

**Univerzita Karlova, Přírodovědecká fakulta  
Ústav Hydrogeologie, Inženýrské geologie a Užité geofyziky**

**Charles University, Faculty of Science  
Department of Hydrogeology, Engineering geology and Applied  
Geophysics**

Doktorský studijní program: Aplikovaná geologie  
Doctoral study programme: Applied geology

Autoreferát disertační práce  
Summary of the Doctoral thesis



*Určení mocnosti eroze brněnského téglu  
Determination of erosion thickness of Brno Tegl*

**Mgr. Richard Malát**

Školitel/Supervisor: Ing. Jan Boháč, CSc.

Praha, 2017

## Abstrakt

Práce se zabývá aplikací geotechnické numerické zpětné analýzy a několika dalších konvenčních geotechnických technik pro odhad mocnosti eroze sedimentů. Vyšetřovaným souvrstvím je spodnomiocénní mořský jíł často nazývaný „tégł“, který se ukládal v karpatské předhlubni ve východní části České republiky.

Numerická zpětná analýza vychází z předpokladu, že mocnost eroze zeminy může být odvozena z její napjatosti reprezentované koeficientem  $K_0$  (koeficient zemního tlaku v klidu).

Mocnost eroze daná numerickou zpětnou analýzou je porovnána s odhady využívajícími Baldwin-Butlerovu kompakční křivku a Casagrandeho koncept překonsolidačního napětí. Mocnost eroze je také odvozena z hodnoty  $K_0$  daného dvěma polními sondami: plochým dilatometrem (DMT) a Push-in spade shaped pressure cell (PSPC).

Numerická zpětná analýza byla aplikována na průzkumné štoly a rozrážky prováděné během průzkumů pro Královopolské tunely v Brně. Vzorky pro laboratorní analýzy byly odebrány a polní testy byly provedeny na území Brna

Je analyzován nesoulad výsledků a závěrem je, že výsledky dané čtyřmi jmenovanými konvenčními metodami (Baldwin-Butler, Casagrande, DMT, PSPC) jsou silně zkeslené, pokud je vyšetřované souvrství ovlivněno efekty stárnutí (diageneze, sekundární stlačení atd.), tak jako je souvrství tégłu. Baldwin-Butlerova rovnice dovoluje odhadovat mocnost eroze na 180 – 270 m, Casagrandeho technika na 100 – 800 m, polní měření na cca 40 – 1000 m, zatímco numerická zpětná analýza na 0 – 40 m. Výsledek daný numerickou zpětnou analýzou se zdá být nejvíce věrohodný a pravděpodobná hodnota mocnosti eroze souvrství tégłu je 30 – 40 m. Nepřesnost tohoto odhadu je pravděpodobně v rozpětí několika desítek metrů.

## Abstract

The thesis deals with an application of the geotechnical numerical back analysis and several other geotechnical conventional techniques in estimating the thickness of eroded sediments. Investigated strata is the Lower Miocene marine clay, often called „Tegl” which was deposited in the Carpathian Foredeep in the eastern part of the Czech rep.

Numerical back analysis is based on an assumption that erosion thickness of a soil can be derived from its stress state represented by  $K_0$  coefficient (coefficient of earth pressure at rest).

The erosion thickness given by the numerical back analysis is compared with two estimations using Baldwin–Butler's equation and Casagrande's concept of preconsolidation stress. The erosion thickness is also derived from  $K_0$  values given by two field probes: Flat dilatometer (DMT) and Push-in spade shaped pressure cell (PSPC).

The numerical back analysis was applied to galleries and adits opened during site investigation of the Královo Pole Tunnels in Brno. Both the samples for laboratory analyses were taken and the field tests were carried out in area of Brno city.

Discrepancy of the results is analyzed and the conclusion is that the results given by the four conventional mentioned techniques (Baldwin–Butler, Casagrande, DMT, PSPC) are strongly distorted if the investigated soil is affected by “ageing” effects, (diagenesis, secondary compression etc.) such as Tegl strata is. The application of Baldwin–Butler's equation suggested the erosion thickness of 180 – 270 m, Casagrande's technique of 100 – 800 m, field measurements of ca. 40 – 1000 m while the numerical back analysis of 0 – 40 m. The results given by the geotechnical numerical back analysis seems to be most relevant and the most probable value of the erosion thickness of the Tegl strata is 30 – 40 m. The inaccuracy of this estimation is probably in a range of several tens of meters.

# Obsah/Content

Abstrakt.....	2
Abstract.....	3
1. Úvod.....	6
2. Cíl práce.....	7
2.1. Zájmová oblast.....	7
2.1.1. Vrt V1 .....	8
2.1.2. Tunely Královo Pole .....	8
3. Metody, výsledky a diskuze.....	10
3.1. Baldwin–Butlerova rovnice .....	10
3.2. Casagrandeho metoda .....	11
3.3. Geotechnická numerická zpětná analýza .....	14
3.4. DMT a PSPC.....	21
3.4.1. DMT.....	21
3.4.2. PSPC .....	22
4. Závěry .....	23
5. Literatura.....	25
6. Introduction.....	28
7. Aim of the study.....	29
7.1. Investigated sites .....	29
7.1.1. V1 borehole.....	30
7.1.2. Královo Pole Tunnels.....	30
8. Methods, results and discussion.....	32
8.1. Baldwin–Butler's equation .....	32
8.2. Casagrande's method .....	33

8.3.	Geotechnical numerical back analysis .....	37
8.4.	DMT and PSPC.....	43
8.4.1.	DMT.....	43
8.4.2.	PSPC .....	45
9.	Conclusions.....	46
10.	References.....	48
11.	CURRICULUM VITAE .....	51
12.	Seznam publikací / Selected publications .....	55

## 1. Úvod

Určení mocnosti eroze sedimentu může být provedeno čistě „geologickým“ způsobem, a to rozdílem výšek povrchu erodovaného souvrství a denudačních reliktů. Zásadní nevýhodou tohoto přístupu je fakt, že výsledek může být značně zkreslen, pokud v souvrství došlo k tektonickým (vertikálním) pohybům. Abychom se mohli vyhnout tomuto problému, je možno využít několik technik, které dovolují stanovit mocnost eroze z mechanických vlastností zemin. Je ovšem obecně známo, že zeminy během stárnutí své mechanické vlastnosti mění (např. Chandler, 2010, Mesri and Hayat, 1993). Efekty stárnutí je obtížné, nebo přímo nemožné, kvantifikovat, což znemožňuje určovat mocnost eroze. Tento fakt také znemožňuje užití dvou nejrozšířenějších metod, které odvozují mocnost eroze z mechanických vlastností: Baldwin–Butlerova rovnice (1985) and Casagrandeho (1936) metoda.

Mocnost eroze může být také odvozena z *in-situ* napětí reprezentovaného koeficientem  $K_0$ , pokud přijmeme koncept konstantního  $K_0$  v čase. Problémem je, že  $K_0$  nelze přímo měřit. Spousta polních sond používá empirické rovnice pro odhadnutí  $K_0$ , jako například polchý dilatometrický lis (DMT) (Marchetti 2001) nebo Push-in spade shaped pressure cell (PSPC) (Sully a Campanella 1998). Tyto rovnice nejčastěji popisují vztah mezi  $K_0$  a překonsolidačním napětím stanoveným Casagrandeho metodou, ovšem tento přístup není korektní v případě zemin postižených stárnutím, kde je Casagrandeho metoda nepoužitelná. Určení mocnosti eroze geotechnickou numerickou zpětnou analýzou nezahrnuje nutnost kvantifikovat efekty stárnutí jako v případě Casagrandeho metody a Baldwin-Butlerovy rovnice. V následujícím textu jsou srovnány výsledky numerické zpětné analýzy s výsledky odvozenými od Baldwin-Butlerovy rovnice, Casagrandeho metody a měření DMT a PSPC.

Pro tyto účely je nutné vyšetřovat souvrství ovlivněné efekty stárnutí. Velmi pevný, překonsolidovaný spodnomiocénní jíl na území Brna, zvaný „tégel“, je vhodným souvrstvím pro tuto studii: jistě se na něm, díky relativnímu stáří, projevují efekty stárnutí a mocnost eroze téglů je stále předmětem sporu. Mocnost eroze téglů je odhadována v desítkách až stovkách metrů (e.g., Boháč and Pavlová, 2012, Pavlík a kol., 2009). Navíc byly pro účely této studie k dispozici geotechnická data

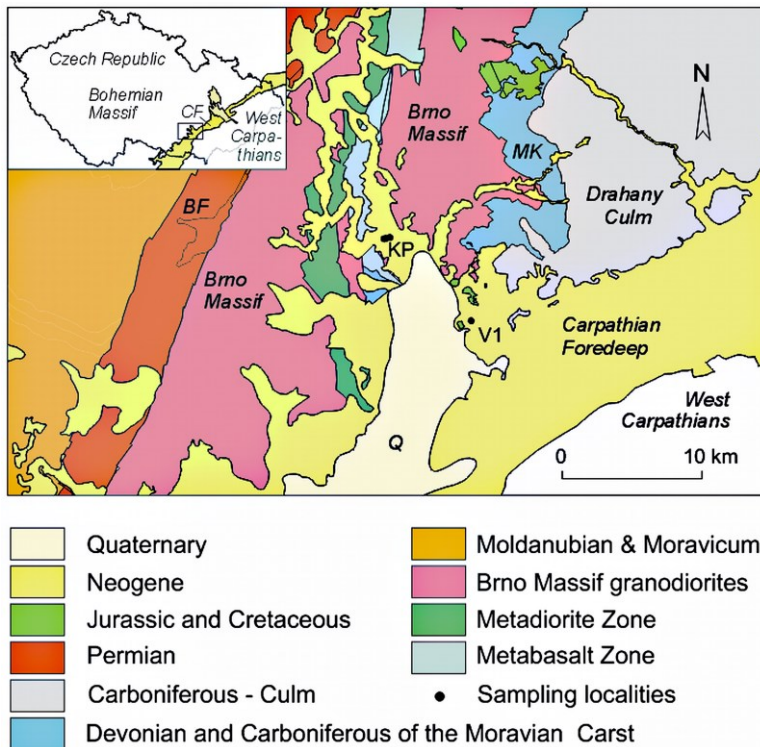
z průzkumných prací pro tunely Královo Pole realizované v souvrství téglu (Pavlík a kol. 2004, Svoboda a kol., 2009; 2010).

## **2. Cíl práce**

Cílem studie je určit mocnost eroze téglů pěti metodami/přístupy: Geotechnická numerickou zpětnou analýzou (Malát a kol. 2016), Baldwin-Butlerovou rovnicí (Baldwin and Butler 1985), Casagrandeho (1936) metodou a měřením DMT (Marchetti 1980, Kouretzis 2015) a PSPC (Ryley and Carder 1995) a odhadnout co nejpravděpodobnější hodnotu.

### **2.1. Zájmová oblast**

Využitá polní data a vzorky pochází ze dvou lokalit na území města Brna. Data z Brna – Králova Pole (z projektu tunely Královo Pole) byly využity pro numerickou zpětnou analýzu. Vzorky pro analýzu podle Baldwin-Butlerova a Casagrandeho návrhu pochází z vrtu „V1“ z Brna – Slatiny (viz obr.1). Měření PSPC a DMT byla provedena v blízkosti vrtu V1 a královopolských tunelů.



Obr. 1. Pozice KP (tunely Královo Pole) a vrtu V1 (Brno – Slatina). Žlutá šrafa vyznačuje rozsah karpatské předhlubně, pro přehlednost jsou vyznačeny i sousední geologické jednotky.

### 2.1.1. Vrt V1

Vrt V1 byl umístěn v Brně mezi ulicemi Drážní a Šmahova. Koordináty osy vrtu jsou: 49.1709261N, 16.6826475E (WGS). Okolní terén je rovinný a dosahuje nadmořské výšky cca 250 m n. m.

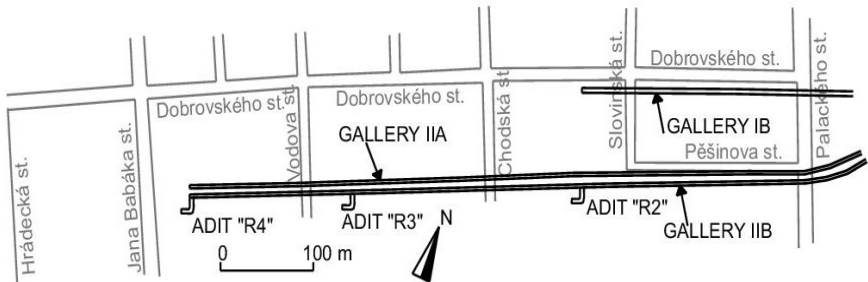
V profilu vrtu V1 byly zastiženy antropogenní navážky v intervalu 0-0.5 m a kvartérní hlíny a jíly v intervalu 0.5-3.9 m. Těgl byl zastižen v hloubce 3.9-48 m. Spodnobádenské jlovité písky a šterky byly zastiženy v hloubce 48.0-56.5 m.

### 2.1.2. Tunely Královo Pole

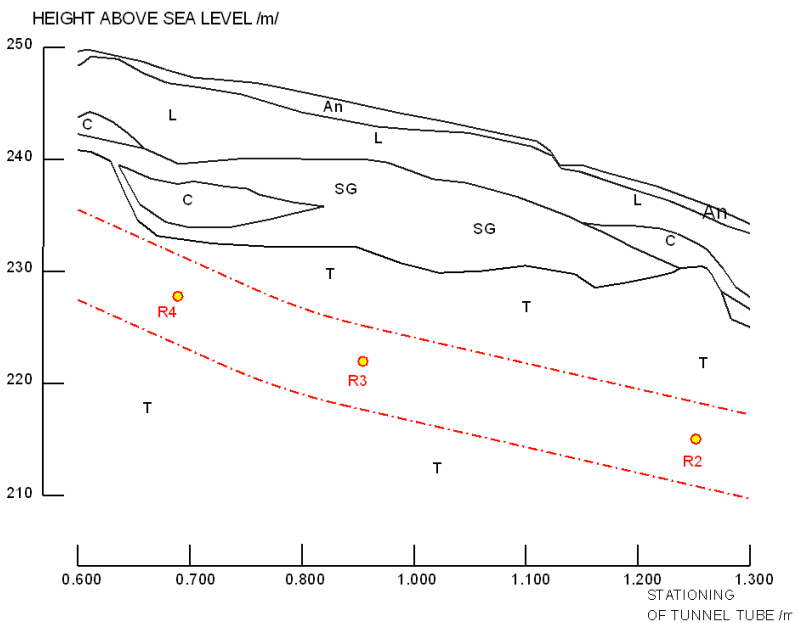
Dva dvouproude tunely Královo pole se nachází v severozápadní části Brna. V rámci průzkumných prací byly provedeny a monitorovány tři průzkumné štoly a čtyři nevystrojené rozrážky (obr. 2). Geologické



poměry okolo průzkumných štol jsou vyobrazeny na obr. 3 (viz Pavlík a kol. 2004 pro detailnější informace).



Obr. 2. Průzkumná díla provedená během průzkumu pro královopolské tunely - Průzkumné štoly a nevystrojené rozrážky (Pavlík a kol. 2004).



Obr. 3 Geologické poměry v okolí analyzovaných rozrážek T – tégel, SG – štěrkopísky, C – jílovitá hlína, L – spraš, An – antropogenní uloženiny. Tunelová trouba je vyznačena čerchovanou čárou.

### 3. Metody, výsledky a diskuze

#### 3.1. Baldwin–Butlerova rovnice

Baldwin and Butler (1985) navrhli empirickou rovnici pro výpočet původní hloubky pohřbení vzorku označovanou jako „ $b_d$ “. Jedná se o regresní křivku k datům nasbíraných Baldwinem (1971) a několika dalšími autory. Rovnice je uplatnitelná pro jílovité sedimenty.

$$b_d = 6.02 S^{6.35} \cdot 1000 \text{ [m]} \quad (1)$$

kde solidita  $S$  [%] je vyjádřením pevné fáze sedimentu v procentech celkového objemu.

Solidita vzorku se mění po vyjmutí z napjatosti *in-situ*. Pro odhadnutí původní solidity musí být rekonsolidován při hodnotě *in-situ* efektivního vertikálního napětí  $\sigma'_v$ :

$$\sigma'_v = \gamma_{sat} \cdot h - u \text{ [kPa]} \quad (2)$$

kde

$\gamma_{sat}$  – [kN.m<sup>-3</sup>] objemová tíha saturované zeminy,

$h$  – [m] výška nadloží,

$u$  – [kPa] pórový tlak *in-situ*

Použitá objemová tíha  $\gamma_{sat}$  téglu byla 18.8 kN.m<sup>-3</sup> (Svoboda a kol. 2009, 2010).

Mocnost eroze je pak jednoduše spočtena z původní hloubky pohřbení a z aktuální hloubky pohřbení pod povrchem vyšetřovaného souvrství.

$$E = 6.02S^{6.35} \cdot 1000 - h \quad (3)$$

$E$  – [m] mocnost eroze.

#### Výsledky a diskuze

Mocnosti eroze určené za užití Baldwin-Butlerova vztahu jsou sumarizována v tabulce 1. Je zjevné, že hodnoty se pohybují okolo 200 m při maximální a minimální hodnotě 245 a 177 m. Ovšem efekty

stárnutí zeminy nejsou v Baldwin-Butlerově rovnici, a navíc není uvažováno ani snížení solidity dané odlehčením při erozi.

Tab. 1. Mocnost eroze spočtená za užití Baldwin–Butlerovy rovnice.

hloubka vzorku (současná) [m]	solidita „S“ po rekonsolidaci [%]	spočtená mocnost eroze E [m]
14	59,7	<b>213</b>
21	67	<b>231</b>
24	59,9	<b>208</b>
27	61,2	<b>240</b>
30	61,3	<b>240</b>
33	59,7	<b>193</b>
36	59,9	<b>195</b>
38	59,2	<b>177</b>
41	61,9	<b>245</b>
47	61,5	<b>227</b>

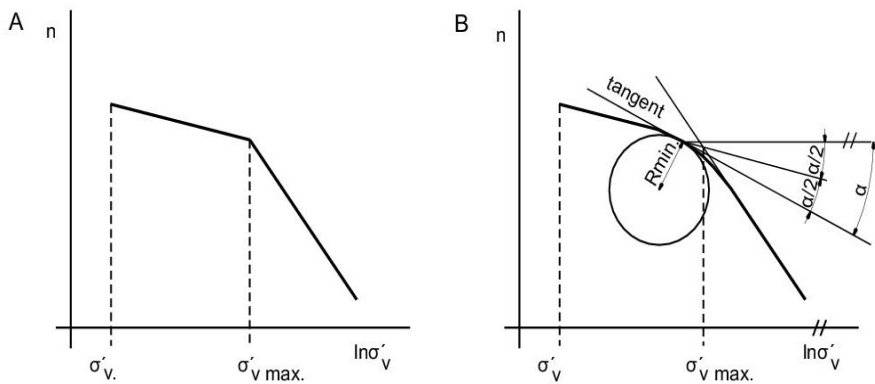
### 3.2. Casagrandeho metoda

Casagrande (1936) prohlásil, že největší zatížení, pod kterým byla zemina (jíl) konsolidována, může být odhaleno jako „překonsolidační napětí“ při jednodimenzionálním kompresním testu v edometru. Dále Casagrande (1936) navrhl grafickou metodu stanovení překonsolidačního napětí  $\sigma'_{v\ max}$  pomocí edometrického testu. Ideální kompresní křivka překonsolidované zeminy je na obr. 4A. Přirozeně uložená zemina však nevykazuje tak zřetelný zlom ve vyobrazení  $n\text{-}\log\sigma_v'$  a překonsolidační napětí je určeno, jak je vyznačeno na obr. 4B. Tato metoda je hojně využívána do současnosti navzdory skutečnosti, že Casagrandeho koncept musí být chybný díky efektům stárnutí ovlivňujících zeminu. Avšak pokud je známo překonsolidační napětí a tíha sedimentu, mocnost eroze sedimentu uloženého ve vodě lze určit vztahem:

$$E = \frac{\sigma'_{v\ max}}{(\gamma')} - h \text{ [m]} \quad (4)$$

$\sigma'_{v \max}$  – [kPa] překonsolidační napětí  
 $\gamma'$  – [kN.m<sup>-3</sup>] efektivní tíha sedimentu během sedimentace

Neporušené vzorky z vrtu V1 byly vystaveny jednodimenzionální kompresi v edometru. Po rekonsolidaci na odhadované *in-situ* vertikální efektivní napětí byly vzorky v postupných krocích zatíženy až na hodnotu vertikálního napětí cca 10 MPa, což je výrazně více, než je pro pevné a překonsolidované jíly v praxi navrhováno (Head and Epps, 2011). Navzdory vysokému dosahovanému napětí se určení překonsolidačního napětí Casagrandeho metodou jeví jako nepřesvědčivé. Výsledky jsou uvedeny v tab. 2.



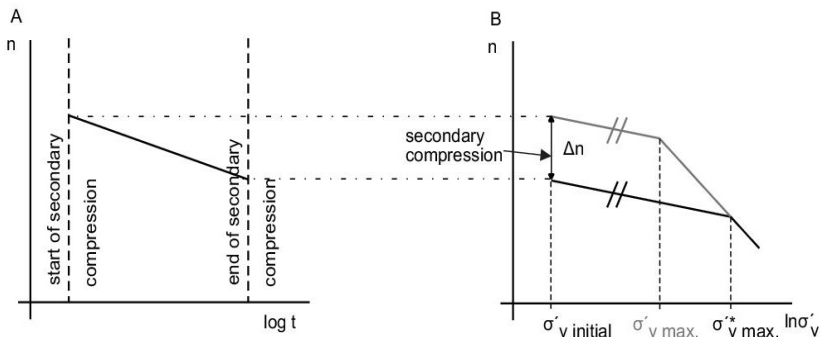
Obr. 4. Edometrická kompresní křivka v semilogaritmickém zobrazení porozita „ $n$ “ vs. logaritmus efektivního vertikálního napětí  $\ln \sigma'_v$ : A) Ideální edometrická kompresní křivka; B) Určení  $\sigma'_{v \max}$  navrhované Casagrandem (1936).

Jak je uvedeno výše, Casagrandeho koncept je chybný kvůli efektům stárnutí, především díky snižování porozity v čase.

Snižování porozity beze změny vertikální efektivní napjatosti je zřetelné zvláště v případě jílu. Díky tomuto sekundárnímu stlačení nemůže edometrický test provedený na vzorcích přirozeně uloženého jílu odhalit nic jiného, než „pseudo-překonsolidační napětí“  $\sigma'^*_{v \max}$  místo „skutečného překonsolidačního napětí“  $\sigma'_{v \max}$ . Pseudo-překonsolidační napětí  $\sigma'^*_{v \max}$  určené Casagrandeho metodou může dosahovat značně větších hodnot než skutečné překonsolidační napětí  $\sigma'_{v \max}$  (viz obr. 5).

Změna porozity v čase vyvolaná sekundárním stlačením může být odhadnuta pomocí indexu sekundárního stlačení  $C_\alpha$  [-]. V geotechnické

praxi je index  $C_\alpha$  lineární část kompresní křivky ve vyobrazení číslo pórovitosti vs. logaritmus času (e.g., Head and Epps, 2011). Nicméně extrapolace do „geologického“ času je velmi hrubý a diskutabilní odhad.



Obr. 5. Pokles pórovitosti během sekundárního stlačení (A), a jeho vliv na kompresní křivku (B).

Dále je potřeba určit dobu trvání sekundárního stlačení, aby bylo možné odhadnout změnu pórovitosti vyvolanou sekundárním stlačením. Čas sedimentace téglu zastiženého ve vrtu V1 byl stanoven magnetostratigrafickým měřením na neporušených vzorcích (Bosák a Pruner, 2014), které ukázalo, že tato sedimentace se odehrála přibližně v době před 14.8 a 14.24 mil. lety. Proces sedimentace byl tak pomalý, že starší části souvrství byly ovlivněny sekundárním stlačením již před tím, než sedimentovala mladší část souvrství. Z tohoto důvodu byla pro účely výpočtu doba trvání sekundárního stlačení určena na polovinu intervalu sedimentace, tedy na 14.52 mil. let.

## Výsledky a diskuze

Pro výpočet změny pórovitosti vzorků z vrtu V1 vyvolané během sekundárním stlačením byl použit index  $C_\alpha = 0.016$  (Boháč and Pavlová, 2012). Následně byly spočteny mocnosti eroze z edometrických křivek (výsledky viz tabulka 2).

Takto získané mocnosti eroze se pohybují mezi 134 – 766 m. Výsledky tak nelze považovat za věrohodné.

Problematičnost využití Casagrandeho návrhu, tj. využití edometrického testu pro vyšetřování napětí od nadloží v geologické minulosti dobře

vyjádřili Mayne a Kulhawy (1982): „V současnosti nicméně není známa technika, jak určit  $OCR_{max}$  ... (tj. překonsolidační napětí)“. Burland (1990) nebo Chandler (2010) také explicitně poukázali na tento problém, nicméně Casagrandeho (1936) přístup je stále nejrozšířenější technikou pro určování  $OCR$  (nebo pseudo- $OCR$ ). Je korektní uvést, že již byla navržena i jiná metoda pro odhad  $\sigma'_{v\ max}$  z edometrického testu (např. Jefferies a kol. 1987). Ovšem jedná se o techniku snadnějšího odhadu „zlomového bodu“ a nezaobírá se skutečností, že tento bod neodpovídá překonsolidačnímu napětí v případě zemin postižených stárnutím.

Tab. 2. Mocnost eroze téglu určená pomocí edometrického testu.

č. vzorku	hloubka vzorku [m]	$\sigma'_v$ [kPa]	$\Delta n$ [-]	$\sigma'^*_{v\ max}$ [kPa]	$\sigma'_{v\ max}$ [kPa]	eroze E[m]
4	14	124	066	2100	1300	<b>134</b>
5	21	185	053	3950	2600	<b>274</b>
6	24	211	047	5400	4050	<b>436</b>
7	27	238	035	7050	5550	<b>604</b>
8	30	264	055	3900	2300	<b>231</b>
9	33	290	050	5000	3450	<b>359</b>
10	36	317	048	4850	2700	<b>271</b>
11	38	334	046	5050	4000	<b>417</b>
12	41	361	031	8950	7100	<b>766</b>

### 3.3. Geotechnická numerická zpětná analýza

Geotechnická numerická zpětná analýza simuluje mechanické chování podzemních prací provedených v rámci projektu Tunely Královo Pole. (podrobněji viz Rott a kol., 2015). Projekt sestává ze dvou silničních tuteľů, vystrojených průzkumných štol trojúhelníkovitého („kapličkovitého“) průřezu a detailně monitorovaných nevystrojených rozrážek kruhového průřezu. Nejdůležitější součástí této analýzy byly jmenované nevystrojené rozrážky. Byly raženy z průzkumných štol a záměrně ponechány bez vystrojení z důvodu umožnění měření konvergencí výrubu. Měřené konvergence výrubů byly v modelech dosaženy optimalizací koeficientu zemního tlaku v klidu  $K_0$  při využití hypoplastického konstitučního vztahu (Mašín, 2014; Rott and Mašín,

2014). Tato technika umožnila stanovit napjatostní podmínky *in-situ* v masivu před započítáním ražeb (tzv. výchozí napětí *in-situ*). Při známém výchozím napětí *in-situ*, může být stanovena mocnost eroze, jak je detailněji popsáno v následujícím textu.

### Výchozí napětí v numerickém modelu

Výchozí *in-situ* napětí může být vyjádřeno koeficientem  $K_0$ :

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad [-] \quad (5)$$

where

$\sigma'_v$  a  $\sigma'_h$  jsou vertikální a horizontální efektivní napětí.

$K_0$  závisí na historii napjatosti, jako bylo dokázáno řadou laboratorních měření (např. Brooker a Ireland, 1965, nebo Mayne a Kulhawy, 1982). Druzí z uvedených autorů navrhli empirickou rovnici odvozenou z laboratorních měření na zatížených, odlehčených a znovuzatížených vzorcích písků i jílu. Tento typ testů je laboratorní simulací sedimentace, eroze a resedimentace.

$$K_0 = (1 - \sin\phi') \left[ \frac{OCR}{OCR_{max}(1 - \sin\phi')} + \frac{3}{4} \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (6)$$

kde  $\phi'$  kritický úhel vnitřního tření zeminy (kritické stavy viz nař. Atkinson, 2007) a  $OCR$  a  $OCR_{max}$  jsou stupně překonsolidace definované jako:

$$OCR_{max} = \sigma'_{vmax} / \sigma'_1 \quad [-] \quad (7)$$

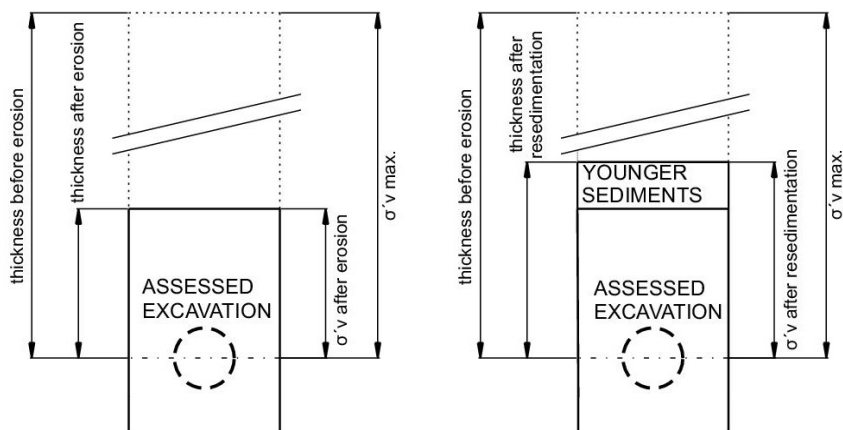
$$OCR = \sigma'_{vmax} / \sigma'_2 \quad [-] \quad (8)$$

$\sigma'_1$  = napětí po erozi;  $\sigma'_2$  = napětí po resedimentaci

Je důležité si uvědomit, že rovnice (6) je platná pouze pro mechanicky zatížené, odlehčené a znovupřítížené zeminy, tj. pro skutečně překonsolidované zeminy. Znamená to že v případě užití  $\sigma'^*_{vmax}$  není výsledek správný.

Z tohoto důvodu nemůže být v případě této studie rovnice (6) upatněna za užití edometrických testů. Ovšem pokud je  $K_0$  věrohodně stanoven

jinou metodou – v tomto případě numerickou zpětnou analýzou – rovnice (6) může být použita pro výpočet mocnosti eroze. (za předpokladu konstantního  $K_0$  v čase – viz diskuze níže).



Obr. 6. Efektivní vertikální napětí v rovnicích (7) a (8).

Geotechnická numerická analýza tak sestává z těchto kroků:

- 1)  $K_0$  iterativně určený numerickým modelem
- 2) Stanovení odpovídajícího  $\sigma'_{v\ max}$  podle rovnice (6)
- 3) Spočtení mocnosti rovnice užitím rovnice (4).

### Popis modelu

Tři modelované nevysterojené rozrážky „R2“, „R3“ a „R4“ byly provedeny kolmo na průzkumnou rozrážku IIB (obr. 2 a 3). Rozrážky mají kruhový průřez o průměru cca 2 m.

Tégl byl modelován hypoplastickým konstitučním vztahem (Mašín, 2005) rozšířeným o vnitřní anizotropii (Graham a Houlsby, 1983), který dává zemině odlišnou tuhost v horizontálním a vertikálním směru, (Mašín a Rott 2014, Mašín, 2014), což je zásadní pro správnou simulaci konvergence modelovaných rozrážek.

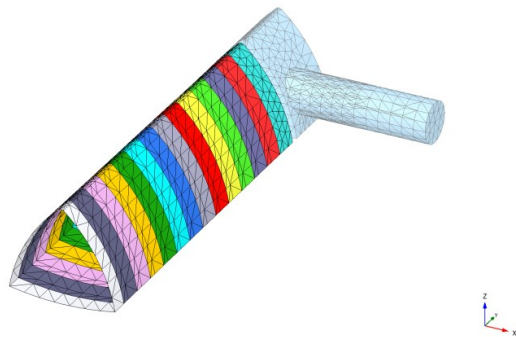
Geologické podmínky v okolí tří modelovaných rozrážek byly sestaveny podle geologického a geotechnického průzkumu pro královopolské tunely (Pavlík a kol. 2004). Pozice hladiny podzemní vody se nacházela



na rozhraní kvartérních zemin a téglu. Parametry modelu byly sestaveny podle studie Rotta a kol. (2015).

Rozrážky byly modelovány třírozměrně za užití konečných prvků (MKP) v komerčním geotechnickém softwaru Plaxis 3D. Modely byly 55 m široké, 37 m hluboké a 36 m dlouhé. Jelikož se analyzované konvergenční profily rozrážek nacházely několik metrů od průzkumných štol, každý model obsahoval jak rozrážku, tak průzkumnou štolu. (obr. 7).

Primární ostrění průzkumných štol sestávala ze dvou komponent: stříkaného betonu a masivní ocelové výztuže. Ostění bylo modelováno „shell“ elementy, které byly charakterizovány jednotnou sadou parametrů, který byl obdržen homogenizační procedurou popsanou ve studii Rotta (2014).



Obr. 7. Křížení průzkumné štoly a nevystrojené rozrážky.

Jak je nadneseno výše, cílem numerického modelování bylo obdržet  $K_0$  optimalizací stejný poměr horizontálních ( $U_h$ ) a vertikálních ( $U_v$ ) konvergencí, jaký byl změřen *in-situ* pro 3 rozrážky R2, R3 a R4. (Boháč a kol., 2013, Malát et al. 2016). V případě rozrážky R2 byl poměr deformací  $U_h/U_v = 1.248$  V případě R3 a R4 byl poměr  $U_h/U_v = 0.842$  resp.  $U_h/U_v = 0.605$  (viz tab. 3).

V následujícím kroku je použita rovnice (6) pro zjištění překonsolidačních napětí a v posledním kroku je určena mocnost eroze pomocí vztahu (4). Pro účely numerického modelování byl geologický vývoj v zájmové lokalitě zjednodušen následujícím způsobem: zaprvé, sedimentace téglu se odehrávala pod hladinou vody a po celou dobu

eroze byla úroveň hladiny vody totožná s povrchem téglu. Zadruhé, kvartérní sedimenty byly uvažovány v konstantní (současnosti odpovídající) mocnosti. A zatřetí, objemová tíha téglů  $\gamma_{\text{sat}}$  byla uvažována konstantní o hodnotě  $18.8 \text{ kNm}^{-3}$  bez ohledu na hloubku pod povrchem.

## Výsledky a diskuze

Tab. 3 zahrnuje poměr konvergencí změřených *in-situ*, deformace poskytnuté modelem po optimalizaci a odpovídající hodnoty  $K_0$  z 3D modelu každé z rozrážek.

Tab. 3. Poměry konvergencí a odpovídající hodnoty  $K_0$ .

Rozrážka	$U_h/U_v$ měřené <i>in-situ</i>	$U_h/U_v$ z modelů po optimalizaci $K_0$	Odpovídající $K_0$
R2	1.248	1,250	<b>0.75</b>
R3	0.842	0.842	<b>0.58</b>
R4	0.605	0.601	<b>0.60</b>

Tab. 4 zahrnuje spočtené koeficienty  $K_0$  s vyznačením současné mocnosti téglu od osy rozrážky po povrch souvrství téglu (bázi kvartérních sedimentů). Dále tab. 4 obsahuje hodnoty  $K_0$  dané rovnicí (6) pro náhodně zvolené mocnosti eroze.

Tab. 4. Porovnání hodnot  $K_0$  z 3D modelů a z výpočtů podle rovnice (6)

Rozrážka	Mocnost téglu nad osou rozrážky [m]	Mocnost kvartérních sedimentů [m]	$K_0$ ze zpětné numerické analýzy [m]	$K_0$ dané rovnicí (15) pro vybrané mocnosti eroze:			
				0 m	20 m	30 m	40 m
R2	17	6,0	0,75	0,63	0,68	0,72	0,76
R3	10,5	13,0	0,58	0,63	0,63	0,63	0,70
R4	5,5	16,0	0,60	0,63	0,63	0,63	0,69

Numerická zpětná analýza kombinovaná s rovnicemi (6) a (4) naznačuje, že eroze téglu v prostoru královopolských tunelů byla mezi 0 až 40 m. Ovšem hodnoty  $K_0$  obdržené numerickou zpětnou analýzou pro rozrážky R3 a R4 jsou ještě nižší než pro normálně konsolidovaný tégl. Tento rozpor může být způsoben několika příčinami, které jsou diskutovány v následujícím textu.

### *Nejistoty ve vstupních parametrech*

Prezentovaná numerická zpětná analýza závisí na mnohých geotechnických parametrech a stavových proměnných. Nejdůležitějšími mechanickými jevy ovlivňujícími výsledky jsou však vnitřní anizotropie (Mašín a Rott, 2014; díky vlivu na výsledky numerické zpětné analýzy) a pevnost zeminy (díky vlivu na odhad mocnosti eroze k hodnoty  $K_0$ ).

Kritický úhel vnitřního tření je funkcí mineralogie a zrnitosti. Souvrství téglu se neskládá čistě z jílové frakce a existují v něm polohy, které obasují například velké množství písku. Tento fakt má nevyhnutelně vliv na kritickou pevnost vyjádřenou pomocí  $\phi'$ . Dříve publikované hodnoty  $\phi'$  pro téglu z několika lokalit se pohybují v rozpětí 19° až 27° (Svoboda, 2009, Boháč, 1999). Zásadní vliv kritického úhlu vnitřního tření na odhad mocnosti eroze se ozřejmí při bližším pohledu na rovnici (6). Člen  $(1 - \sin \phi')$  v rovnici (6) činí 0.67 při  $\phi' = 19^\circ$  a 0.55 při  $\phi' = 27^\circ$ . Bylo použito  $\phi' = 22^\circ$  jakožto nejvěrohodnějšího údaje stanoveného triaxiálním testem na vzorku z okolí analyzovaných rozrážek.

Vnitřní anizotropie byla vyjádřena parametrem " $\alpha_G$ " jakožto poměrem horizontálních a vertikálních smykových modulů zeminy a v modelu byl tento poměr uvažován jako konstanta:  $\alpha_G = 1.45$  (Rott a kol., 2015). Ovšem zeminy *In-situ*, mohou být ovlivněny několika faktory, jako jsou například tektonické pohyby, nebo diagenese apod., které mohou způsobovat nehomogenitu v tuhosti (např. Ku a Mayne, 2015).

### *Zjednodušení geologického vývoje*

Bliže povrchu zkoumaného souvrství je obecně  $K_0$  citlivější na změny efektivní napjatosti, jelikož rozdíl v OCR jsou větší než v případě hlubších poloh. Cyklická eroze a znovuukládání kvartérních sedimentů a změny úrovně hladiny podzemní vody i v řádu prvních metrů mohou ovlivnit  $K_0$ , a to zvláště ve svrchních partiích téglu. Navíc mohly být svrchnější části souvrství téglu „prohněteny“ klimatickými vlivy, které mohly vyústit ve „ztrátu“ překonsolidace. Není možné v úplnosti rekonstruovat geologický vývoj zájmové oblasti. Proto považovat za

nejvěrohodnější model a výsledky rozrážky R2, kde je nadloží téglu nejmocnější.

#### *Předpoklad konstantního $K_0$ během stárnutí*

Nuerická zpětná analýza stojí na předpokladu, že  $K_0$  se nemění během stárnutí. Ovšem vliv stárnutí na  $K_0$  je v geotechnické literatuře doposud předmětem sporu.

Nejvíce diskutovanou otázkou je vliv sekundárního stlačení na  $K_0$ . Několik provedených laboratorních studií dospělo k odlišným výsledkům. (Mesri a Hayat, 1993, Kavazanjian a Mitchell 1984, Gareau a kol., 2006). Rozpor může být způsoben faktem, že během testů musí být dodržována podmínka nulového horizontálního přetvoření. Některé starší laboratorní studie podporují názor, že  $K_0$  díky sekundárnímu stlačení konverguje k hodnotě 1.0 (např. Kavazanjian a Mitchell, 1984) ovšem tyto závěry byly kritizovány z důvodu kompenzace příliš velkých horizontálních přetvoření během testů. (Holtz a Jamiolkowski, 1985). Jiní autoři dokládají (např. Mesri a Hayat, 1993) že  $K_0$  během sekundárního stlačení vzrůstá. Ovšem některá mladší data dokazují, že  $K_0$  je v čase konstantní (Gareau a kol., 2006). Konstrukce zařízení poslední jmenované skupiny autorů dovoluje nejmenší přetvoření zeminy ve srovnání se staršími. Z tohoto důvodu předpokládám, že  $K_0$  je v čase konstantní.

Mimo sekundární stlačení je ostatní efekty stárnutí velmi obtížné kvantifikovat. Ovšem fakt, že tégl je náhlížen jako nez cementovaná a nebobtnavá zemina, dovoluje předpoklad, že  $K_0$  není těmito ostatními vlivy stárnutí měněn.

Nejmenší odchylky  $K_0$  numerických modelů od  $K_0$  daných rovnicí (6) jsou při mocnosti eroze 30 m. Tato hodnota a hodnota pro nejrelevantnější model (rozrážka R2) (40 m – viz tab. 4) jsou určeny jako interval pravděpodobné eroze. S přihlédnutím k nejistotám ve vstupních parametrech modelu, zjednodušením geologického vývoje a vzhledem k relativně malým rozdílům v obdržených hodnotách  $K_0$  (tab. 4) se mocnost eroze od 30 do 40 metrů jeví jako věrohodný odhad.

### 3.4. DMT a PSPC

Sondy DMT a PSPC umožňují stanovit koeficient  $K_0$ . Když je znám koeficient  $K_0$ , mocnost eroze může být spočtena stejným způsobem jako v případě numerické zpětné analýzy – tzn. kombinací rovnic (6) a (4).

#### 3.4.1. DMT

Plochý dilatometr je zařízení pro měření *in-situ*. Zařízení registruje totální napětí “ $p_0$ ”. Hodnoty  $p_0$  jsou použity pro výpočet  $K_0$ .

Průnikem sondy do zeminy nastane expanze zeminy. Z tohoto důvodu je měřené napětí větší než v podmínkách zemního tlaku v klidu. Z měřených dat je spočten koeficient zemního tlaku  $K_D$ :

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_v \quad (9)$$

a koeficient zemního tlaku v klidu  $K_0$  je pak spočten:

$$K_0 = (K_D / 1,5)^{0,47} - 0,6 \quad (10)$$

Rovnice (9) je založena na kombinaci překonsolidačního napětí získaného Casagrandeho metodou a nepřímo určeného  $K_0$  (podle studie Brookera and Irelanda (1965)) s hodnotami  $K_D$  (Marchetti 1980).

Kouretzis a kol. (2015) navrhli rovnici:

$$K_{0\ DMT} = 0,36e^{0,11K_D} \quad (11)$$

Rovnice (11) je výsledek parametrické studie – 3D numerického modelu DMT v softwaru Abaqus.

### Výsledky a diskuze

Pro účely této studie byly analyzovány dva testy. “Sonda 1” byla provedena v blízkosti vrtu V1 a „sonda 2“ v blízkosti královopolských tunelů (viz obr. 1). Výsledky jsou prezentovány v tab. 5. Hloubka analyzovaného měření je 4 – 15 m v případě sondy 1 a 10 – 20 m v případě sondy 2.

Tab. 5. Výsledky z měření DMT. <sup>A</sup>Vyhodnoceno podle rovnice (10). <sup>B</sup>Vyhodnoceno podle rovnice (11).

	$K_0$ [-]	eroze E [m]
Probe 1 <sup>A</sup>	2,08 – 1,55	200
Probe 1 <sup>B</sup>	1,30 – 0,80	40
Probe 2 <sup>A</sup>	1,28 – 1,43	1000
Probe 2 <sup>B</sup>	0,72 – 0,73	80

Pokud jsou určující výsledky numerické zpětné analýzy, tak hodnoty  $K_0$  podle rovnice (10) a odpovídající mocnosti eroze jsou neakceptovatelné. Na druhou stranu, pokud je použita rovnice (11), jsou výsledky porovnatelné s numerickou zpětnou analýzou. Srovnání indikuje, že Marchettiho rovnice (10) není použitelná v případě stárnutím postižených zemín jako je např. tégl.

### 3.4.2. PSPC

PSPC měří pórové tlaky a totální napětí. Již bylo publikováno několik empirických rovnic pro výpočet  $K_0$ . Tedd and Charles (1983) navrhli

$$\sigma_h = (\sigma_{TSC} - 0,5c_u) \quad (12)$$

$\sigma_{TSC}$  – [m] měřené totální napětí

Pokud je znám pórový tlak, může být spočteno efektivní horizontální napětí.

Rovnice (12) je založena na srovnání s jinými zařízeními a metodami pro měření a určování efektivního horizontálního napětí a  $K_0$ . (Tedd and Charles 1983).

Ryley a Carder (1995) navrhli:

$$\sigma_{h0} = 1,5(c_u - 100) \quad (13)$$

a

$$\sigma_{h0} = 4(c_u - 120) \quad (14)$$

Návrh se zakládá na horizontálním měření v londýnském jílu, kde byla známa hodnota vertikální napjatosti.

Pro účely této studie bylo zhodnoceno jedno měření, které bylo provedeno v blízkosti vrtu V1 v hloubce 14,2 m.

Tab. 6. Výsledky PSPC.

	$k_0$ [-]	eroze E [m]
$\sigma_h$ rovnice (12)	2,30	911
$\sigma_h$ rovnice (13)	1,33	185
$\sigma_h$ rovnice(14)	2,11	712

Výsledky jsou v rozporu s výsledky geotechnické numerické zpětné analýzy. Návrh Tedda a Charlese (1983) se jeví jako neoužitelný pro pevné překonsoidované jíly, jak již poukázali Ryley a Carder (1995). Ovšem Ryley a Carder (1995) nerefletovali ve své studii vnitřní tuhostní anizotropii zemín (Graham a Houlsby, 1983). Proto jsou rovnice (13) a (14) nevhodné pro vertikálně orientované testy v téglu (pro stanovení  $\sigma_h$ ).

#### 4. Závěry

Mocnost eroze téglu byla stanovena pomocí pěti metod: Baldwin-butlerovy rovnice, Casagrandeho metody, geotechnické numerické zpětné analýzy a měření mi DMT a PSPC.

1. Podle Baldwin-butlerovy rovnice odpovídá mocnost eroze přibližně 180 – 270 m. Tento interval vychází z rozmezí porozit (solidit) neporušených vzorků obdržných z edometrických testů.

2. Baldwin-butlerova rovnice má několik nedostatků. Nereflektuje změny v pórovitosti (soliditě) způsobené odlehčením při erozi a/nebo znovupřetížením při resedimentaci. Ještě zásadnější je nereflektování sekundárního stlačení nebo jiných efektů stárnutí. Rovnice (1) je navíc regresní křivkou kolekce dat, která jsou ve značném rozptylu vůči této křivce a ta je tak z principu nepřesná. Uvedené fakty vyvracejí možnost použití této metody pro odhad mocnosti erodované vrstvy téglu.

3. Casagrandeho metoda udává mocnost eroze v intervalu od 130 do 770 m. Bylo snahou vypořádat se s efektem sekundárního stlačení užitím koeficientu sekundárního stlačení, který je ovšem stanoven z laboratorních dat za zcela odlišných časových měřítek od času geologického. Ovšem další efekty stárnutí, pravděpodobně související s chemo-strukturálními změnami, zřejmě ovlivňují stlačitelnost jílu, jak je zjevné z laboratorních edometrických testů. Je možné konstatovat, že tato metoda není schopna určit mocnost eroze téglu.

4. Geotechnická numerická zpětná analýza kombinovaná s empiricky stanovenou závislostí horizontálního napětí *in-situ* (nebo  $K_0$ ) na OCR (skutečném stupni překonsolidace) má výhodu spočívající ve faktu, že se nemusí zaobírat efekty stárnutí.

5. Numerické modely simulovaly konvergence nevystrojených kruhových rozrážek pomocí  $K_0$  optimalizace. Z výsledných hodnot koeficientu zemního tlaku v klidu  $K_0$  byla odhadnuta mocnost eroze od 0 do 40 m, s nejpravděpodobnější hodnotou v intervalu 30 až 40 m.

6. Navrhovaná kombinace numerického modelu monitorovaného výrubu a empirické rovnice Mayne a Kulhaweho (1982) (6) se ukazuje jako vhodný nástroj pro odhadování mocnosti eroze stárnutím postižených zemín, jako je tomu v případě téglu.

7. Rovnice pro vyhodnocení měření DMT a PSCP vedou k neakceptovatelným zkresleným výsledkům kromě rovnice (11), což indikuje, že přístup Kouretzise a kol. (2015) – vytvoření vztahu z parametrické numerické studie – je velmi efektivní nástroj ve srovnání s „konvenčními“ přístupy (Marchetti 1980; Tedd a Charles, 1983).



## 5. Literatura

- Atkinson, J.H., 2007. The mechanics of soils and foundations. Taylor and Francis.
- Baldwin, B., 1971. Ways of deciphering compacted sediments. Journal of Sedimentary Research, 41, 1
- Baldwin, B., and Butler, C. O., 1985. Compaction curves. AAPG bulletin, 69, 4, 622-626.
- Boháč, J., 1999. Pevnost a přetváření brněnského téglu , Strength and deformations of Brno Clay - in Czech. XI. Int. Scientific Conference, Technical University VUT, Brno, 33-36.
- Boháč, J. a Pavlová, M., 2012. Předdenudační mocnost a překonsolidace brněnského téglu , Overburden thickness and overconsolidation of Brno Tegel – in Czech. Geotechnika, 1+2, 2012, 26-30.
- Boháč, J., Mašín, D., Malát, R., Novák, V. and Rott, J., 2013. Methods of determination of  $K_0$  in overconsolidated clay. In Proceedings of the 18th International Conference ICSMGE; Delage, P., Desrues, J. Frank, R. Puech, A. and Schlosser, F., Eds., Paris, France; Vol. 1, 203-206.
- Bosák, P., Pruner, P., 2014. Magnetostratigrafie bádenských téglů z vrtné V1 Brno – Slatina , Magnetostratigraphy of Badenian clays in Brno – Slatina – in Czech. Geological institute AVČR, 33 p.
- Brooker, E.W., and Ireland, H. O., 1965. Earth pressures at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal, 2, 1-15.
- Burland, J. B., 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique, 40, 3, 329-378.
- Casagrande, A., 1936. The Determination of the Pre-Consolidation Load and Its Practical Significance, Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paper D-34, Vol III, 60-34.
- Chandler, R. J., 2010. Stiff sedimentary clays: geological origins and engineering properties. Géotechnique, 60, 12, 891-902.

- Gareau, L. F., Molenkamp, F. and Sharma, J., 2006. An improved oedometer apparatus to measure lateral stress during testing. *Geotechnical Testing Journal*, 29, 3, 1–7.
- Graham, J., & Houlsby, G. T., 1983. Anisotropic elasticity of a natural clay. *Geotechnique*, 33, 2, 165-180.
- Head, K.H. and Epps, R., 2011. *Manual of soil laboratory testing*, Vol. 2, 3rd ed., Whittles Publishing, 499pp.
- Holz, R.D., and Jamiolkowski, M.B., 1985 Time dependence of lateral earth pressure. *Journal of geotechnical engineering*, 1239-1242.
- Jefferies, M. G., Crooks, J. H. A., Becker, D. E., & Hill, P. R., 1987. Independence of geostatic stress from overconsolidation in some Beaufort Sea clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 3, 342-356.
- Kavazanjian Jr, E. and Mitchell, J. K., 1984. Time dependence of lateral earth pressure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, 4, 530-533.
- Kouretzis, G. P., Ansari, Y., Pineda, J., Kelly, R., & Sheng, D., 2015. Numerical evaluation of clay disturbance during blade penetration in the flat dilatometer test. *Géotechnique Letters*, 5, 3, 91-95.
- Ku, T., Mayne, P. W. (2015). In Situ Lateral Stress Coefficient ( $K_0$ ) from Shear Wave Velocity Measurements in Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(12), 06015009.
- Marchetti, S., 1980. In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of the Geotechn. Engineering*, 106, 3, 299-321.
- Mašín, D., 2005. A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29, 4, 311-336.
- Mašín, D., 2014. Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy. *Géotechnique*, 64, 3, 232-238.
- Mašín, D. and Rott, J., 2014. Small strain stiffness anisotropy of natural sedimentary clays: review and a model. *Acta Geotechnica*, 9, 2, 299-312.
- Mayne, P. W., and Kulhawy, F. H., 1982.  $K_0$ /OCR relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108, 6, 851-872.

- Mesri, G. and Hayat, T.M., 1993. The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 4, 647-666.
- Pavlík, J., Klímek, L. and Rupp, D., 2004. Geotechnical exploration for the Dobrovského Tunnel, the most significant structure on the large city ring road in Brno , in Czech and English. *Tunel*, 13, 2, 2-12
- Rott, J., 2014. Homogenisation and modification of composite steel-concrete lining, with the modulus of elasticity of sprayed concrete growing with time. *Tunel*, 23, 3, 53–60.
- Rott, J. and Mašín, D., 2014. The FEM back-analysis of earth pressure coefficient at rest in Brno clay K0 with the homogenization of steel/shotcrete lining. In *Proceedings of the 25th International Conference Underground Infrastructure in Urban Areas 2014* , UIUA 2014, Wroclaw, Poland; Madryas, C a kol., Eds., Taylor and Francis Group; 113-124.
- Rott, J., Mašín, D., Boháč, J., Krupička, M. and Mohyla, T., 2015. Evaluation of K0 in stiff clay by back-analysis of convergence measurements from unsupported cylindrical cavity. *Acta Geotechnica* 10, 6, 719-733.
- Ryley, M.D., Carder, D.R., 1995. The performance of push-in spade cells installed in stiff clay. *Geotechnique*, 45, 3, 533-539.
- Svoboda, T., Mašín, D. and Boháč, J., 2009. Hypoplastic and Mohr-Coulomb models in simulations of a tunnel in clay , in Czech and English. *Tunel*, 18, 4, 59-68.
- Svoboda, T., Mašín, D. and Boháč, J., 2010. Class A predictions of a NATM tunnel in stiff clay. *Computers and Geotechnics*, 37, 6, 817-825.
- Tedd, P., Charles, J.A., 1983. Evaluation of push-in pressure cell results in stiff clay. *Int. Symp. on Soil and Rock Investigation by in-situ testing*. Paris (2), 579-584.

## 6. Introduction

The thickness of erosion of sediments can be estimated using purely “geological” approach determining the altitudes of the current surface of the stratum and its denudation relics. An essential disadvantage of this approach is the fact that the result can be significantly affected by tectonic (vertical) movements. In order to avoid the problem, several techniques based on analyses of the mechanical properties of the soils can be used. But it is well known that most mechanical properties of soils change during ageing (e.g., Chandler, 2010, Mesri and Hayat, 1993). The ageing effects are difficult, or impossible to quantify, and invalidate the estimates of the erosion thickness. This also disqualifies the two most common methods based on the analysis of mechanical properties: Baldwin–Butler's equation (1985) and Casagrande's (1936) method.

The thickness of erosion can be also derived from *in-situ* stress state represented by coefficient of earth pressure at rest -  $K_0$  if the concept of constant  $K_0$  during time is accepted. The problem is that there is no way how to measure  $K_0$  directly. A lot of field probes use empirical equations for estimating of  $K_0$  such as Flat dilatometer (DMT) (Marchetti 2001) or Push-in spade shaped pressure cell (PSPC) (Sully a Campanella 1998). These equations mostly describe a relationship between  $K_0$  and preconsolidation stress given by Casagrande's method. But this approach is not correct in cases of aged soils where Casagrande's method is invalid. Determining the erosion thickness by a geotechnical numerical back analysis does not have to consider the ageing effects, which would be necessary in both Casagrande's method and Baldwin - Butler's equation. In the following, the results of a numerical back analysis are compared with the results derived from Baldwin–Butler's equation, Casagrande's method and DMT and PSPC measurements.

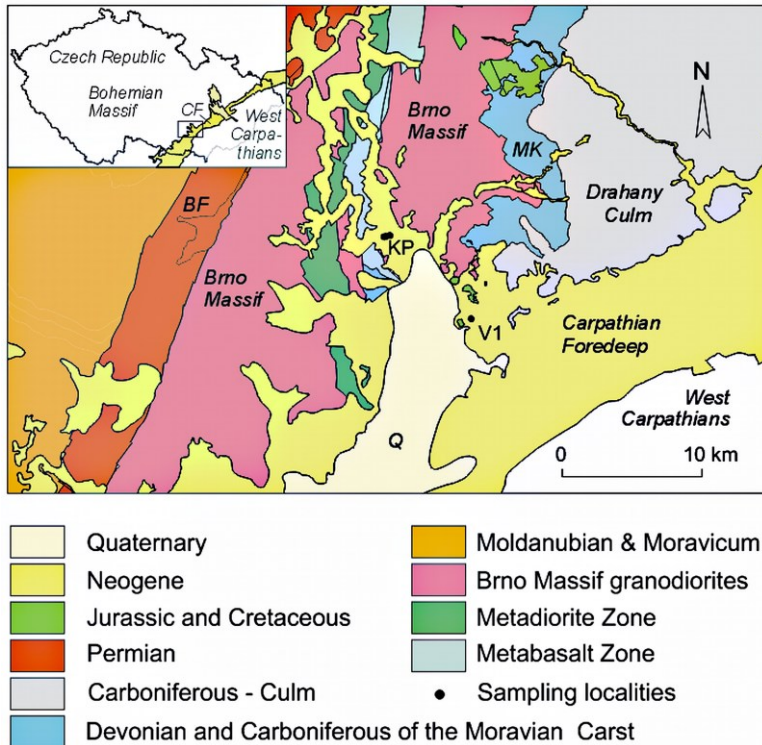
A soil affected by ageing had to be chosen for such a study. The very stiff and overconsolidated Miocene clay of the town of Brno called “Tegl” is a good candidate for such an exercise: it had clearly been subjected to ageing (due to its age) and its thickness of erosion is still a matter of dispute. The estimated values vary from tens to hundreds of meters (e.g., Boháč and Pavlová, 2012, Pavlík et al., 2009). Moreover, a well-documented geotechnical case-history was available for the study – the “Královo Pole Tunnels” project realized in the Tegl strata (Pavlík et al. 2004, Svoboda et al., 2009; 2010).

## **7. Aim of the study**

The aim of this study is to determine the erosion thickness of Tegl strata using five methods/approaches: Geotechnical numerical back analysis (Malát et al. 2016), Baldwin-Butler equation (Baldwin and Butler 1985), Casagrande (1936) method and DMT (Marchetti 1980, Kouretzis 2015) and PSPC (Ryley and Carder 1995) measurements and estimate the most probable value.

### **7.1. Investigated sites**

Samples and data from two sites in the area of Brno town were used. Data from Brno - Královo Pole (Královo Pole Tunnel project) were used in the numerical back analysis. The samples for analyses according to Baldwin - Butler's and Casagrande's proposals were taken from a borehole "V1" in Brno - Slatina (see Fig.1). The PSPC and DMT measurements were carried out in the vicinity of V1 borehole and Královo Pole tunnel.



*Fig. 1. Locations of KP (Královo Pole tunnel) and V1 (Brno – Slatina) boreholes. The yellow area shows the extension of the Carpathian Foredeep, adjacent geological units are shown for reference.*

### 7.1.1. V1 borehole

The borehole V1 was situated in Brno town between Drážní and Šmahova streets. Coordinates of the axis of the borehole are: 49.1709261N, 16.6826475E (WGS). The surrounding is flat and reaches approx. 250 m above sea level.

The V1 profile consists of anthropogenic debris at depth of 0-0.5 m and Quaternary silts and clays at 0.5-3.9 m. Tegl fills the 3.9-48 m. Basal Lower Badenian clayey sand and gravel were encountered at 48.0-56.5 m.

### 7.1.2. Královo Pole Tunnels

The two two-lane road tunnels of the Královo Pole project are situated in the north-western part of Brno. Three exploratory galleries and four

unsupported adits were excavated and monitored as a part of the site investigation (Fig. 2). Geological setting around exploratory galleries is presented in Fig. 3. (see Pavlík et al. 2004 for detailed information).

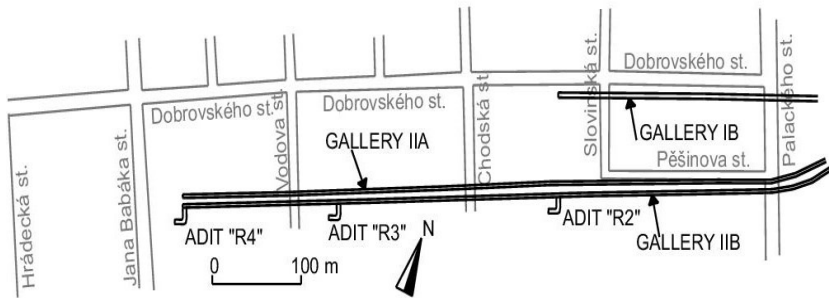


Fig. 2. Underground works during Královo Pole Tunnels site investigations – Exploratory galleries and unsupported adits (Pavlik et al. 2004).

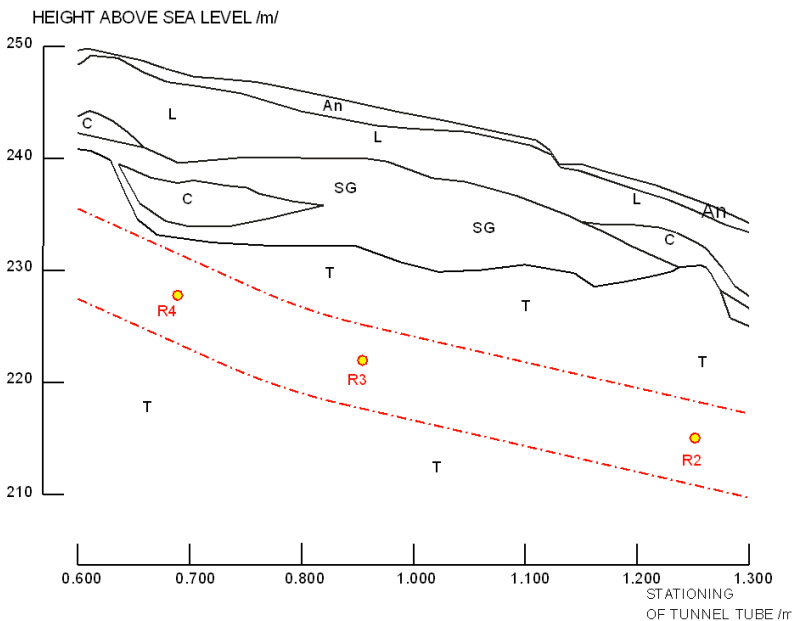


Fig. 3 Geological setting around analyzed adits. T – Tegl clay, SG – sand with gravel, C – clayey silt, L – loess, An – anthropogenic sediments. Tunnel tube is marked with dot-and-dash lines.

## 8. Methods, results and discussion

### 8.1. Baldwin–Butler's equation

An empirical equation for the original burial depth  $b_d$  of a sample was proposed by Baldwin and Butler (1985) which is a regression curve of data collected mainly by Baldwin (1971) and several other authors. The equation is valid for argillaceous sediments.

$$b_d = 6.02 S^{6.35} \cdot 1000 \text{ [m]} \quad (1)$$

where solidity  $S$  [%] is the volume of solid grains as a percent of total volume of sediment.

The porosity (solidity) of a sample changes after removal from the *in-situ* stress conditions. In the laboratory, for estimation of the original solidity the samples have to be reconsolidated to the *in-situ* effective vertical stress  $\sigma'_v$ :

$$\sigma'_v = \gamma_{sat} \cdot h - u \text{ [kPa]} \quad (2)$$

where

$\gamma_{sat}$  – [kN.m<sup>-3</sup>] unit weight of fully saturated soil,

$h$  – [m] overburden height,

$u$  – [kPa] pore pressure *in-situ*

The unit weight  $\gamma_{sat}$  of Tegl of 18.8 kN.m<sup>-3</sup> (Svoboda et al. 2009, 2010) was used.

The thickness of erosion is then calculated simply from the depth of original burial and the depth of sampling under head of the investigated strata:

$$E = 6.02S^{6.35} \cdot 1000 - h \quad (3)$$

$E$  – [m] thickness of erosion.

### Results and discussion

The thicknesses of erosion determined using Baldwin-Butler's formula are summarized in Tab. 1. It is obvious that the values fluctuate around approximately 200 m, with the maximum and minimum values of 245



and 177 m, respectively. However, ageing effects are not accounted for in the Baldwin-Butler's equation. Moreover, the decrease of solidity due to unloading by erosion is neglected.

*Tab. 1. Erosion thickness calculated using Baldwin–Butler's equation.*

<b>Depth sampling (current burial) [m]</b>	<b>Solidity „S“ after reconsolidation [%]</b>	<b>Calculated erosion thickness [m]</b>
14	59,7	<b>213</b>
21	67	<b>231</b>
24	59,9	<b>208</b>
27	61,2	<b>240</b>
30	61,3	<b>240</b>
33	59,7	<b>193</b>
36	59,9	<b>195</b>
38	59,2	<b>177</b>
41	61,9	<b>245</b>
47	61,5	<b>227</b>

## **8.2. Casagrande's method**

Casagrande (1936) stated that the largest overburden under which the soil (clay) had once been consolidated can be determined as the “pre-consolidation load” in the one-dimensional compression test in the oedometer. Further he suggested a graphical method of determining the value of the preconsolidation pressure  $\sigma'_{v \max}$  from the oedometer test results. An ideal compression curve of a preconsolidated (overconsolidated) soil is shown in Figure 4A. Naturally sedimented soil however, with the compression curve not showing a clear kink of the  $n$ - $\log\sigma'_v$  curve, the preconsolidation pressure is determined as shown in Fig. 4B. The method is often used to date, despite the fact that Casagrande's concept must be in error due to ageing effects influencing the soil. However, if the preconsolidation pressure is known and provided the weight of the sediment is known, erosion thickness for soils sedimented in water can be determined by eq.:

$$E = \frac{\sigma'_{vmax}}{(\gamma')} - h \text{ [m]} \quad (4)$$

$\sigma'_{vmax}$  – [kPa] preconsolidation pressure

$\gamma'$  – [kN.m<sup>-3</sup>] effective unit weight during sedimentation of the assessed sediment

The undisturbed samples from the borehole V1 were subjected to one-dimensional oedometer compression. After reconsolidation to the estimated *in-situ* vertical stress the incremental step-wise loading was applied to the vertical stress of about 10 MPa, which is substantially higher than the values suggested for overconsolidated and stiff clays in practice (Head and Epps, 2011). Despite the elevated stress levels, the determination of preconsolidation pressure by Casagrande's method proved unconvincing. The results are in Table 2.

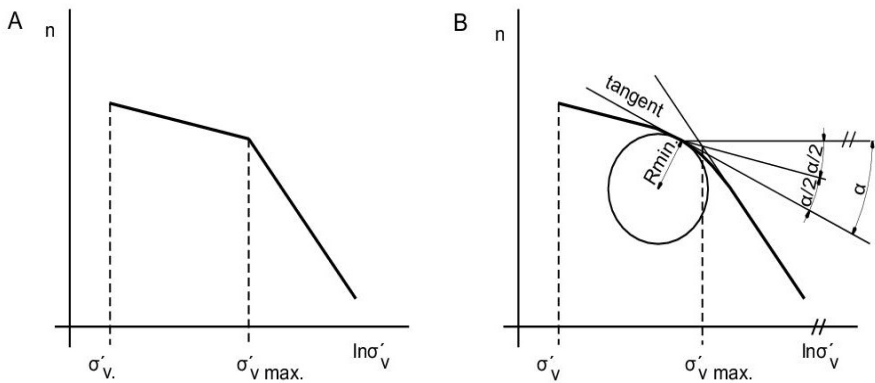


Fig. 4. Semilogarithmic oedometer compression curve in the plane of porosity and logarithmic vertical effective pressure  $\ln \sigma'_v$ : A) An idealised oedometer compression curve; B) Determination of  $\sigma'_{vmax}$  proposed by Casagrande (1936).

As suggested above, Casagrande's geological interpretation of preconsolidation pressure is in error due to ageing, namely due to reduction of voids portion during time.

Decreasing of porosity without a change in vertical effective pressure is pronounced especially with clays. Due to this secondary compression, oedometer tests carried out specimens of natural clay inevitably determine a "quasi-preconsolidation pressure"  $\sigma'^*_{vmax}$  instead of the "true" preconsolidation pressure  $\sigma'_{vmax}$ . The quasi-preconsolidation

pressure  $\sigma'_{v \max}$  determined by Casagrade's method can reach substantially higher value than the true preconsolidation pressure  $\sigma'_{v \max}$  (Fig. 5).

The change in porosity during secondary compression may be estimated using the secondary compression index  $C_\alpha$  [-]. In geotechnical practice  $C_\alpha$  is determined as the slope of the linear portion of the compression curve plotted as voids ratio vs logarithm of time (e.g., Head and Epps, 2011). However, the extrapolation to geological times is a very crude and questionable estimate.

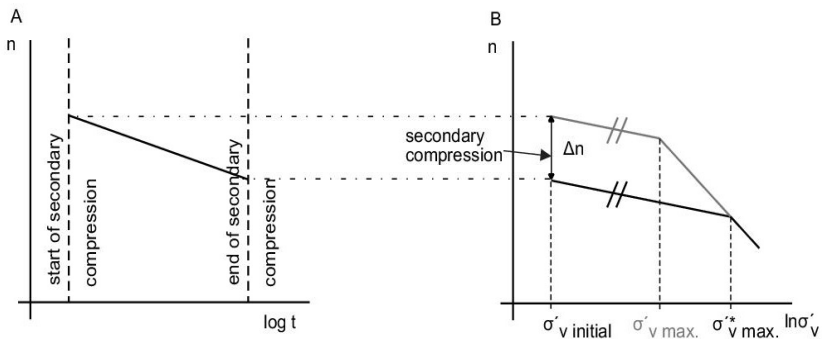


Fig. 5. Decrease of porosity during secondary compression (A), and its influence on the compression curve (B).

Further, in order to estimate the change of porosity during secondary compression, it is necessary to determine its duration. The time needed for the sedimentation of the Tegl strata encountered in the V1 borehole was assessed by magnetostratigraphic measurements on the undisturbed samples (Bosák and Pruner, 2014), which showed that the sedimentation took place approximately between 14.8 and 14.24 Ma before present. The rate of sedimentation was so slow that the older part of the stratum was affected by secondary compression when the younger part of the stratum had not been sedimented yet. Hence, we decided to consider the mid-point of the sedimentation (14.52 Ma before present) for our calculation.

## Results and discussion

Applying the value of  $C_\alpha = 0.016$  (Boháč and Pavlová, 2012) to the samples from the borehole V1, the decrements  $\Delta n$  of porosity during secondary compression and consequently the thicknesses of erosion were

calculated from the laboratory compression curves (see Table 2 for the results).

The obtained thicknesses of the eroded layer vary between 134 – 766. Thus, the results cannot be considered reliable.

The problem of Casagrande's proposal to use the oedometer test in studying the overburden pressures in the geological history was well expressed by Mayne and Kulhawy (1982): “At present, however, there appears to be no known technique of determining  $OCR_{max}$  ... (i.e. true preconsolidation pressure) “. Burland (1990) or Chandler (2010) also point out the problem explicitly, however, Casagrande's (1936) approach is still the most used technique for  $OCR$  (or quasi -  $OCR$ ) determination. It has to be mentioned that alternative methods for estimation of  $\sigma'_{v\ max}$  from oedometer test has been suggested (e.g., Jefferies et al. 1987). Nevertheless, this is a technique for better determining of the „kink point“ and do not deal with the fact that the point does not respond to true overconsolidation pressure in the case of aged soils.

Tab. 2. The thickness of erosion of Tegl determined using oedometer tests.

Sample No.	depth of the samples [m]	$\sigma'_v$ [kPa]	$\Delta n$ [-]	$\sigma'^*_{v\ max}$ [kPa]	$\sigma'_{v\ max}$ [kPa]	thickness of erosion [m]
4	14	124	066	2100	1300	<b>134</b>
5	21	185	053	3950	2600	<b>274</b>
6	24	211	047	5400	4050	<b>436</b>
7	27	238	035	7050	5550	<b>604</b>
8	30	264	055	3900	2300	<b>231</b>
9	33	290	050	5000	3450	<b>359</b>
10	36	317	048	4850	2700	<b>271</b>
11	38	334	046	5050	4000	<b>417</b>
12	41	361	031	8950	7100	<b>766</b>

### 8.3. Geotechnical numerical back analysis

The geotechnical numerical back analysis simulated the mechanical behaviour of the underground excavations carried out during the Královo Pole Tunnels project (see Rott et al., 2015 for more details). The project consisted of two road tunnels, supported exploratory galleries of triangular cross-sections and unsupported four adits of circular cross-section, which all were thoroughly monitored. For the analysis, the unsupported adits were the most important. They were excavated from the exploratory gallery and they were intentionally left without any active support to make it possible to measure the convergence of the cavities. The measured convergence of the cavities were reached in the models by optimization of the value of the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  using hypoplastic constitutive model (Mašín, 2014; Rott and Mašín, 2014). This technique allowed to determine the *in-situ* stress state in the massif prior to the excavation works (so called initial *in-situ* stress). Knowing the initial *in-situ* stresses the depth of erosion could be calculated as it is explained in more detail in the subsequent text.

#### Initial stresses in the numerical model

The initial *in-situ* stresses can be expressed by  $K_0$  coefficient:

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad [-] \quad (5)$$

where

$\sigma'_v$  and  $\sigma'_h$  are the vertical and horizontal effective stresses, respectively.

$K_0$  depends on the stress history of the soil, as was proved by a number of laboratory measurements (e.g. Brooker and Ireland, 1965, or Mayne and Kulhawy, 1982). The latter authors suggested an empirical equation, derived from laboratory data of loaded-unloaded-reloaded specimens of both sands and clays. This type of test is a laboratory simulation of sedimentation-erosion-redeposition process:

$$K_0 = (1 - \sin\phi') \left[ \frac{OCR}{OCR_{max}(1 - \sin\phi')} + \frac{3}{4} \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (6)$$

where  $\Phi'$  is critical state friction angle of the soil (the critical state – see, e.g., Atkinson, 2007) and  $OCR$  and  $OCR_{max}$  are the overconsolidation ratios, defined as:

$$OCR_{max} = \sigma'_{vmax} / \sigma'_1 \quad [-] \quad (7)$$

$$OCR = \sigma'_{vmax} / \sigma'_2 \quad [-] \quad (8)$$

$\sigma'_1$  = stress after erosion;  $\sigma'_2$  = stress after re-sedimentation

It is important to note that (6) is valid only for mechanical loaded, unloaded and re-loaded soils, i.e. true preconsolidated soils. It means that if  $\sigma'^*_{vmax}$  is used the result is not correct.

Therefore, the Equation (6) might not be employed using oedometer tests in the case of this study. However, if the  $K_0$  is reliably determined by another method – by the numerical back analysis in this case – the Equation (6) can be used for calculating the thickness of erosion (under the assumption of constant  $K_0$  during ageing, see the discussion later).

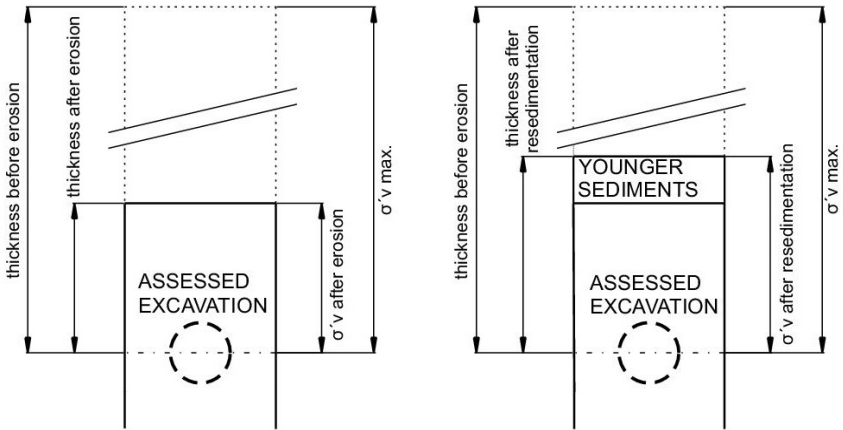


Fig. 6. Effective vertical stress of Equations (7) and (8).

Thus, geotechnical numerical back analysis consists of these steps:

- 4)  $K0$  found by trial-and-error method in numerical model
- 5) Determining appropriate  $\sigma'_{v\ max}$  according to Eq (6)
- 6) Computing of erosion thickness using Eq (4).

### **Description of the model**

The three modelled unsupported adits “R2”, “R3” and “R4” were excavated perpendicularly to the exploratory gallery IIB (Fig 2 and 3). They had a circular cross-section of approx. 2 meters in diameter.

The hypoplastic constitutive model (Mašín, 2005) augmented with inherent anisotropy (Graham and Houlsby 1983) was used for Tegl. It allows for different stiffnesses in the horizontal and vertical directions (Mašín and Rott 2014, Mašín, 2014), which is a crucial requirement for simulating the convergence of the adits properly.

The geological conditions of the three adits were determined by the geological and geotechnical site investigations for Královo Pole Tunnels (Pavlík et al., 2004). The ground water level was situated at the interface of Quaternary sediments and Miocene Tegl. Determination and calibration of the model parameters were set according to the Rott et al. (2015) study.

The adits were modelled in three dimensions by finite elements (FEM) using the commercially available geotechnical software Plaxis 3D. The models were 55 m wide, 37 m deep and 36 m long. Since the studied convergence profiles in the adits were just a few meters from the exploratory gallery, each model contained both the adit and the gallery (Fig. 7).

The primary lining of the gallery has been composed of two components: the shotcrete and a massive steel support. The lining has been modelled using shell elements characterized by a single parameter set obtained using homogenization procedure described in Rott (2014).

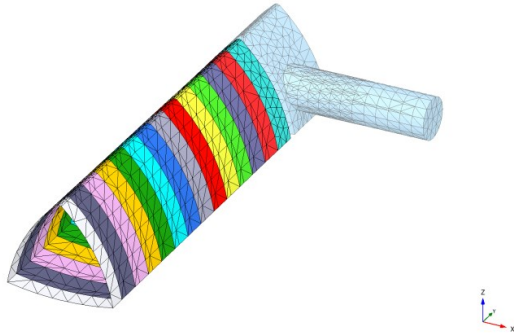


Fig. 7. Junction of the exploratory gallery and the unsupported adit.

As suggested above, the aim of the numerical modelling was to obtain by  $K_0$  optimization the same ratio of horizontal ( $U_h$ ) and vertical ( $U_v$ ) convergences, which was measured *in-situ* for 3 adits R2, R3, R4 (Boháč et al., 2013, Malát et al. 2016). In the cavity R2 the ratio of the deformations was  $U_h/U_v = 1.248$ . In the case of the R3 and R4 cavities the ratios were  $U_h/U_v = 0.842$  and  $U_h/U_v = 0.605$ , respectively (Table 3).

In the next step, Equation (6) was used to find the preconsolidation stresses, and in the final step the thickness of erosion was determined using Eq. (4). For the purpose of the numerical modelling, the geological development of the investigated site was simplified in the following way: the sedimentation of Tegl took place under water, and all the time during erosion the water level coincided with the surface of Tegl. Second, the Quaternary sediments of constant (current) thickness were considered. Last, constant unit weight  $\gamma_{sat}$  of Tegl of  $18.8 \text{ kNm}^{-3}$  was assumed, regardless of the depth below the surface.

## Results and discussion

Tab. 3 shows the convergence ratios measured *in-situ*, the deformations obtained by the numerical model after the optimization procedure, and the corresponding  $K_0$  values of the 3D model for the individual adits.



Tab. 3. Convergence ratios and corresponding values of  $K_0$ .

Adit	$U_h/U_v$ measured <i>in-situ</i>	$U_h/U_v$ from the models after $K_0$ optimization	Corresponding $K_0$
R2	1.248	1,250	<b>0.75</b>
R3	0.842	0.842	<b>0.58</b>
R4	0.605	0.601	<b>0.60</b>

Tab. 4 shows the computed  $K_0$  coefficients with respect to the current thicknesses of Tegl from the centers of the adits to the top of Tegl (base of Quaternary). Furthermore, Tab. 4 shows  $K_0$  values given by the Equation (6) for arbitrarily chosen thickness of erosion.

Tab. 4. Comparison of the  $K_0$  values of the 3D model analyses and those calculated using equation (6).

Adit	Thickness of the Tegl strata/m/	Thickness of Quaternary strata /m/	$K_0$ from numerical back analysis /-/	$K_0$ /-/ from Eq. (6) for erosion:			
				0 m	20 m	30 m	40 m
R2	17	6,0	0,75	0,63	0,68	0,72	0,76
R3	10,5	13,0	0,58	0,63	0,63	0,63	0,70
R4	5,5	16,0	0,60	0,63	0,63	0,63	0,69

The numerical back analysis combined with the Eq. (6) and (4) suggested that the erosion of Tegl at Královo Pole was between 0 to 40 meters. However, the  $K_0$  values obtained by the numerical back analysis for the adits R3 and R4 are slightly lower than for the normally consolidated Tegl. The discrepancy could be caused by several reasons, which are discussed in the following.

#### *Uncertainty in input parameters*

The presented numerical back analysis depends on many geotechnical parameters and state variables. The most important mechanical phenomena influencing the results however are the inherent anisotropy

(Mašín and Rott, 2014; through its effect on the results of the numerical back-analysis) and the soil strength (through its effect on estimating the erosion from the value of  $K_0$ ).

The critical state friction angle is a function of mineralogy and grading. The Tegl strata are not consisting of pure clay fraction, and locations with, for example, a substantial amount of sand particles occur. They have an inevitable influence on the critical state strength expressed by  $\phi'$ . The previously published values of  $\phi'$  for Tegl from several locations ranged between approx. 19 and 27 degrees (Svoboda, 2009, Boháč, 1999). The significant role of the critical state friction angle in estimating the erosion thickness is clear when Eq. (6) is inspected. The coefficient  $(1-\sin\phi')$  in Eq. (6) is 0.67 for  $\phi'=19^\circ$  and 0.55 for  $\phi'=27^\circ$ .  $\phi'=22^\circ$  was adopted as the most credible value, determined by triaxial test on specimens from the vicinity of the adits.

The inherent anisotropy was expressed by " $\alpha_G$ " parameter as the ratio of horizontal and vertical shear moduli of the soil and in the model the ratio was assumed a constant:  $\alpha_G = 1.45$  (Rott et al., 2015). Though, *In-situ* soils may be influenced by several factors, for example tectonic movements, diagenesis etc., which can cause spatial inhomogeneity of stiffness (e.g. Ku and Mayne, 2015)

#### *Simplification of geological development*

Closer to the surface  $K_0$  is relatively more responsive to change in effective stress since related  $OCR$  change is higher in comparison with deeper part of a stratum. Cyclic erosion and re-deposition of Quaternary sediments or ground water level fluctuation even in range of a few meters affect  $K_0$  significantly in upper part of Tegl clay. Moreover, the upper part of Tegl strata can be "remoulded" by climatic influences which can result in "loss" of overconsolidation. It is impossible to reconstruct the evolution of the geological basin completely. Hence, it seems plausible to consider the model and result of adit R2 more relevant, since the Tegl overburden is the thickest.

#### *Assumption of constant $K_0$ during ageing*

The numerical back analysis was based on the assumption that  $K_0$  does not change during ageing. However the influence of ageing on  $K_0$  is still a matter of dispute in the geotechnical literature.

The most discussed phenomena is the influence of the secondary compression on  $K_0$ . Several laboratory studies have been carried out with

different results (Mesri and Hayat, 1993, Kavazanjian and Mitchell 1984, Gareau et al., 2006). The discrepancy is caused probably by the problem that during the tests zero horizontal strain has to be kept. Some of the older laboratory test supported the opinion that  $K_0$  due to secondary compression gradually converges towards the value of 1.0 (e.g. Kavazanjian and Mitchell, 1984) but their conclusions have been criticized for unacceptable strains compensated during the tests (Holtz and Jamiolkowski, 1985). Others showed (e.g. Mesri and Hayat, 1993) that  $K_0$  during secondary compression increases. Some newer laboratory data, however, shows that the  $K_0$  is constant with time (Gareau et al., 2006). Construction of their device allowed the smallest strains of a soil in comparison with the older devices. Hence, I assumed that  $K_0$  is constant with time.

Apart from secondary compression other ageing effects are difficult to quantify. Nevertheless, while Tegl can be considered to be uncemented and non-expanding soil allows the assumption that  $K_0$  is not affected by these other ageing effects.

The smallest differences between the  $K_0$  given by the numerical models and the  $K_0$  given by the Eq. (6) are for the thickness of erosion of 30 m. This value and the value for the most relevant model (R2) (40 m – see Tab. 4) are determined as the probable interval of the erosion. Considering the uncertainties in the parameters of the model, simplification of geological development and the relatively small differences in  $K_0$  values obtained (Table 4) the thickness of erosion of 30 to 40 meters seems to be a plausible estimate.

## **8.4. DMT and PSPC**

DMT and PSPC probes allows to determine  $K_0$  coefficient. The thickness of erosion can be calculated in the same way as in the case of the numerical back analysis since the  $K_0$  coefficient is known – i.e. means the combination of Eq. (6) and (4).

### **8.4.1. DMT**

Flat dilatometer is a device for *in-situ* measurements. The device registers total pressure “ $p_0$ ”. Data pressure  $p_0$  are used to calculate  $K_0$ .

When the probe is installed into the ground an expansion of the soil is formed. Hence, the measure pressure is higher than at earth pressure at rest condition. A coefficient of the earth pressure  $K_D$  is calculated from the measured data:

$$K_D = (p_0 - u_0)/\sigma'_v \quad (9)$$

Then, the coefficient of the earth pressure at rest  $K_0$  is calculated:

$$K_0 = (K_D/1,5)^{0,47} - 0,6 \quad (10)$$

Eq. (9) is based on a comparison of preconsolidation pressure given by Casagrande's method and indirectly determined of  $K_0$  (according to Brooker and Ireland (1965) study) with  $K_D$  values (Marchetti 1980).

Kouretzis et al. (2015) proposed an equation:

$$K_{0DMT} = 0,36e^{0,11K_D} \quad (11)$$

Eq. (11) is a result of a parametric study – 3D numerical models of DMT in Abaqus software.

## Results and discussion

Two tests were assessed for the purpose this study. “Probe 1” was carried out in the vicinity of the borehole V1 and “Probe 2” in the vicinity of Královo Pole Tunnels (see Fig. 1). The results are presented in Tab. 5. The depth of the assessed measurements was 4 – 15 m in the case of the Probe 1 and 10 – 20 m in the case of the Probe 2.

Tab. 5. DMT results. <sup>A</sup>Evaluated according to Eq. (10). <sup>B</sup>Evaluated according to Eq. (11).

	$K_0$ [-]	Erosion E [m]
Probe 1 <sup>A</sup>	2,08 – 1,55	200
Probe 1 <sup>B</sup>	1,30 – 0,80	40
Probe 2 <sup>A</sup>	1,28 – 1,43	1000
Probe 2 <sup>B</sup>	0,72 – 0,73	80

The values of  $K_0$  according to eq. (10) and the corresponding erosion thicknesses are unacceptable if the results of the numerical back analysis are determinative. On the other hand, if the Eq. (11) is used the results are comparable with the numerical back analysis. The comparison indicates that Marchetti's formula (10) is not useful for aged soils such as Tegl is.

#### 8.4.2. PSPC

PSPC measures pore pressure and total stress. Several empirical equations have been published for calculating of  $K_0$  from the measurement. Tedd and Charles (1983) proposed:

$$\sigma_h = (\sigma_{TSC} - 0,5c_u) \quad (12)$$

$\sigma_{TSC}$  – [m] measured total pressure

If the pore pressure is known the effective horizontal pressure can be calculated.

Eq. (12) is based on a comparison with other devices and methods for measuring and determining of total or effective horizontal pressure or  $K_0$  (Tedd and Charles 1983).

Ryley and Carder (1995) suggested:

$$\sigma_{h0} = 1,5(c_u - 100) \quad (13)$$

and

$$\sigma_{h0} = 4(c_u - 120) \quad (14)$$

The proposal is based on horizontal measurements in London clay where total vertical pressure was known.

One measurement was assessed for the purpose of this study. The measurement was carried out in the vicinity of the V1 borehole at depth 14,2 m.

Tab. 6. PSPC results.

	$K_0$ [-]	Erosion E [m]
$\sigma_h$ Eq. (12)	2,30	911
$\sigma_h$ Eq. (13)	1,33	185
$\sigma_h$ Eq. (14)	2,11	712

The results are in a contradiction with the result of the geotechnical numerical back analysis. The suggestion of Tedd and Charles (1983) seems to be not suitable for very stiff overconsolidated clays as it has to be pointed out by Ryley and Carder (1995). However, Ryley and Carder (1995) did not reflect transversal stiffness anisotropy of soils (Graham and Houlsby 1983) in their study. Hence, eq. (13) and (14) are not usable for vertically oriented tests in Tegl strata (for evaluating of  $\sigma_h$ ).

## 9. Conclusions

The thickness of erosion of Tegl was determined using five methods: Baldwin – Butler's equation, Casagrande's method, the geotechnical numerical back analysis and DMT and PSPC measurements.

1. According to Baldwin–Butler's equation the thickness of erosion corresponds to approx. 180 – 270 m. The interval stems from the range of porosities (solidities) of undisturbed specimens as obtained from the oedometer tests.

2. Baldwin–Butler's equation has several deficiencies. Changes in porosity (solidity) due to unloading by erosion and/or reloading by re-sedimentation are not captured. More importantly, it cannot allow for secondary compression, or the influence of other ageing effects. Moreover, Eq. (1) is created as a regression curve of collected data but these are in significant scatter and the equation is inaccurate in principle.

These facts invalidate the estimations of the thickness of eroded layer of Tegl using this method.

3. Casagrande's method yielded the thickness of erosion in the interval from 130 to 770 m. The effect of secondary compression was tackled using the coefficient of secondary compression, which however must be determined using laboratory data at the time scale completely different from the geological times. However, further effects of ageing, probably related to chemo-structural changes, are also likely to affect the compressibility of the clay as it obvious from the laboratory oedometer tests. It is possible to conclude that the method is not capable of determining the erosion thickness of Tegl.

4. The geotechnical numerical back analysis combined with the empirical dependence of horizontal *in-situ* stress (or  $K_0$ ) on *OCR* (true overconsolidation ratio) has the advantage of not having to deal with ageing effects.

5. The numerical models simulated the convergences around unsupported circular adits using by  $K_0$  optimization. From the resulting value of the earth pressure coefficient at rest  $K_0$  the thickness of erosion was estimated to be in the range from 0 to 40 meters, the most probable values being 20 to 40 meters.

6. The proposed combination of a numerical model of a monitored excavation and the empirical equation by Mayne and Kulhawy (1982) proved a suitable tool for estimating of the thickness of erosion of aged soils as in the case of Tegl.

7. The equations for assessing of DMT and PSPC measurements lead to unacceptable distorted results apart from Eq. (11) and it indicates that the approach of Kouretzis et al. (2015) – creation of an equation from a parametric numerical study – is a very effective way in comparison to “conventional” approaches (Marchetti 1980, Tedd and Charles 1983).

## 10. References

- Atkinson, J.H., 2007. The mechanics of soils and foundations. Taylor and Francis.
- Baldwin, B., 1971. Ways of deciphering compacted sediments. Journal of Sedimentary Research, 41, 1
- Baldwin, B., and Butler, C. O., 1985. Compaction curves. AAPG bulletin, 69, 4, 622-626.
- Boháč, J., 1999. Pevnost a přetváření brněnského téglu , Strength and deformations of Brno Clay - in Czech. XI. Int. Scientific Conference, Technical University VUT, Brno, 33-36.
- Boháč, J. a Pavlová, M., 2012. Předdenudační mocnost a překonsolidace brněnského téglu , Overburden thickness and overconsolidation of Brno Tegel – in Czech. Geotechnika, 1+2, 2012, 26-30.
- Boháč, J., Mašín, D., Malát, R., Novák, V. and Rott, J., 2013. Methods of determination of  $K_0$  in overconsolidated clay. In Proceedings of the 18th International Conference ICSMGE; Delage, P., Desrues, J. Frank, R. Puech, A. and Schlosser, F., Eds., Paris, France; Vol. 1, 203-206.
- Bosák, P., Pruner, P., 2014. Magnetostratigrafie bádenských téglů z vrhu V1 Brno – Slatina , Magnetostratigraphy of Badenian clays in Brno – Slatina – in Czech. Geological institute AVČR, 33 p.
- Brooker, E.W., and Ireland, H. O., 1965. Earth pressures at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal, 2, 1-15.
- Burland, J. B., 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique, 40, 3, 329-378.
- Casagrande, A., 1936. The Determination of the Pre-Consolidation Load and Its Practical Significance, Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paper D-34, Vol III, 60-34.
- Chandler, R. J., 2010. Stiff sedimentary clays: geological origins and engineering properties. Géotechnique, 60, 12, 891-902.



- Gareau, L. F., Molenkamp, F. and Sharma, J., 2006. An improved oedometer apparatus to measure lateral stress during testing. *Geotechnical Testing Journal*, 29, 3, 1–7.
- Graham, J., & Houlsby, G. T., 1983. Anisotropic elasticity of a natural clay. *Geotechnique*, 33, 2, 165-180.
- Head, K.H. and Epps, R., 2011. *Manual of soil laboratory testing*, Vol. 2, 3rd ed., Whittles Publishing, 499pp.
- Holz, R.D., and Jamiolkowski, M.B., 1985 Time dependence of lateral earth pressure. *Journal of geotechnical engineering*, 1239-1242.
- Jefferies, M. G., Crooks, J. H. A., Becker, D. E., & Hill, P. R., 1987. Independence of geostatic stress from overconsolidation in some Beaufort Sea clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 3, 342-356.
- Kavazanjian Jr, E. and Mitchell, J. K., 1984. Time dependence of lateral earth pressure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, 4, 530-533.
- Kouretzis, G. P., Ansari, Y., Pineda, J., Kelly, R., & Sheng, D., 2015. Numerical evaluation of clay disturbance during blade penetration in the flat dilatometer test. *Géotechnique Letters*, 5, 3, 91-95.
- Ku, T., Mayne, P. W. (2015). In Situ Lateral Stress Coefficient ( $K_0$ ) from Shear Wave Velocity Measurements in Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(12), 06015009.
- Marchetti, S., 1980. In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of the Geotechn. Engineering*, 106, 3, 299-321.
- Mašín, D., 2005. A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29, 4, 311-336.
- Mašín, D., 2014. Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy. *Géotechnique*, 64, 3, 232-238.
- Mašín, D. and Rott, J., 2014. Small strain stiffness anisotropy of natural sedimentary clays: review and a model. *Acta Geotechnica*, 9, 2, 299-312.
- Mayne, P. W., and Kulhawy, F. H., 1982.  $K_0$ /OCR relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108, 6, 851-872.

- Mesri, G. and Hayat, T.M., 1993. The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 4, 647-666.
- Pavlík, J., Klímek, L. and Rupp, D., 2004. Geotechnical exploration for the Dobrovského Tunnel, the most significant structure on the large city ring road in Brno , in Czech and English. *Tunel*, 13, 2, 2-12
- Rott, J., 2014. Homogenisation and modification of composite steel-concrete lining, with the modulus of elasticity of sprayed concrete growing with time. *Tunel*, 23, 3, 53–60.
- Rott, J. and Mašín, D., 2014. The FEM back-analysis of earth pressure coefficient at rest in Brno clay K0 with the homogenization of steel/shotcrete lining. In *Proceedings of the 25th International Conference Underground Infrastructure in Urban Areas 2014* , UIUA 2014, Wroclaw, Poland; Madryas, C et al., Eds., Taylor and Francis Group; 113-124.
- Rott, J., Mašín, D., Boháč, J., Krupička, M. and Mohyla, T., 2015. Evaluation of K0 in stiff clay by back-analysis of convergence measurements from unsupported cylindrical cavity. *Acta Geotechnica* 10, 6, 719-733.
- Ryley, M.D., Carder, D.R., 1995. The performance of push-in spade cells installed in stiff clay. *Geotechnique*, 45, 3, 533-539.
- Svoboda, T., Mašín, D. and Boháč, J., 2009. Hypoplastic and Mohr-Coulomb models in simulations of a tunnel in clay , in Czech and English. *Tunel*, 18, 4, 59-68.
- Svoboda, T., Mašín, D. and Boháč, J., 2010. Class A predictions of a NATM tunnel in stiff clay. *Computers and Geotechnics*, 37, 6, 817-825.
- Tedd, P., Charles, J.A., 1983. Evaluation of push-in pressure cell results in stiff clay. *Int. Symp. on Soil and Rock Investigation by in-situ testing*. Paris (2), 579-584.

## 11. CURRICULUM VITAE

NAME: Richard Malát, M.Sc.  
ADDRESS: Viklefova 13, 13000, Praha 3, Czech rep.  
GSM: +420 775 18 35 60  
E-MAIL: richardmalat@gmail.com  
DATE OF BIRTH: 12/29/1981  
NATIONALITY: Czech  
MARITAL STATUS: Married  
DRIVING LICENCE: Yes

### **AREAS OF EXPERTISE:**

**Numerical and analytical models:** Shallow and deep foundation, slope stability, seepage analysis, consolidation analysis, reinforced slopes, retaining walls

**Onsite works:** Supervising and testing of road constructions, geotechnical documentation of underground excavations (shafts and tunnels)

### **EDUCATION:**

2000 – 2003	<b>Bc.</b> – Archaeology, Faculty of Arts, Charles University in Prague
2003 – 2007	<b>M.Sc.</b> – Engineering geology, Faculty of Science, Charles University in Prague
2011 – present	Ph.D. study at Faculty of Science, Charles University in Prague
2004 – 2006	Supplementary study at Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague (ČVUT)

- 2006 Course of assessment of radon index for building sites, Faculty of science, Charles University in Prague
- 2009 Course for workers at road laboratories at Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology (VUT)

### **WORK EXPERIENCE:**

- 2005 – 2007 Az Consult s.r.o., Ústí n. L. city, Czech rep.  
<http://azconsult.cz/>  
**Engineering geologist** (geological survey works, preparing and evaluating of geotechnical mathematical models)
- 2007 – 2016 INSET s.r.o., Prague, Czech rep.  
<http://www.inset.com/en/>  
**Engineering geologist/geotechnical engineer** (geological survey works, geotechnical consultant for designers, geotechnical modelling, supervising on building sites, geotechnical documentation of underground structures)
- 2016 – present INFRAM, a.s., Prague, Czech rep.  
<http://www.infram.cz/>  
**Engineering geologist/geotechnical engineer** (consulting and supervising works)

## **PROFESSIONAL QUALIFICATION:**

- 2011 Chartered engineer engaged in construction; specialization: geotechnical engineering (personal no.0011640)  
[http://www.ckait.cz/autorizovane-osoby?tid=All&title=0011640&field\\_firstname\\_value=&field\\_surname\\_value=&tid\\_2=All&field\\_spec\\_nid\\_op=or](http://www.ckait.cz/autorizovane-osoby?tid=All&title=0011640&field_firstname_value=&field_surname_value=&tid_2=All&field_spec_nid_op=or)
- 2017 Authorized person by Ministry of Transport (Czech rep.) for Geotechnical supervising on road projects (personal no. 369/2017)  
<http://www.pjpk.cz/stupen-ii-iii-odbornost-geotechnika/mgr-richard-malat>

## **INTERNATIONAL CONFERENCE (ACTIVE ATTENDANCE)**

22nd European Young Geotechnical Engineers Conference, 26-29 August 2012, Gothenburg, Sweden: Malát R. (2012): Measuring of the horizontal stress in overconsolidated soils.

18th Int. Conference ICSMGE, 2-6 September 2013, Paris, France: Boháč J., Mašín D., Malát, R., Novák V., Rott J. (2013): Methods of determination of  $K_0$  in overconsolidated clay.

6th International Geosciences Student Conference, 13-16 July 2015, Prague, Czech rep: Malát R., Vilhelm J., Rott J., Krupička M. (2015): Horizontal stiffness of Brno clay measured by seismic cross-hole method.

ALERT Workshop, 28-30 September 2015, Aussois, France: Rott J., Vilhelm J., Malát R., Krupička M. (2015): Seismic cross-hole method as a useful tool for estimation of inherent stiffness anisotropy of overconsolidated clay.

## **LANGUAGE ABILITIES:**

English – upper intermediate (B2)

## **SOFTWARE SKILLS:**

Windows

AutoCad

Microstation

Plaxis 2D, 3D ([www.plaxis.com](http://www.plaxis.com))

Geoslope ([www.geoslope.com](http://www.geoslope.com))

Geo 4 and 5 ([www.finesoftware.eu](http://www.finesoftware.eu))

MS Office

Open Office

## **12. Seznam publikací / Selected publications**

Malát R. (2012): Measuring of the horizontal stress in overconsolidated soils. In: Proc. of the 22nd European Young Geotechnical Engineers Conference, Gothenburg, Sweden, str. 281-286.

Boháč J., Mašín D., Malát R., Novák V., Rott J. (2013): Methods of determination of  $K_0$  in overconsolidated clay. In: Proc. 18th Int. Conference ICSMGE; Delage P., Desrues J. Frank R. Puech, A., Schlosser, F. (Eds.), Paris, France; Vol. 1, str. 203-206.

Malát R., Boháč J. (2013): Stanovení  $K_0$  téglu pomocí plochého dilatometrického lisu (DMT). In: Proc. Zakládání staveb, str. 113-118. (ISBN 978-80-87920-00-8)

Malát, R. a Boháč, J. (2013) Měření horizontálního napětí v překonsolidovaných jílech. Geotechnika 1/2013, str. 26-30. (ISSN 1211-913X)

Malát R., Rott J., Černíková M., Franců J., Boháč J., & Mašín D. (2016): Determination of erosion thickness by numerical back analysis: The case study of Badenian clays in the Carpathian Foredeep, Czech Republic. Engineering Geology, 214: 50-59. (ISSN 0013-7952) (IF = 2,569)