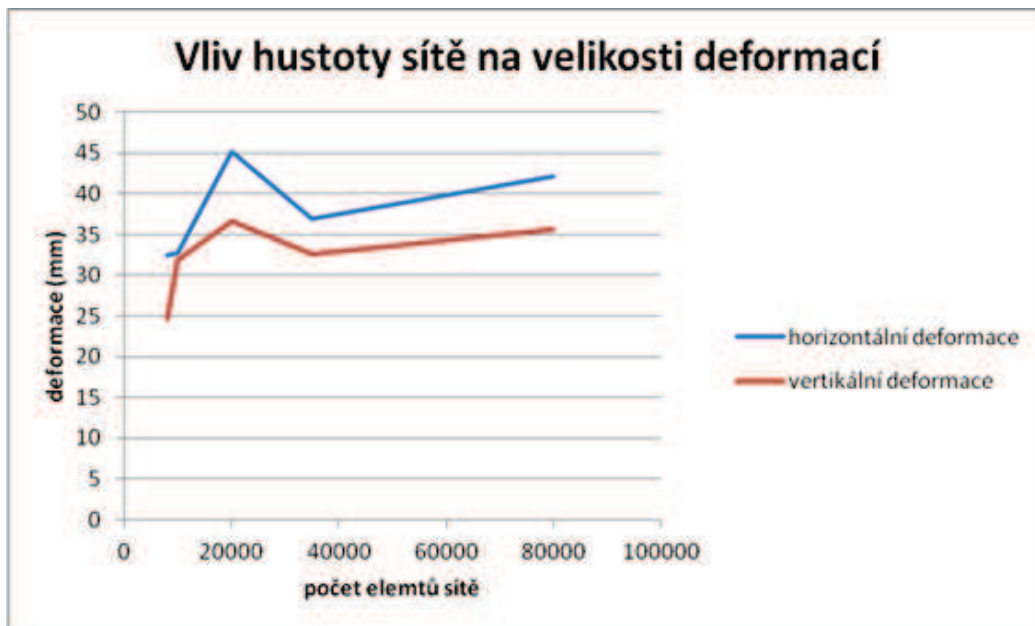
Z tabulky 8.5 vyplývá, že konečné hodnoty jsou oproti skutečným hodnotám nadhodnoceny cca o 10 mm. Samotné skutečné konvergenční měření je ovšem zatíženo řadou chyb (viz kap. 5.6) a takovéto tolerance jsou v mezích únosnosti. Pro výsledné hodnoty součinitele zemního tlaku K_0 je nadhodnocení či podhodnocení deformací nepodstatné, protože rozhodujícím faktorem je jejich

vzájemný poměr, který pak ovlivňuje výslednou hodnotu K0. Dále je třeba poukázat na fakt, že finální poměry horizontálních a vertikálních deformací modelu_1 činí 1,28 a modelu_2 1,252. Prezentované poměry se od poměrů skutečných deformací liší v řádech setin.

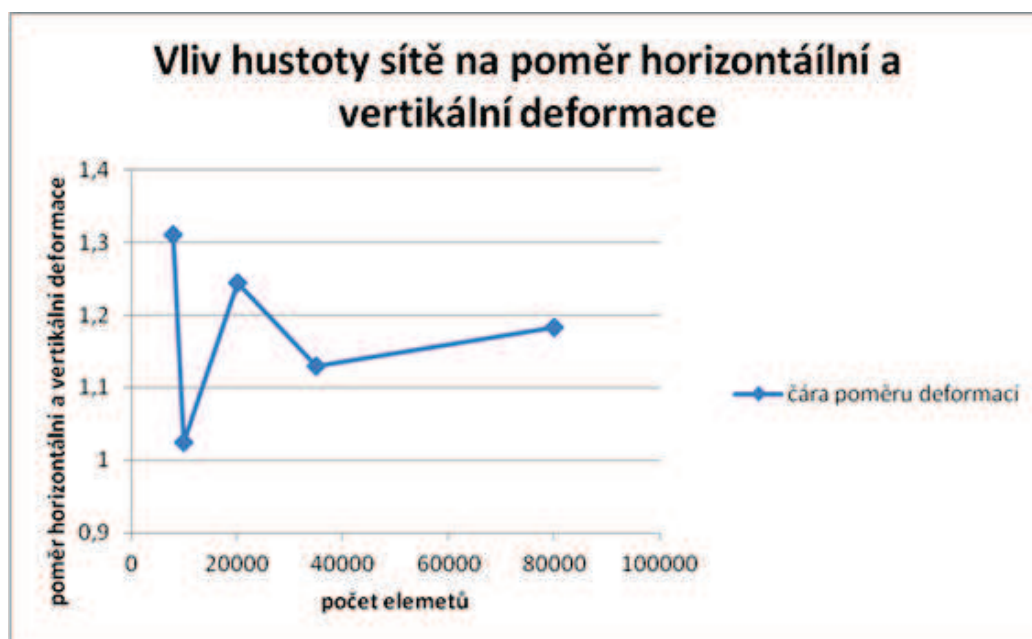
Tab.8.5. Výsledné hodnoty součinitele K0 a konečné hodnoty vertikální a horizontální deformace.

materiálový model	model_1	model_2
K0	1,45	1,7
H_def_km (mm)	19,8	19,8
V_def_km (mm)	15,86	15,86
poměr H_def_km / V_def_km	1,2484	1,2484
H_def_pl (mm)	45,51	44,89
V_def_pl (mm)	36,58	36,035
poměr H_def_pl / V_def_pl	1,2441	1,2457
H_def_pl_fi (mm)	33,445	31,29
V_def_pl_fi (mm)	26,1175	24,985
Poměr H_def_pl_fi / V_def_pl_fi	1,28	1,252

Jak již bylo zmíněno, Plaxis nabízí pět základních typů sítě, které se od sebe liší ve využitém počtu jednotlivých elementů simulované oblasti. Součástí zpětné numerické analýzy byla též studie vlivu tohoto faktoru na výsledné hodnoty vertikální a horizontální deformace masivu a jejich vzájemný poměr. Hodnoty prezentované v tabulce 8.5 byly získané analýzou provedenou se středním stupněm zahuštění oblasti, tedy stupněm „medium“ v našem případě čítající 18600 elementů. Následující obrázek 8.15. představuje rozvoj celkových horizontálních a vertikálních konvergencí simulované oblasti v závislosti na změně hustoty sítě. Tento fakt nadále ovlivňuje výsledné poměry celkových horizontálních a vertikálních deformací, jenž se odvíjí na základě změn velikosti zmiňovaných konvergencí. Obrázek 8.16 ukazuje vliv hustoty sítě na poměry celkové horizontální a vertikální konvergence. Neplatí tedy skutečnost, že vyšší hustota sítě respektive větší počet uzlových segmentů simulovaného prostředí úměrně zvyšuje poměr simulovaných deformací. Závěrem této studie lze tedy tvrdit, že volba hustoty sítě do jisté míry ovlivňuje dosažené výsledky numerické analýzy. Hodnoty sítě „medium“ jsou ovšem považovány za dostatečně reprezentativní a proto byla tato síť využita ve všech ostatních případech.

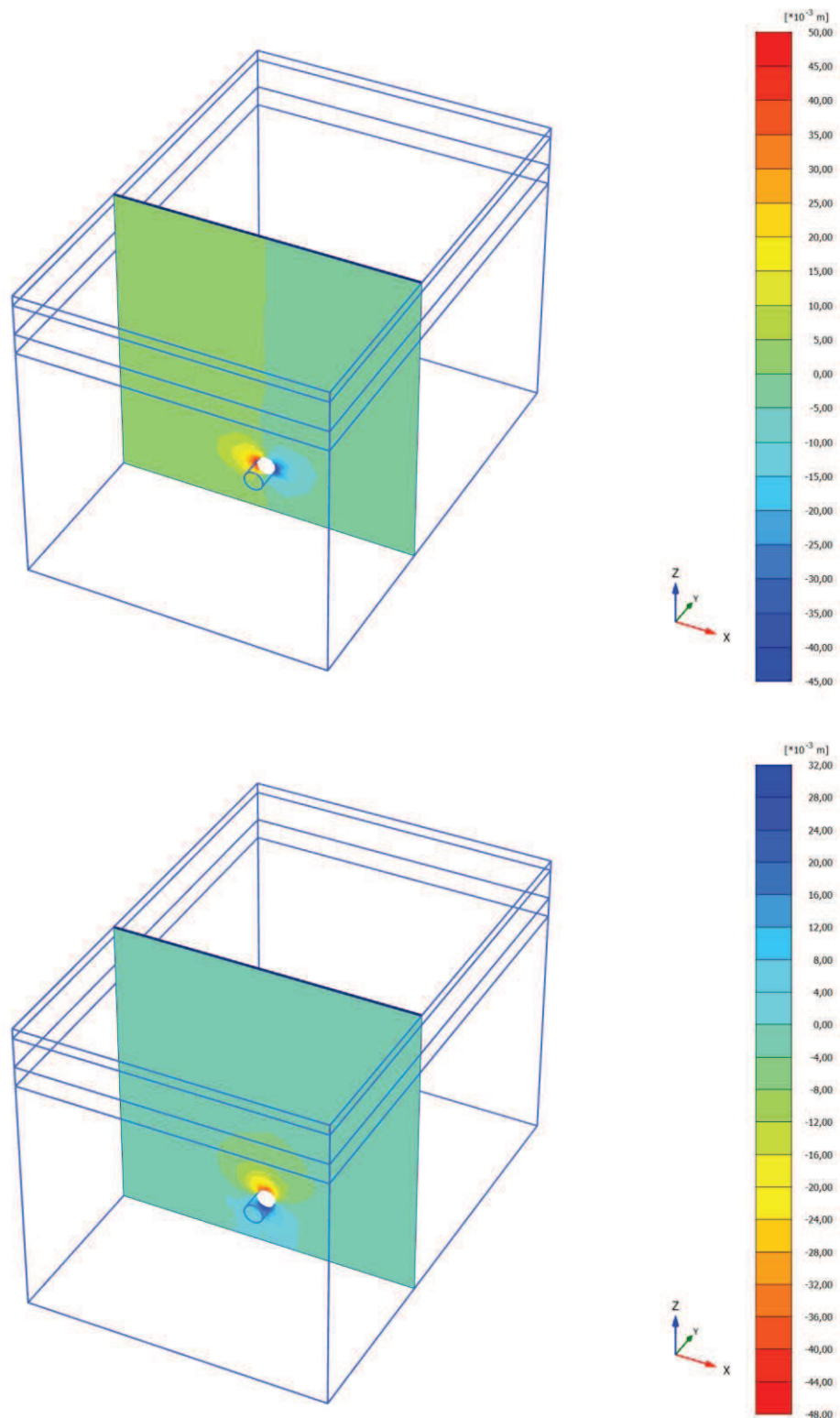


Obr. 8.15. Vliv hustoty sítě na celkovou velikost deformací.

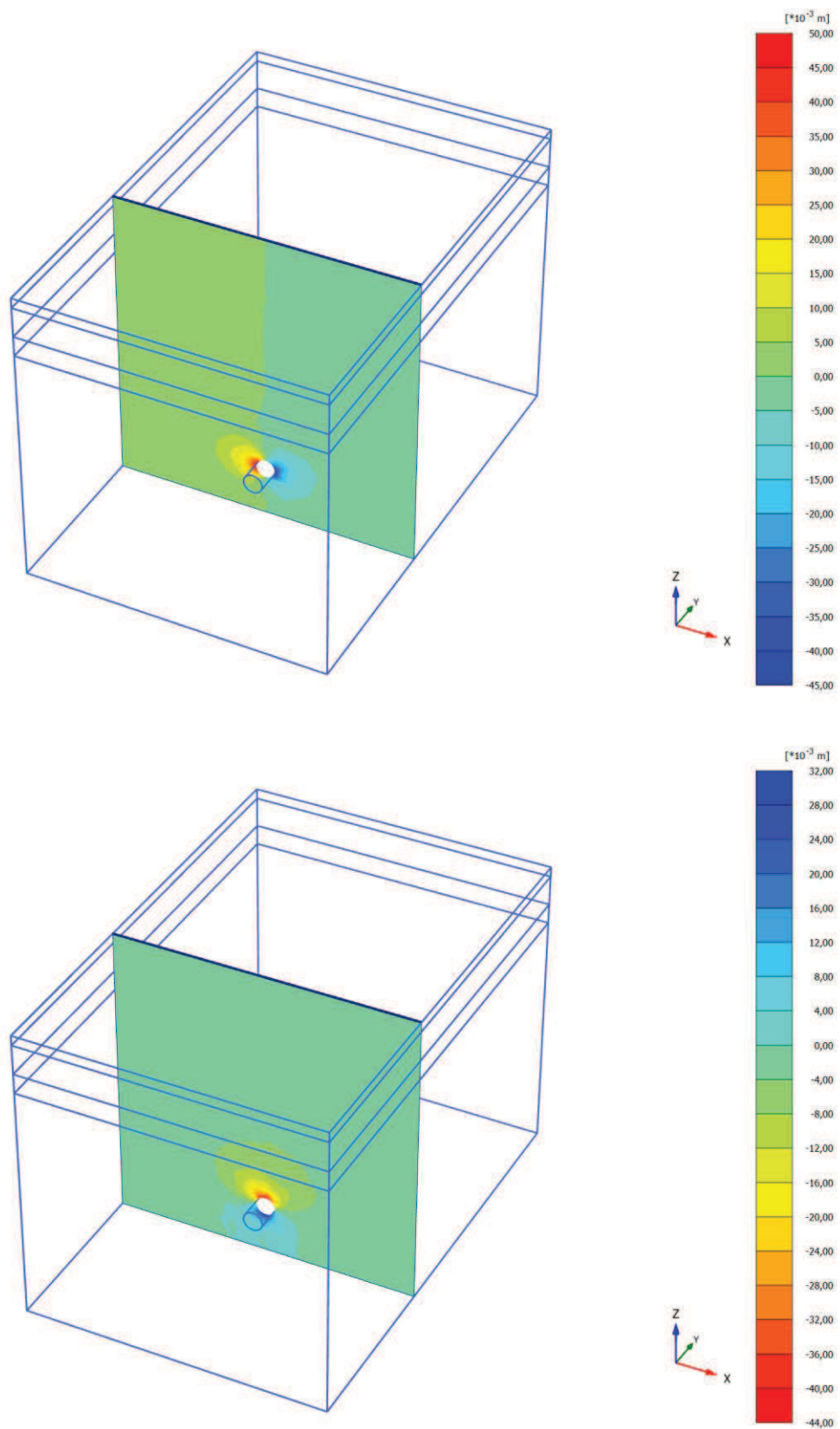


Obr. 8.16. Vliv hustoty sítě na poměr celkových horizontálních a vertikálních deformací.

Následující dva prezentované obrázky 8.17 a 8.18 ukazují výsledné rozložení celkových konvergencí modelu_1 a modelu_2. Provedený řez byl vyhotoven v místě konvergenčního profilu rozrážky R2, přičemž staničení čelby se nachází ve vzdálenosti 3,38 m od měřícího profilu. Je tedy prezentován stav rozrážky R2 po ukončení ražby její kolmé části na průzkumnou štolu (výpočetní fáze 7).



Obr. 8.17. Vývoj celkových horizontálních (nahore) a vertikálních (dole) deformací simulovaných modelem_1.



Obr. 8.18. Vývoj celkových horizontálních (nahore) a vertikálních (dole) deformací simulovaných modelem_2.

KAPITOLA 9. STANOVENÍ PŘEKONSOLIDAČNÍHO NAPĚTÍ

Stanovení pseudo-překonsolidačního napětí bylo vyhodnoceno na základě jednoosé zkoušky stlačitelnosti (viz kap. 7). Dále pak překonsolidační napětí způsobené mechanickým odlehčením bylo vypočteno na základě empirického vztahu Mayne a Kulhawy (1982), jenž je popsán rovnicí 4.4.

$$K0_{oc} = K0_{nc} (OCR^{\sin \phi'}) \quad (4.4)$$

Z rovnici tedy vyplývá, že k výpočtu překonsolidačního napětí je třeba manipulovat s hodnotou součinitele $K0$ překonsolidované zeminy. Právě takové hodnoty součinitele $K0$ byly získány zpětnou numerickou 2D a 3D analýzou rozrážky R2. Z rovnice 4.4 je tedy nutno vyjádřit hodnotu stupně překonsolidace (OCR), z které je následně odvozeno překonsolidační napětí. Tedy rovnice 4.4 po vyjádření stupně překonsolidace disponuje následujícím tvarem:

$$OCR = (K0_{oc} / (1 - \sin \phi'))^{1 / \sin \phi'} \quad (4.4)$$

ϕ' efektivní úhel vnitřního tření

Stupeň překonsolidace je pak vyjádřen známým vztahem, jenž je interpretován rovnicí 4.2.

$$OCR = \sigma'_{vmax} / \sigma'_v \quad (4.2)$$

σ'_{vmax} maximální vertikální efektivní napětí v zemině

σ'_v současné vertikální efektivní napětí v zemině

Z rovnice 4.2 je pak již vyjádřeno σ'_{vmax} , tedy překonsolidační napětí. Upravená rovnice 4.2. pak tedy disponuje následujícím zápisem:

$$\sigma'_{vmax} = \sigma'_v * OCR \quad (4.2)$$

Pseudo-překonsolidační napětí na základě oedometrické zkoušky bylo stanoveno z grafu přítěžovací větve v zobrazení $\ln \sigma'_v$ vs e (viz. kap. 7). Toto zdánlivé překonsolidační napětí dosahovala hodnoty cca 2000 kPa a hodnota OCR byla stanovena na hodnotu 5,9. Pro účely výpočtu OCR dle vztahu 4.4 byla použita hodnota kritického úhlu vnitřního tření rovnající se 22° , tedy hodnota vyskytující se v materiálových parametrech použitých konstitučních modelů. Pro závěrečný výpočet σ'_{vmax} dle vztahu (4.2) byla využita hodnota $\sigma'_v = 335$ kPa, tedy hodnota odpovídající hloubce odběru neporušeného vzorku zeminy za účelem oedometrické zkoušky. Následující tabulka 9.1 shrnuje dosažené výsledky.

Tab. 9.1. Výsledné hodnoty OCR a Překonsolidační napětí σ'_{vmax} v závislosti na získaných hodnotách K_0 .

	K₀	OCR	Překonsolidační σ'_{vmax} (kPa)	napětí
2D model_1	1,37	8,1	2713	
3D model_1	1,45	9,4	3149	
2D model_2	2,35	34,2	11390	
3D model_2	1,7	14,4	4824	

KAPITOLA 10. DISKUZE VÝSLEDKŮ

Zdánlivé překonsolidační napětí stanovené na základě oedometrické zkoušky bylo určeno na hodnotu 2000 kPa. Ovšem překonsolidační napětí, jenž bylo stanoveno výpočtem z empirického vztahu Mayne a Kulhawy (1982) za využití hodnot součinitele K_{0oc} získaných zpětnou analýzou, se ukázalo ve všech případech oproti překonsolidačnímu napětí určenému z dat oedometrické zkoušky jako nadhodnocené.

Obrázek 4.1 prezentuje vliv creepu na překonsolidační napětí. Z obrázku 4.1 je patrné, že zdánlivé překonsolidační napětí způsobené vlivem creepu je větší než překonsolidační napětí způsobené mechanickým odlehčením. Vztah Mayne a Kulhawy (1982) (viz rovnice 4.4) nezahrnuje vliv creepu a je limitován pouze pro mechanické odlehčení. Hodnota překonsolidačního napětí získaná z výše zmiňovaného vztahu je pak tedy očekávána nižší než hodnota napětí zdánlivě překonsolidačního, protože tohoto napětí je dosaženo právě vlivem creepu. Creep zvyšuje hodnotu původního překonsolidačního napětí způsobeného mechanickým odlehčením na hodnotu napětí pseudo-překonsolidačního.

Hodnoty překonsolidačních napětí vypočtené na základě vztahu Mayne a Kulhawy (1982) jsou ve všech čtyřech případech větší než hodnoty pseudo-překonsolidačního napětí, tedy hodnoty napětí získané na základě oedometrické zkoušky. Je to pravděpodobně způsobeno tím, že konstituční modely (model_1 a model_2) využívané v rámci řešení zpětné analýzy nauvažují anizotropii tuhosti, jinými slovy uvažují stejné chování jílu ve všech směrech. Včleněním anizotropie tuhosti do výše uvedených modelů se dosáhne toho, že výsledné hodnoty součinitele K_{0oc} budou nižší, protože anizotropie zvýší tuhost jílu v jeho horizontálním směru. Využitím nižších hodnot K_{0oc} pak tedy dle empirického vztahu Mayne a Kulhawy (1982) dosáhneme nižších hodnot překonsolidačního napětí. Tyto analýzy jsou však již mimo rámec předkládané diplomové práce.

KAPITOLA 11. ZÁVĚR

Zpětnou 2D a 3D numerickou analýzou rozrážky R2 bylo dosaženo čtyřech hodnot součinitele zemního tlaku v klidu K_0 , jenž vyjadřuje napjatost masivu. Simulace zmíněné rozrážky probíhala za využití dvou pokročilých hypoplastických modelů (Mašín 2005 a 2012). Numerickým modelem_1 byly získány následující hodnoty součinitele K_0 : $K_0 = 1,37$ a $K_0 = 1,45$. Modelem_2 bylo dále dosaženo hodnot $K_0 = 1,7$ a $K_0 = 2,35$. Oba výše zmíněné modely neuvažují plně anizotropii tuhosti materiálu. Model_1 uvažuje indukovanou anizotropii, kdežto model_2 je izotropní.

Na základě eodometrické zkoušky bylo stanoveno pseudo-překonsolidační napětí masivu. Pro stavení překonsolidačního napětí vlivem mechanického odlehčení byl využit vztah Mayne a Kulhawy (2012), přičemž pro výpočet byly využity hodnoty součinitele K_0 získané zpětnou numerickou analýzou. Dále stanovením stupně překonsolidace na základě oedometrické zkoušky a empirického vztahu Mayne a Kulhawy (1982) bylo dokázáno, že prostředí brněnských téglů je vysoce překonsolidované.

V budoucnu bude do pokročilejšího hypoplastického modelu začleněna anizotropie tuhosti, která zvýší tuhost zeminy v horizontálním směru. Tento efekt zapříčiní fakt, že hodnoty součinitele K_0 budou nižší.

KAPITOLA 12. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

Addenbrooke, T., Potts, D., Puzrin, A.M., 1997. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Geotechnique*, Vol. 47, no. 3, str. 693–712.

Boháč, J., Mašín, D., 2009. Numerické modelování jílového masivu. Část 1: Konstituční vztah a stanovení parametrů. *Zakládání*, no. 2, str. 6-9.

Doležalová, M., 2002. Approaches to numerical modelling of ground movements due to shallow tunnelling. *Proc. 2nd Int. Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, ETH Zürich, str. 365–376.

Franzius, J.N., Potts, D.M., and Burland, J.B., 2005. The influence of soil anisotropy and K_0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Geotechnique*, Vol. 55, no. 3, str. 189–199.

Gasparre, A., 2005. *Advanced laboratory characterisation of London Clay*. PhD thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Graham, J., Houlsby, G.T., 1983. Anisotropic elasticity of a natural clay. *Geotechnique*, Vol. 33, no. 2, str. 165-180.

Head, K.H., Epps, R.J., 2011. *Manual of Soil Laboratory testing. Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility tests*. Whittles Publishing, Scotland, 499 str.

Herle, I., 2003. *Základy matematického modelování v geomechanice*. Karolinum, Praha, 162 str.

Chlupáč, I., Brzobohatý, R., Kovanda a J., Stránil, Z., 2002. *Geologická minulost České republiky*. Academia, Praha, 436 str.

Jáky, J., 1948. Pressure in silos. *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, str. 103-107.

Karakus, M., 2007. Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 22, str. 47–56.

Leca, E., Leblais, Y., Kuhnhenh, K. 2000. Underground works in soils and soft rock tunneling. *Proc. GeoEng2000 Conf.*, Technomic Publishing Company, Inc., Melbourne, Vol. 1, str. 220–268.

Mašín, D., 2005. A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 29, no. 4, str. 311–336.

Mašín, D., 2008. Vývoj a aplikace hypoplastických konstitučních modelů. *Geotechnika*, no. 2, str. 3-9.

Mašín, D., 2009. 3D modelling of a NATM tunnel in high K0 clay using two different constitutive models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, Vol. 135, no. 9, str. 1326–1335.

Mašín, D., 2012. Clay hypoplasticity with explicitly defined asymptotic states. *Acta Geotechnica* (submitted).

Mayne, P. W., Kulhawy, F. H. 1982. K0 – OCR relationships in soil. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 108, no. 6, str. 851-872.

Mesri, G., Feng, T.W., Benak, J.M., 1990. Postdensification penetration resistance of clean sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, Vol. 116, no. 7, str. 1095-1115.

Mesri, G., Hayat, T.M., 1993. The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian Geotech. J.*, Vol. 30, no. 4, str. 647-666.

Niemunis, A., Herle, I., 1997. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, no. 2, str. 279–299.

Panet, M., and Guénot, A., 1982. Analysis of convergence behind face of a tunnel. *Proc. Tunnelling'82*, IMM, London, str. 197–203.

Pavlík, J. a kolektiv autorů, 2003. *Silnice I/42 Brno – VMO Dobrovského A, Průzkumné štoly. Podrobný geotechnický průzkum. Závěrečná zpráva.* GEOTest Brno, a.s.

Pavlík, J., Klímek, L., Rupp, O., 2004. Geotechnický průzkum pro nejvýznamnější stavbu na velkém městském okruhu v Brně - tunel Dobrovského. *Tunel*, Vol. 13, no. 2, str. 2-12.

Pavlik, J., 2012. Ústní sdělení.

Pavlová, M., 2011. *Mocnost nadloží a překonsolidace brněnského jílu*. Bakalářská práce, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užitá geofyziky, Přírodovědecká fakulta, UK, Praha.

Rott, J., 2012. Ústní sdělení.

Rozsypal, A., 2001. *Kontrola sledování a rizika v geotechnice*. Jaga group, Bratislava, 198 str.

Rozsypal, A., 2009. *Variantní metody hodnocení konvergenčních měření ostění při ražbě tunelu*. Nepublikovaná zpráva, Arcadis Geotechnika a.s.

Sivakumar, V., Navaneethant, D., Hughes, D., Gallagher, G., 2009. An assessment of the earth pressure coefficient in overconsolidated clays. *Géotechnique*, Vol. 59, no. 12, 825 – 838.

Stallebrass, S. E., and Taylor, R. N., 1997. Prediction of ground movements in overconsolidated clay. *Géotechnique*, Vol. 47, no. 2, str. 235–253.

Svoboda, T., 2010. *Numerický model NRTM tunelu v tuhém jílu*. Dizertační práce, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užitá geofyziky, Přírodovědecká fakulta, UK, Praha.

Svoboda, T., Mašín, D., 2011. Comparison of displacement field predicted by 2D and 3D finite element modelling of shallow NATM tunnels in clay. *Geotechnik*, Vol. 34, no. 2, str. 115-126.

Svoboda, T., Mašín, D., Boháč, J., 2009. Hypoplastický a Mohr-Coulombův model při simulaci tunelu v jílech. *Tunel*, Vol. 18, no. 4, str. 59-68.

Viggiani, G., and Atkinson, J. H., 1995. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, Vol. 45, no. 2, str. 245–265.

Internetové zdroje

www.mestsky-okruh-brno.cz

www.plaxis.nl

PŘÍLOHY

Příloha č. 1: Konvergenční měření rozrážky R1.

Příloha č. 2: Konvergenční měření rozrážky R3.

Příloha č. 3: Konvergenční měření rozrážky R4.

PŘÍLOHA Č. 1 – KONVERGENČNÍ MĚŘENÍ ROZRÁŽKY R1

Konvergenční měření kolmé části rozrážky R1:

Tab. 1. Konvergenční měření kolmé části rozrážky R1 v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		31.7.2002	1.8.2002	1.8.2002	2.8.2002	2.8.2002	3.8.2002	5.8.2002
Hodina		15.00	9.25	20.09	10.25	18.12	9.18	6.20
Vzdál.od čelby	m	0,06	0,8	1,65	2,68	2,68	2,68	2,68
Čas od zač.m.	hod.	0	18,42	29,15	43,42	51,20	66,30	111,33
Směr 1 - 5	mm	0	7,03	13,63	17,65	18,54	20,51	24,56
Směr 2 - 6	mm	0	8,37	11,31	14,99	16,04	17,8	21,45
Směr 3 - 7	mm	0	4,68	8,54	12,13	13,51	15,68	20,69
Směr 4 - 8	mm	0	5,41	11,4	15,38	17,32	19,26	25,28

Tab. 2. Konvergenční měření kolmé části rozrážky R1 ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		31.7.2002	1.8.2002	1.8.2002	2.8.2002	2.8.2002	3.8.2002	5.8.2002
Hodina		15.00	9.25	20.09	10.25	18.12	9.18	6.20
Vzdál.od čelby	m	0,06	0,8	1,65	2,68	2,68	2,68	2,68
Čas od zač.m.	hod.	0	18,42	29,15	43,42	51,20	66,30	111,33
Směr 1 - 3	mm	0	2,53	4,1	5,53	5,83	6,38	6,65
Směr 2 - 4	mm	0	4,15	6,33	7,88	8,59	9,39	11,1
Směr 3 - 5	mm	0	5,98	11,97	15,91	17,07	19,05	23,51
Směr 4 - 6	mm	0	5,24	11,22	15,53	16,7	19,01	23,24
Směr 5 - 7	mm	0	3,11	6,26	8,91	10,06	11,32	14,43
Směr 6 - 8	mm	0	4,66	5,33	6,22	6,58	6,44	6,64
Směr 7 - 1	mm	0	5,06	8,48	11,48	12,62	14,52	19,36
Směr 8 - 2	mm	0	4,65	8,9	12,85	14,51	17,22	23,95

Konvergenční měření rovnoběžné části rozrážky R1:

Tab. 3. Konvergenční měření rovnoběžné části rozrážky R1 v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		8.8.2002	9.8.2002	10.8.2002	10.8.2002	12.8.2002	12.8.2002
Hodina		23.36	17.00	6.55	13.05	9.30	16.00
Vzdál.od čelby	m	0,07	1	2,22	2,91	2,91	2,91
Čas od zač.m.	hod.	0	17,40	31,32	39,48	81,90	98,40
Směr 1 - 5	mm	0	4,68	7,45	9,08	13,56	13,71
Směr 2 - 6	mm	0	2,91	4,98	6,05	9,77	9,98
Směr 3 - 7	mm	0	4,37	7,39	8,74	12,75	13,63
Směr 4 - 8	mm	0	4,86	8,09	9,54	13,66	13,82

Tab. 4. Konvergenční měření rovnoběžné části rozrážky R1 ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		8.8.2002	9.8.2002	10.8.2002	10.8.2002	12.8.2002	12.8.2002
Hodina		23.36	17.00	6.55	13.05	9.30	16.00
Vzdál.od čelby	m	0,07	1	2,22	2,91	2,91	2,91
Čas od zač.m.	hod.	0	17,40	31,32	39,48	81,90	98,40
Směr 1 - 3	mm	0	3,8	6,24	6,77	10,26	10,53
Směr 2 - 4	mm	0	3,95	6,4	6,96	9,56	9,76
Směr 3 - 5	mm	0	2,08	3,65	4,93	8,28	8,35
Směr 4 - 6	mm	0	0,78	0,91	0,94	2,11	2,28
Směr 5 - 7	mm	0	5,12	8,57	9,89	14,59	14,95
Směr 6 - 8	mm	0	4,69	7,88	9,07	12,31	12,75
Směr 7 - 1	mm	0	1,14	2,03	2,61	3,91	3,97
Směr 8 - 2	mm	0	1,98	3,89	5,28	9,01	9,36

PŘÍLOHA Č. 2 – KONVERGENČNÍ MĚŘENÍ ROZRÁŽKY R3

Konvergenční měření kolmé části rozrážky R3:

Tab. 5. Konvergenční měření kolmé části rozrážky R3 v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		11.4.2003	11.4.2003	12.4.2003	12.4.2003	13.4.2003	14.4.2003	15.4.2003	16.4.2003
Hodina		13.00	18.25	6.50	10.30	8.20	8.45	12.15	15.00
Vzdál.od čelby	m	0,05	0,4	0,9	2,1	2,9	2,9	2,9	2,9
Čas od zač.m.	hod.	0	6,42	17,83	21,50	43,33	67,75	95,25	122,00
Směr 1 - 5	mm	0	2,14	6,51	7,83	11,90	13,94	15,47	16,6
Směr 2 - 6	mm	0	1,29	5,46	6,73	10,54	12,30	13,54	14,59
Směr 3 - 7	mm	0	0,74	5,48	6,87	12,60	16,32	18,69	20,19
Směr 4 - 8	mm	0	0,87	6,34	7,60	11,71	13,51	14,88	15,81

Tab. 6. Konvergenční měření kolmé části rozrážky R3 ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		11.4.2003	11.4.2003	12.4.2003	12.4.2003	16.1.2003	14.4.2003	15.4.2003	16.4.2003
Hodina		13.00	18.25	6.50	10.30	9.15	8.45	12.15	15.00
Vzdál.od čelby	m	0,05	0,4	0,9	2,1	3,38	2,9	2,9	2,9
Čas od zač.m.	hod.	0	6,42	17,83	21,50	41,25	67,75	95,25	122,00
Směr 1 - 3	mm	0	0,21	2,25	2,71	4,85	5,91	6,63	7,13
Směr 2 - 4	mm	0	1,00	6,66	7,89	12,27	14,29	15,65	16,91
Směr 3 - 5	mm	0	1,20	5,85	7,07	11,08	13,45	15,17	16,4
Směr 4 - 6	mm	0	0,84	1,36	1,72	3,43	3,82	4,21	4,51
Směr 5 - 7	mm	0	0,96	4,20	5,29	9,47	12,15	13,59	14,74
Směr 6 - 8	mm	0	1,39	7,25	9,01	13,78	15,71	16,99	17,6
Směr 7 - 1	mm	0	0,81	4,22	5,29	8,70	10,74	11,75	11,72
Směr 8 - 2	mm	0	0,14	1,56	1,65	2,25	2,87	2,94	3

Konvergenční měření rovnoběžné části rozrážky R3:

Tab. 7. Konvergenční měření rovnoběžné části rozrážky R3 v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		15.4.2003	15.4.2003	16.4.2003	17.4.2003	18.4.2003	22.4.2003	23.4.2003
Hodina		12.00	18.40	8.40	15.40	8.35	15.50	9.50
Vzdál.od čelby	m	0,05	0,7	2	3,5	3,50	3,50	3,50
Čas od zač.m.	hod.	0	6,67	20,67	51,67	68,58	171,83	189,83
Směr 1 - 5	mm	0	4,02	7,78	11,98	12,97	20,02	20,99
Směr 2 - 6	mm	0	3,31	6,15	9,42	10,35	16,76	19,44
Směr 3 - 7	mm	0	4,10	12,10	22,80	25,61	41,49	44,65
Směr 4 - 8	mm	0	2,81	6,27	9,95	10,78	18,21	20,42

Tab. 8. Konvergenční měření rovnoběžné části rozrážky R3 ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		15.4.2003	15.4.2003	16.4.2003	17.4.2003	18.4.2003	22.4.2003	23.4.2003
Hodina		12.00	18.40	8.40	15.40	8.35	15.50	9.50
Vzdál.od čelby	m	0,05	0,7	2	3,5	3,50	3,50	3,50
Čas od zač.m.	hod.	0	6,67	20,67	51,67	68,58	171,83	189,83
Směr 1 - 3	mm	0	4,10	7,54	12,14	13,57	22,81	24,33
Směr 2 - 4	mm	0	3,63	5,85	7,94	8,23	10,70	11,86
Směr 3 - 5	mm	0	1,57	3,65	6,24	6,95	12,58	14,69
Směr 4 - 6	mm	0	-0,49	-0,19	0,47	0,67	2,45	5,04
Směr 5 - 7	mm	0	3,93	11,05	19,37	21,36	31,12	32,70
Směr 6 - 8	mm	0	4,69	8,73	13,26	14,39	23,03	26,39
Směr 7 - 1	mm	0	2,39	6,54	10,95	12,24	19,57	20,66
Směr 8 - 2	mm	0	1,32	3,15	5,33	6,20	6,24	7,06

PŘÍLOHA Č. 3 – KONVERGENČNÍ MĚŘENÍ ROZRÁŽKY R4

Konvergenční měření kolmé části rozrážky R4:

Tab. 9. Konvergenční měření kolmé části rozrážky R4 v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		10.6.2003	11.6.2003	12.6.2003	13.6.2003	15.6.2003	16.6.2003	17.6.2003
Hodina		18.25	10.50	10.00	8.05	20.35	14.15	11.10
Vzdál.od čelby	m	0,06	0,8	2,3	2,85	3,40	3,40	3,4
Čas od zač.m.	hod.	0	16,42	39,58	61,67	122,13	139,83	160,75
Směr 1 - 5	mm	0	4,23	7,63	9,38	11,80	12,30	12,97
Směr 2 - 6	mm	0	2,68	4,72	5,74	7,15	7,48	7,77
Směr 3 - 7	mm	0	2,56	4,56	5,58	7,06	7,44	7,61
Směr 4 - 8	mm	0	3,12	5,54	6,83	8,59	8,88	9,43

Tab. 10. Konvergenční měření kolmé části rozrážky R4 ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		10.6.2003	11.6.2003	12.6.2003	13.6.2003	15.6.2003	16.6.2003	17.6.2003
Hodina		18.25	10.50	10.00	8.05	20.35	14.15	11.10
Vzdál.od čelby	m	0,06	0,8	2,3	2,85	3,40	3,40	3,4
Čas od zač.m.	hod.	0	16,42	39,58	61,67	122,13	139,83	160,75
Směr 1 - 3	mm	0	1,86	3,28	3,81	4,70	4,93	4,91
Směr 2 - 4	mm	0	2,74	4,17	4,86	5,42	6,12	6,42
Směr 3 - 5	mm	0	2,67	4,80	6,04	7,50	7,86	8,38
Směr 4 - 6	mm	0	1,31	2,99	3,75	4,60	4,60	5,06
Směr 5 - 7	mm	0	2,63	4,64	5,54	7,04	7,23	7,50
Směr 6 - 8	mm	0	2,59	4,42	5,25	5,72	5,74	5,76
Směr 7 - 1	mm	0	2,36	4,24	5,20	6,83	7,11	7,50
Směr 8 - 2	mm	0	1,30	2,76	3,62	5,70	6,29	6,52

Konvergenční měření rovnoběžné části rozrážky R4:

Tab. 11. Konvergenční měření rovnoběžné části rozrážky R4 v hlavních směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		24.6.2003	25.6.2003	25.6.2003	26.6.2003	26.6.2003	27.6.2003	30.6.2003	2.7.2003	4.7.2003	7.7.2003	10.7.2003	14.7.2003
Hodina		18.00	7,25	16.30	7.00	13.30	15.20	8.00	8.30	8.15	8.20	13.30	15.20
Vzdál.od čelby	m	0,06	1,04	1,68	3	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
Čas od zač.m.	hod.	0	13,42	22,50	37,42	43,50	69,17	134,00	182,50	230,25	302,33	379,50	477,33
Směr 1 - 5	mm	0	3,65	4,75	5,99	6,40	7,50	9,38	10,78	11,90	13,37	14,91	16,41
Směr 2 - 6	mm	0	2,97	3,79	4,82	5,11	5,89	7,49	8,53	9,33	10,34	11,34	12,39
Směr 3 - 7	mm	0	2,42	3,31	4,26	4,58	5,24	6,54	7,90	8,72	10,02	11,32	13,19
Směr 4 - 8	mm	0	2,53	3,44	4,44	4,58	5,24	6,59	7,63	8,52	9,69	10,87	12,17

Tab. 12. Konvergenční měření rovnoběžné části rozrážky R4 ve vedlejších směrech (Pavlík a kol. 2003).

Datum		24.6.2003	25.6.2003	25.6.2003	26.6.2003	26.6.2003	27.6.2003	30.6.2003	2.7.2003	4.7.2003	7.7.2003	10.7.2003	14.7.2003
Hodina		18.00	7,25	16.30	7.00	13.30	15.20	8.00	8.30	8.15	8.20	13.30	15.20
Vzdál.od čelby	m	0,06	1,04	1,68	3	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
Čas od zač.m.	hod.	0	13,42	22,50	37,42	43,50	69,17	134,00	182,50	230,25	302,33	379,50	477,33
Směr 1 - 3	mm	0	1,37	1,84	2,36	2,40	2,49	2,93	3,26	3,52	3,92	4,59	5,47
Směr 2 - 4	mm	0	3,01	3,99	5,16	5,38	6,27	8,03	9,19	10,25	11,49	12,68	13,81
Směr 3 - 5	mm	0	2,64	3,65	4,71	4,90	5,84	7,57	8,85	9,95	11,36	12,74	14,22
Směr 4 - 6	mm	0	1,43	1,66	1,95	1,92	1,94	2,00	1,99	1,91	1,66	1,59	1,49
Směr 5 - 7	mm	0	2,27	3,09	3,92	4,15	4,83	6,17	7,05	7,48	7,97	8,76	9,59
Směr 6 - 8	mm	0	2,24	3,00	4,00	4,28	5,07	7,00	8,29	9,50	10,93	12,20	13,50
Směr 7 - 1	mm	0	1,93	2,55	3,20	3,18	3,83	4,92	6,16	7,22	8,44	9,72	10,89
Směr 8 - 2	mm	0	1,01	1,40	1,82	1,78	2,01	2,32	2,72	2,90	3,24	3,97	4,90