



**VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ**

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

**FAKULTA STAVEBNÍ**

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

**ÚSTAV GEOTECHNIKY**

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

**ANALÝZA FAKTORŮ OVLIVŇUJÍCÍCH PRŮBĚH  
VNITŘNÍCH SIL V PRIMÁRNÍM TUNELOVÉM  
OSTĚNÍ A JEHO NÁVRH**

ANALYSIS OF FACTORS INFLUENCING INTERNAL FORCES IN PRIMARY TUNNEL LINING AND  
ITS DESIGN

**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

MASTER'S THESIS

**AUTOR PRÁCE**

AUTHOR

**Bc. Filip Rozmánek**

**VEDOUCÍ PRÁCE**

SUPERVISOR

**Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.**

**BRNO 2022**

# Zadání diplomové práce

Ústav: Ústav geotechniky  
Student: **Bc. Filip Rozmánek**  
Vedoucí práce: **Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.**  
Akademický rok: 2022/23  
Studijní program: N0732A260026 Stavební inženýrství – konstrukce a dopravní stavby

Děkan Fakulty Vám v souladu se zákonem č.111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma diplomové práce:

## **Analýza faktorů ovlivňujících průběh vnitřních sil v primárním tunelovém ostění a jeho návrh**

### **Stručná charakteristika problematiky úkolu:**

Závěrečná práce je rozčleněna do dvou částí. V první bude sestaven matematický model tunelové stavby budované metodou NATM. Pro materiál primárního ostění bude využit pokročilý elasto-plastický materiálový model s časově závislým chováním. Budou analyzovány rozdíly v predikovaných vnitřních silách a posunutích pro různé způsoby modelování. Předmětem druhé části práce je pak samotný statický návrh a posouzení ostění.

### **Cíle a výstupy diplomové práce:**

Cílem diplomové práce je optimalizace návrhu raženého železničního tunelu v prostředí neogenních jíílů. Diplomová práce se soustředí především na analýzu ražby metodou NATM (Kernbauweise) pomocí matematického modelování. Vedlejším cílem je aplikace zjištěných poznatků na technické řešení konkrétního železničního tunelu na střední Moravě.

### **Seznam doporučené literatury a podklady:**

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: Volume One - Theory. 1999. ISBN 978-0-7277-2753-4.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: Volume Two - Application. 1999. ISBN 978-0-7277-2783-1.

POTTS, D. M. Guidelines for the use of advanced numerical analysis. Thomas Telford, 2002.

SCHÄDLICH, B., et al. Application of a novel constitutive shotcrete model to tunneling. In: ISRM regional symposium-EUROCK 2014. International Society for Rock Mechanics, 2014.

SCHÄDLICH, B.; SCHWEIGER, H. F. A new constitutive model for shotcrete. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2014, 1: 103-108.

NEUNER, M. et al. Influence of the constitutive model for shotcrete on the predicted structural behavior of the shotcrete shell of a deep tunnel. Materials, vol. 10,6 577. 2017.

MÖLLER, S. C.; VERMEER, P. A. On design analysis of NATM-tunnels. In Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future, 2005.

Další podklady budou poskytnuty v průběhu řešení diplomové práce.

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 28. 3. 2022

L. S.

---

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

---

Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.  
vedoucí práce

---

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA, dr. h. c.  
děkan

## **Abstrakt**

Tato práce se zabývá návrhem primárního ostění tunelu v prostředí neogenních jíílů za použití matematického modelování. V současné době je tunelové ostění ze stříkaného betonu v praxi často modelováno pomocí deskostěnových prvků (nosníků) s lineárně elastickým materiálovým modelem. Pro horninové prostředí, v kterém ražba probíhá, je běžně používán lineárně elastický – perfektně plastický materiálový model. Oba tyto přístupy značně zjednodušují reálné chování těchto materiálů. Pro ostění ze stříkaného betonu platí, že nárůst jeho tuhosti i pevnosti je s časem nelineární. Při využívání lineárně elastického chování materiálu se tato skutečnost aproximuje rozfázováním postupu aplikace ostění na fázi mladého a fázi starého (vyzrálého) betonu. V případě aplikace lineárně elastického – perfektně plastického chování na zeminy zase dochází mj. k zanedbání ztužování (hardening) zemin. Cílem této práce je aplikace pokročilého elasto-plastického materiálového modelu s časově závislým chováním (Concrete model) na primární ostění ze stříkaného betonu na příkladu Dřevnovického tunelu raženého pomocí metody Kernbauweise. Pro horninové prostředí ražby bude použit nelineární hyperbolický materiálový model (Hardening soil model), který bude aplikován na překonsolidované neogenní jíily. Na několika matematických modelech dojde k porovnání vnitřních sil a deformací ostění pro různé způsoby modelování. Vedlejším cílem bude statické posouzení primárního ostění konkrétního železničního tunelu na střední Moravě.

## **Klíčová slova**

Dřevnovický tunel, Kernbauweise, numerické modelování, Plaxis 2D, stříkaný beton, Hardening Soil model, HSsmall, Shotcrete/Concrete model

## **Abstract**

This thesis deals with the mathematical modelling of the primary lining of a tunnel which finds itself in overconsolidated neogenic clay. This type of construction is typically solved by a combination of linear-elastic beams representing sprayed concrete and a linear elastic – perfectly plastic soil material model. Both of these approaches are a simplification of the behaviour of both sprayed concrete and soil. The real behaviour of concrete is nonlinear and time-dependent when it comes to stiffness and strength. In praxis, this issue is solved by implementing phases of young and cured concrete. The real behaviour of soils is, on the other hand, influenced by hardening. The main goal of this thesis is to use an advanced time-dependent elastoplastic material model (The Concrete model) to create shotcrete lining for the Dřevnovice tunnel, built by the Kernbauweise method. A nonlinear hyperbolic soil material model (The Hardening Soil model) is applied to the neogenic clay environment. Various modelling approaches are used to obtain internal forces and deformations of tunnel lining. These approaches are then graphically compared. The last part of this thesis focuses on verifying the primary lining design of a railway tunnel in central Moravia.

## **Keywords**

Dřevnovice tunnel, Kernbauweise, numerical modelling, Plaxis 2D, sprayed concrete, The Hardening Soil model, HSsmall, The Concrete model

## BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

ROZMÁNEK, Filip. *Analýza faktorů ovlivňujících průběh vnitřních sil v primárním tunelovém ostění a jeho návrh*. Brno, 2023. 128 s. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.

## **PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE**

Prohlašuji, že jsem závěrečnou práci s názvem *Analýza faktorů ovlivňujících průběh vnitřních sil v primárním tunelovém ostění a jeho návrh* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 13. 1. 2023

.....  
Bc. Filip Rozmánek

## **PODĚKOVÁNÍ**

Děkuji mému vedoucímu diplomové práce, panu Ing. Juraji Chalmovskému, Ph.D., bez jehož cenných rad by tato práce nevznikla. Děkuji mu za jeho čas strávený se mnou při společných konzultacích o problematice matematického modelování. Dále děkuji firmě AFRY za poskytnutí podkladů pro tuto diplomovou práci. V neposlední řadě děkuji své rodině za podporu při studiích.



# OBSAH

<b>1</b>	<b>ÚVOD</b> .....	<b>- 10 -</b>
<b>2</b>	<b>MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ TUNELŮ</b> .....	<b>- 11 -</b>
2.1	SOUČASNÁ PRAXE .....	- 11 -
2.1.1	<i>Vliv podélného směru</i> .....	- 11 -
2.1.2	<i>Modelování horninového prostředí a ostění</i> .....	- 13 -
2.2	UPŘESNĚNÍ ANALÝZ VÝBĚREM VHODNÉHO MATERIÁLOVÉHO MODELU .....	- 15 -
2.2.1	<i>Horninové prostředí</i> .....	- 15 -
2.2.2	<i>Stříkaný beton</i> .....	- 22 -
<b>3</b>	<b>DŘEVNOVICKÝ TUNEL</b> .....	<b>- 28 -</b>
3.1	POPIS STAVBY .....	- 28 -
3.2	INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY .....	- 30 -
3.2.1	<i>Geologické a hydrogeologické poměry [14]</i> .....	- 30 -
3.2.2	<i>Geotechnické poměry</i> .....	- 31 -
3.3	POPIS TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ TUNELU .....	- 32 -
<b>4</b>	<b>METODA TUNELOVÁNÍ KERNBAUWEISE</b> .....	<b>- 37 -</b>
4.1	PRAKTICKÝ PŘÍKLAD – KRÁLOVOPOLSKÉ TUNELY .....	- 44 -
4.2	PRAKTICKÝ PŘÍKLAD – UETLIBERG TUNNEL .....	- 48 -
4.3	TECHNOLOGIE RAŽBY DŘEVNOVICKÉHO TUNELU.....	- 51 -
<b>5</b>	<b>POPIS MATEMATICKÉHO MODELU, POSLOUPNOST ANALÝZ</b> .....	<b>- 56 -</b>
5.1	SESTAVENÉ MATEMATICKÉ MODELY.....	- 56 -
5.1.1	<i>Modely s deskostěnovými prvky (plates)</i> .....	- 56 -
5.1.2	<i>Model s objemovými prvky (volume plates)</i> .....	- 58 -
5.1.3	<i>Modely s kombinací deskostěnových a objemových prvků</i> .....	- 59 -
5.2	HODNOTY VSTUPNÍCH PARAMETRŮ .....	- 61 -
5.2.1	<i>Horninové prostředí</i> .....	- 61 -
5.2.2	<i>Primární tunelové ostění</i> .....	- 63 -
5.3	VÝPOČETNÍ FÁZE.....	- 65 -
5.4	ZPŮSOB ZÍSKÁNÍ VNITŘNÍCH SIL Z KOMBINOVANÉHO MODELU .....	- 67 -
5.5	POSLOUPNOST PROVEDENÝCH ANALÝZ .....	- 68 -
<b>6</b>	<b>VÝSLEDKY MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ</b> .....	<b>- 72 -</b>
6.1	ZHODNOCENÍ VLIVU ZPŮSOBU STANOVENÍ POČÁTEČNÍCH PODMÍNEK .....	- 72 -
6.2	ZHODNOCENÍ VLIVU MATERIÁLOVÉHO MODELU HORNINOVÉHO PROSTŘEDÍ A VLIVU KONSOLIDACE.....	- 78 -
6.3	ZHODNOCENÍ VLIVU MATERIÁLOVÉHO MODELU STŘÍKANÉHO BETONU .....	- 90 -
6.4	POROVNÁNÍ ANALÝZ S ALTERNATIVNÍM VÝPOČTEM V GEO5 MKP .....	- 103 -
6.5	FINÁLNÍ PRŮBĚHY VNITŘNÍCH SIL A DEFORMACÍ PRO DIMENZACI OSTĚNÍ .....	- 110 -
<b>7</b>	<b>STATICKÝ NÁVRH OSTĚNÍ</b> .....	<b>- 114 -</b>
<b>8</b>	<b>ZÁVĚR</b> .....	<b>- 120 -</b>
<b>9</b>	<b>CITOVANÁ LITERATURA</b> .....	<b>- 122 -</b>
<b>10</b>	<b>SEZNAM OBRÁZKŮ</b> .....	<b>- 124 -</b>
<b>11</b>	<b>SEZNAM TABULEK</b> .....	<b>- 128 -</b>

# 1 ÚVOD

Tato práce se zabývá analýzou faktorů ovlivňujících průběh vnitřních sil v primárním tunelovém ostění. Výsledky této analýzy jsou aplikovány na konkrétní železniční tunel a použity pro návrh jeho primárního ostění. Primární ostění se provádí standartně ze stříkaného betonu z důvodu zajištění výrubu raženého tunelu. Nynější přístup k matematickému modelování této úlohy je v praxi často značně zjednodušen. Zjednodušení této úlohy se týká nejen idealizování chování stříkaného betonu, ale také chování horninového či zeminového prostředí, v kterém ražba probíhá.

V teoretické části této práce budou nejdříve popsány klasické postupy matematického modelování ražby tunelu a jejich výhody a nevýhody. Beton je v praxi často uvažován jako lineárně elastický materiál, jehož časově závislé vlastnosti se aproximují rozfázováním výstavby do kroků „mladý beton“ a „starý (vyzrálý) beton“. Pro zeminové prostředí je na druhé straně často používán lineárně elastický-perfektně plastický materiálový model ignorující mj. zpevnování zeminy za působícího zatížení. V další části bude popsáno, jak tyto přístupy zpřesnit za použití pokročilých materiálových modelů. Pro zeminové prostředí ražby následuje popis nelineárního hyperbolického materiálového modelu „Hardening soil“ [1], v němž je implementována skutečnost, že tuhost zeminy je závislá na režimu zatěžování a genezi horninového masivu. Dále bude představen elasto-plastický materiálový model „Shotcrete“ [1] zahrnující nelineární nárůst tuhosti a pevnosti betonu v závislosti na čase, který lépe aproximuje skutečné chování materiálu primárního ostění. V druhé polovině teoretické části bude popsán Dřevnovický tunel a lokalita, ve které se nachází. Na závěr bude vysvětlen princip tunelovací metody Kambauweise, jež je zde využita pro návrh ražby.

V praktické části jsou představeny vytvořené matematické modely v programu Plaxis 2D. V prvním sledu analýz je primární ostění modelováno pomocí prvků „plate“, tedy deskostěnových prvků. K využití Shotcrete modelu je ovšem zapotřebí použít „volume plates“, tedy objemové prvky. K vymodelování betonového průřezu vyztuženého betonářskou či tuhou výztuží je využita kombinace deskostěnových a objemových prvků. V rámci srovnávání provedených analýz budou zhodnoceny vlivy způsobu stanovení počátečních podmínek, materiálového modelu horninového prostředí a materiálového modelu stříkaného betonu. Ke srovnání finálních průběhů vnitřních sil a deformací na vyraženém průřezu tunelu budou použity výsledky z modelu, vytvořeného firmou AFRY (2022) v rámci dokumentace DÚR. V závěru práce bude posouzeno primární tunelové ostění metodou pro spřažené průřezy.

## 2 MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ TUNELŮ

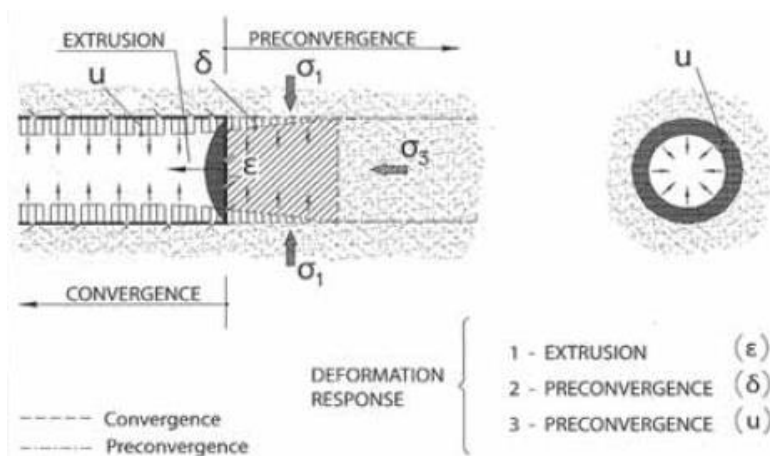
Matematický model je abstraktní model používající matematický jazyk k popisu vybrané části reálného světa [2]. V současné době se matematické modelování hojně využívá nejen v geotechnice. Ať už v praxi nebo v akademické sféře jsou numerické modely neoddělitelnou součástí života statika. Tato poměrně náročná disciplína však klade nároky jak na uživatele, tak na hardware. Možnost provádět numerické modely různých konstrukcí, např. tunelů, přináší příležitost provádět detailní analýzu vnitřních sil, deformací, vývoje pevnosti materiálu atd. Zvláště v podzemním stavitelství je ale nutné takové modely správně nakalibrovat tak, aby odpovídaly co nej přesněji skutečnému chování horninového prostředí a stavebních materiálů.

### 2.1 Současná praxe

V současné praxi se tunely často modelují zjednodušeným způsobem jednak z důvodu efektivity práce, jednak z důvodů finančních a jednak z důvodů dalších softwarových a hardwarových omezení.

#### 2.1.1 Vliv podélného směru

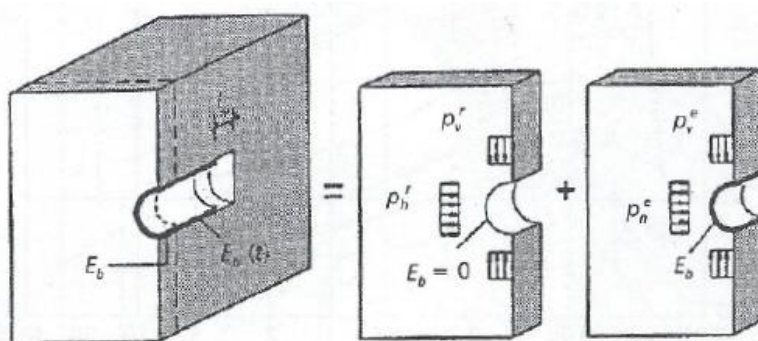
Tunel je liniová stavba a nutnost řešení příčného i podélného směru dělá z této úlohy 3D problém. V praxi (hojně i v akademické sféře) je však tato úloha redukována na 2D problém. S využitím principu rovinné deformace pro konstrukce, které mají v podélném směru „nekonečnou délku“ (prakticky jeden rozměr velmi převládá nad dalšími dvěma) a přitom tvar v příčném řezu je neměnný lze tvrdit, že deformace vypočtená v jednom řezu je s délkou neměnná (za předpokladu stejného nadloží). Na stranu bezpečnou lze uvažovat řez s největším zatížením (tedy nadložím) a provést návrh primárního (a posléze i definitivního) ostění na základě extrémů vnitřních sil po délce tunelu.



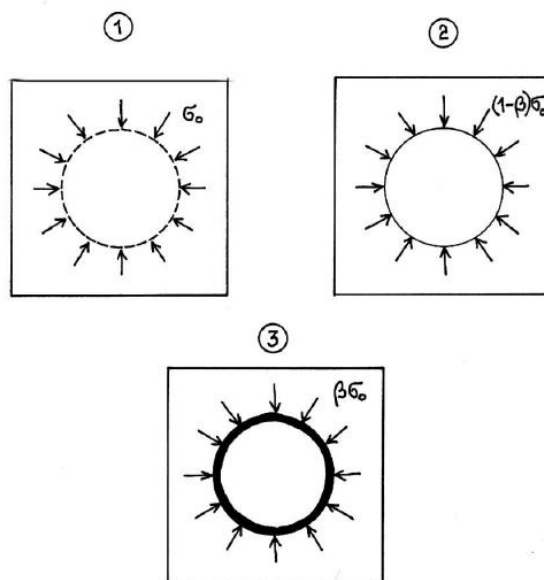
Obr.2-1 Odezva horniny na ražbu [3]

Podélný vliv ražby tunelu nelze však jednoduše zanedbat při převedení problému do 2D. Vyrubání tunelu v horninovém masivu je vážným zásahem do jeho rovnovážného stavu (Obr.2-1), kterým se podstatně změní napjatost v okolí výrubu. Ve snaze o dosažení rovnovážného stavu dochází k přeskupování napětí v podélném i příčném směru. Detailní posouzení této skutečnosti vyžaduje použití prostorového matematického modelu. [4]

Metoda redukce napětí neboli  **$\beta$ -metoda** umožňuje modelování prostorové napjatosti v rovinném matematickém modelu. Princip této metody spočívá v postupné redukci primární napjatosti. Primární napětí je v rovinném modelu rozděleno na dvě (či tři) části (Obr.2-2). Při výpočtu tunelového díla s ostěním se první část tohoto napětí aplikuje ihned po provedení výrubu a simuluje stav před zabudováním ostění. Druhá část primárního napětí již působí na systém ostění – hornina. V iniciační fázi (fázi 1 na Obr.2-3) je vnitřní tlak v místech budoucího výrubu shodný s vnějším horninovým tlakem. Vnitřní tlak je dále redukován bezrozměrným **součinitelem relaxace  $\beta$** , který se může pohybovat v rozsahu od  $\beta = 0$  (dílo před výrubem) do  $\beta = 1$  (vyražené dílo). Hodnota součinitele relaxace  $\beta$  závisí na tvaru a velikosti výrubu, délce záběru, hloubce podzemního díla, členění výrubu a geologii horninového masivu. [5]



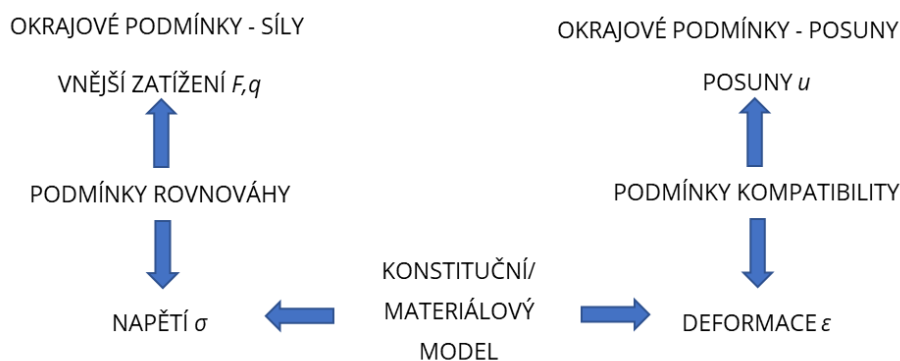
Obr.2-2 Rozdělení primární napjatosti do dvou částí  $\beta$ -metodou [4]



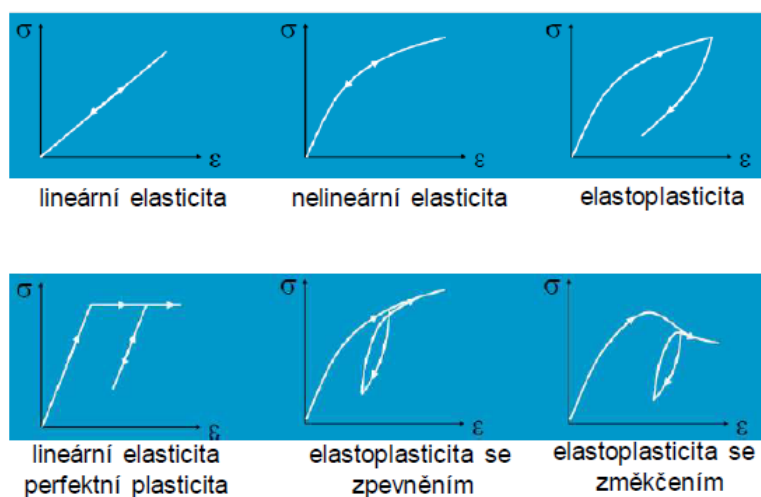
Obr.2-3 Princip  $\beta$ -metody

## 2.1.2 Modelování horninového prostředí a ostění

Při řešení příčného směru je nutné konstrukci a horninové prostředí korektně geometricky vymodelovat, ale poté přichází na řadu zásadní rozhodnutí – volba materiálového modelu pro zeminy (horniny) a ostění tunelu (stříkaný beton). Materiálový neboli konstituční model aproximuje chování skutečného materiálu při zatěžování. Jedná se o vztah spojující deformace a napětí (viz Obr.2-4). Podoby této závislosti se pohybují na škále od nejjednodušších modelů až po nejsložitější (Obr.2-5).



Obr.2-4 Konstituční model



Obr.2-5 Rozdělení konstitučních modelů [6]

Pro zeminové prostředí se v praxi již tradičně používá Mohr-Coulombův materiálový model. Jedná se o lineárně elastický-perfektně plastický model (Obr.2-5). Důvod oblíbenosti tohoto modelu tkví ve faktu, že pro jeho použití je třeba definovat pouze dva deformační a tři pevnostní parametry. Jsou to:

- Deformační parametry:
  - Modul pružnosti  $E$  [kPa]
  - Poissonovo číslo  $\nu$  [-]

- Pevnostní parametry:
  - Úhel vnitřního tření  $\varphi'$  [°]
  - Koheze  $c$  [kPa]
  - Úhel dilatance  $\psi$  [°]

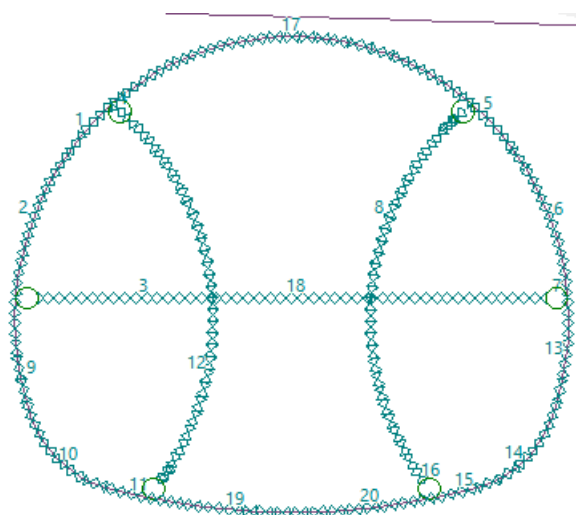
Tyto parametry se standartně získávají ze zkoušek zemin pro geotechnický průzkum, popř. je lze dohledat v mnoha tabulkách a doporučeních. Tento materiálový model je tedy definován svým chováním v elastické oblasti a podmínkou (plochou) plastického potenciálu. Jeho výhodou je tedy relativní jednoduchost použití z hlediska parametrů zemin.

Pro modelování ostění ze stříkaného betonu (SB) se klasicky využívá zjednodušení na nosníky, které se nachází v teoretické střednici průřezu ostění. U těchto nosníků je nutno definovat jejich vzájemné vazby (tuhost spojů) tak, aby co nejlépe aproximovaly reálné aspekty chování SB.

Těmto nosníkům (Obr.2-6) bývá často přiřazován lineárně elastický materiálový model (Obr.2-5). Tento model vyžaduje pouze dva parametry (pro izotropní materiál). Jsou to:

- Deformační parametry:
  - Modul pružnosti  $E$  [MPa]
  - Poissonovo číslo  $\nu$  [-]

Obé hodnoty jsou snadno dohledatelné v betonářských tabulkách. Tento model se tedy vyznačuje svou jednoduchostí z hlediska získání parametrů.



Obr.2-6 Ostění sestavené z nosníků pro horizontálně i vertikálně členěnou ražbu tunelu – dočasné ostění připojeno na trvalé kloubově – GEO5 MKP

V případě materiálu, jakým je beton se ovšem potýkáme s faktem, že nárůst jeho deformačních parametrů je závislý na čase. Tato závislost je nelineární, obecně se beton považuje za vyztužený po 28 dnech. V případě použití lineárně elastického materiálového modelu se tedy zjednodušeně využívá metoda **rozfázování na mladý a starý (vyztužený) beton**. Prakticky v modelu dochází

k včlenění další fáze a vyrobání tunelu (či jeho části) se dělí do fáze exkavace (vytvoření výrubu), aktivace ostění (mladý beton), zesílení (parametrů) ostění (vyzrálý beton). Za mladý beton se považuje beton do stáří 24 hodin po nástřiku [7]. Parametry pro nevyzrálý a vyzrálý beton často vychází ze zkušeností zhotovitele či projektanta.

Typický cyklus ražby ve 2D modelu při použití kombinace  $\beta$ -metody a metody rozfázování mladý-vyzrálý beton vypadá obecně následovně (Tab.1):

Tab.1 Fáze ražby pro metodu redukce napětí a fázování stáří betonu

FÁZE	REDUKCE NAPĚTÍ	PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ
Počáteční	$0 \cdot \sigma_0$	-
1. Fáze	$(1-\beta_1) \cdot \sigma_0$	-
2. Fáze	$(1-\beta_2) \cdot \sigma_0$	Mladý beton
3. Fáze	$(1-\beta_3) \cdot \sigma_0 = 1 \cdot \sigma_0$	Vyzrálý beton
+ Opakování fází až do dokončení ražby		

## 2.2 Upřesnění analýz výběrem vhodného materiálového modelu

V této kapitole dojde ke zhodnocení výše popsaných konstitučních modelů a jsou představena zlepšení na základě pokročilých řešení.

### 2.2.1 Horninové prostředí

Jak bylo zmíněno v přechodí kapitole Mohr-Coulombův model je poměrně snadno použitelný a běžně užívaný materiálový model pro zeminy. Lineárně elastické-perfektně plastické chování materiálu ovšem nevystihuje s dostatečnou přesností děje probíhající při zatěžování zeminy. Mohr-Coulombovo kritérium zní (zápis s použitím hlavních napětí):

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 < 2 \cdot c' \cdot \cos \varphi - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \varphi \quad (1) \quad \dots \text{pružné chování}$$

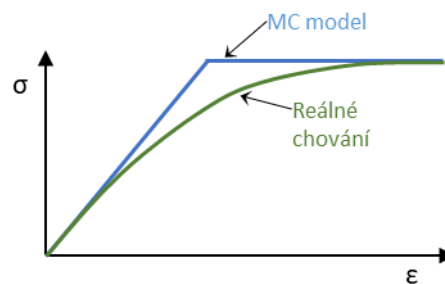
$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 2 \cdot c' \cdot \cos \varphi - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \varphi \quad (2) \quad \dots \text{plastické chování}$$

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 > 2 \cdot c' \cdot \cos \varphi - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \varphi \quad (3) \quad \dots \text{nemožné chování}$$

Hlavní nedostatky Mohr-Coulombova modelu jsou (Obr.2-7):

- Perfektní plasticita
  - Nedochozí k nevratným deformacím zeminy před dosáhnutím porušení (mezního zatížení).

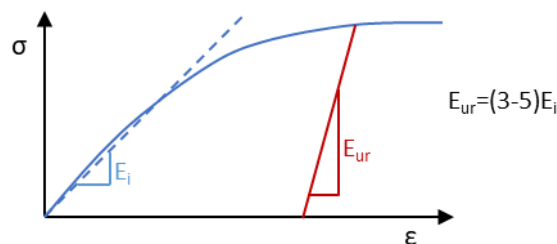
- Při dosažení mezního zatížení dochází bez změny napětí k neomezenému vývinu plastických (nevratných) deformací.
- Lineární elasticita
  - Tuhost zeminy je stejná při podmínkách prvotního přitížení i odtížení.
  - Tuhost zeminy není závislá na svislém napětí (hloubce).
  - Tuhost zeminy není závislá na poměrném smykovém přetvoření.



Obr.2-7 MC pracovní diagram v porovnání s reálným chováním [8]

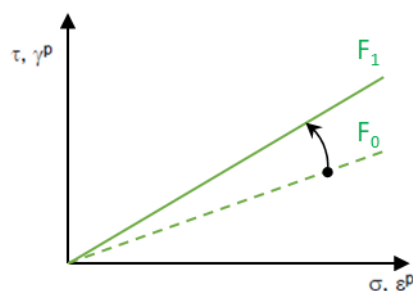
Materiálový model pro zeminy by měl zahrnovat tyto aspekty reálného chování zemin:

- Je umožněn vznik plastických deformací pro podmínky vzdálené porušení. V realitě vznikají v zemině nevratné deformace i při zatížení nezpůsobující porušení.
- Tuhost zeminy pro podmínky prvotního přitížení a odtížení je rozdílná. Reálná zemina, která prošla přitížením má větší tuhost než v předchozím stavu (Obr.2-8).



Obr.2-8 Pracovní diagram zahrnující rozdílnou tuhost při odtížení [8]

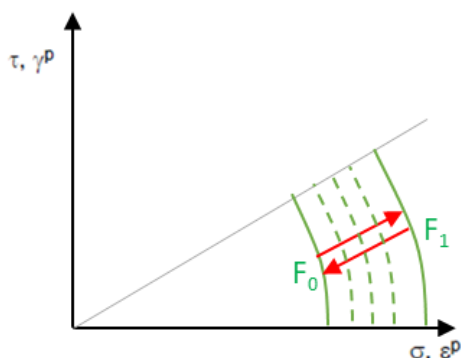
- Materiál může zpevňovat při zatěžování, když je dosaženo plochy plasticity (Obr.2-9).



Obr.2-9 Aktivace plochy plasticity  $F_0$  a zpevnění na  $F_1$  [8]

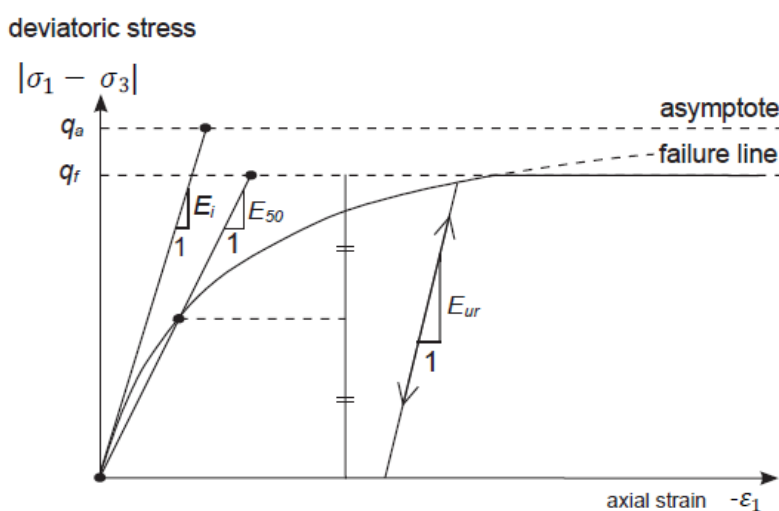


- Je možné modelovat překonsolidaci zeminy. Zemina, na kterou v minulosti působilo větší svislé napětí než v přítomnosti, vykazuje zlepšené pevnostní vlastnosti a disponuje „rezervou“ pro dosažení objemové plochy plasticity (Obr.2-10).



Obr.2-10 Přetížení z  $F_0$  na  $F_1$  a následné odtížení na  $F_0$  [8]

Tzv. „**Hardening soil model**“ (The Hardening Soil model (Isotropic hardening)), dále jen HS model, je pokročilý hyperbolický model (Obr.2-11). Tento materiálový model nemá na rozdíl od MC modelu fixní plochu plasticity, nýbrž je umožněno zpevňování (hardening) materiálu. Základním rysem je také závislost tuhosti zeminy na režimu zatěžování. Parametry  $\varphi$ ,  $c$  a  $\psi$  jsou pro oba modely společné, stejně tak jako MC podmínka porušení. [1]



Obr.2-11 Hyperbolický pracovní diagram HS modelu [1]

HS model nicméně vyžaduje celou řadu dalších parametrů, jak ukazuje Tab. 2.

Tab.2 Parametry Hardening soil modelu [1]

Parametr	Vysvětlení	Jednotka
Stiffness		
Deformační parametry		
$E_{50}^{ref}$	Sečnový referenční modul z triaxiální zkoušky	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed}^{ref}$	Tečnový referenční modul z edometrické zkoušky	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{ur}^{ref}$	Odtěžovací/přitěžovací modul pružnosti	[kN/m <sup>2</sup> ]

m	Exponent závislosti deformačních parametrů na napětí	[-]
Strength	Pevnostní parametry	
c	Koheze	[kN/m <sup>2</sup> ]
φ	Úhel vnitřního tření	[°]
ψ	Úhel dilatance	[°]
Advanced	Pokročilé parametry	
ν <sub>ur</sub>	Poissonovo číslo pro odtížení/přitížení	[-]
p <sub>ref</sub>	Refereční napětí pro deformační parametry	[kN/m <sup>2</sup> ]
K <sub>0</sub> <sup>NC</sup>	Součinitel zemního tlaku v klidu pro NC zeminu	[-]
POP	Překonsolidační napětí	[kN/m <sup>2</sup> ]

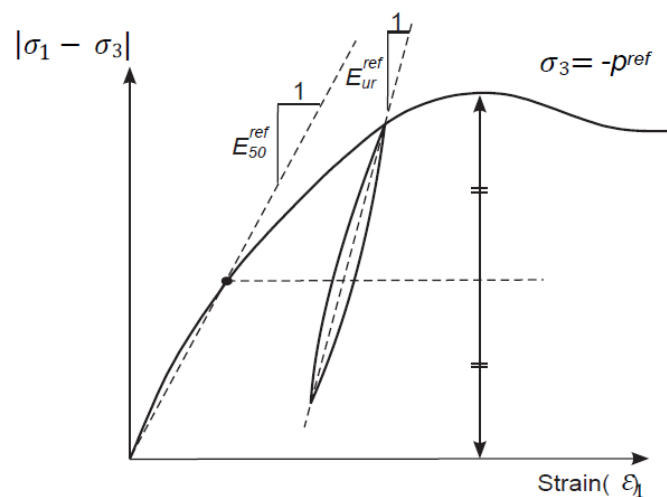
Deformační parametry v HS modelu jsou závislé na napětí a nejsou fixní. Platí pro ně následující vztahy (4), (5), (6) [1]:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos(\varphi) - \sigma_3' \sin(\varphi)}{c \cos(\varphi) - p^{ref} \sin(\varphi)} \right)^m$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos(\varphi) - \sigma_3' \sin(\varphi)}{c \cos(\varphi) - p^{ref} \sin(\varphi)} \right)^m$$

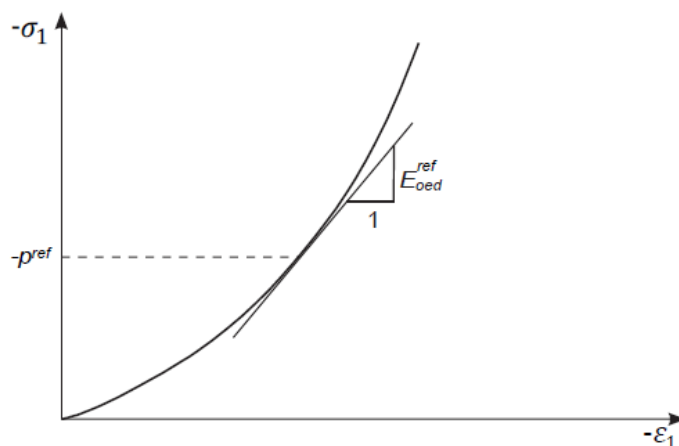
$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos(\varphi) - \frac{\sigma_3'}{K_0^{nc}} \sin(\varphi)}{c \cos(\varphi) + p^{ref} \sin(\varphi)} \right)^m$$

Modul  $E_{50}^{ref}$  a  $E_{ur}^{ref}$  lze určit z triaxiální zkoušky (Obr.2-12), kde  $E_{50}^{ref}$  je definováno jako sečna pro menší z hlavních napětí  $\sigma_3 = -p^{ref}$ . Sečna protíná bod 50 % maximálního deviátoru napětí. [1]



Obr.2-12 Definice  $E_{50}^{ref}$  a  $E_{ur}^{ref}$  skrze výsledek odvodněné triaxiální zkoušky [1]

Modul  $E_{oed}^{ref}$  lze určit z edometrické zkoušky dle Obr.2-13, kde  $E_{oed}^{ref}$  je definováno jako tečna při efektivním napětí  $\sigma_1 = -p^{ref}$ . [1]



Obr.2-13 Definice  $E_{oed}^{ref}$  skrze výsledek oedometrické zkoušky [1]

Exponent závislosti deformačních parametrů na napětí  $m$  je mírou této závislosti a závisí na typu zeminy.

Součinitel zemního tlaku v klidu pro NC zeminu  $K_0^{NC}$  není jako v MC modelu funkcí Poissonova čísla, nýbrž je doporučeno použít vztah

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi \quad (7)$$

jelikož dává poměrně realistické výsledky. Nicméně v závislosti na dalších parametrech jako  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  či  $\nu_{ur}$  musí být  $K_0^{NC}$  v určitém rozpětí hodnot. [1]

„Preoverburden pressure“  $POP$  je parametr, pomocí něhož lze zohlednit vliv překonsolidace zeminy. Jedná se o rozdíl maximálního svislého napětí působícího v minulosti a současného geostatického napětí. Zadává se v rámci tzv. **počátečních podmínek**. Počáteční podmínky předepisují původní napjatost horninového masivu v počáteční fázi řešení. V rámci programu Plaxis je možno zvolit generování původní napjatosti pomocí „ $K_0$  procedure“ nebo „Gravity loading“. „ $K_0$  procedure“ je speciální metoda beroucí pro výpočet počátečních podmínek v potaz historii zeminy. Součinitel  $K_0$  je v tomto případě doporučeno počítat pomocí Jakyho rovnice  $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$  (7). Pokud je zemina překonsolidována, je očekávána hodnota vyšší než dle rovnice (7). Touto metodou je svislé napětí spočteno pomocí vlastní tíhy zeminy a vodorovné napětí je určeno pomocí hodnoty  $K_0$ . „ $K_0$  procedure“ nezaručuje rovnováhu spočteného stavu, jelikož smyková napětí nejsou generována. Proto je tato metoda doporučena pro horizontální vrstvy, a nikoliv pro nevodorovné povrchy, které vyžadují kalkulaci smykových napětí pro vytvoření rovnováhy. Nevhodné příklady pro použití „ $K_0$  procedure“ jsou k vidění na Obr.2-14. Pokud nejsou splněny tyto podmínky a rovnováhy nelze dosáhnout, je doporučeno použít „Gravity loading“. [9]



Obr.2-14 Příklady nevhodných terénů k použití v  $K_0$  procedure [9]

„Gravity loading“ je konečněprvkový elastický výpočet, který počáteční napjatost vypočte z vlastní tíhy zeminy. Důležitý aspekt je použití „Gravity loading“ v kombinaci s elastickým-perfektně plastickým modelem (např. MC model). Součinitel  $K_0$  v tomto případě závisí na Poissonově součiniteli (podobně jako v programu GEO5 MKP) dle

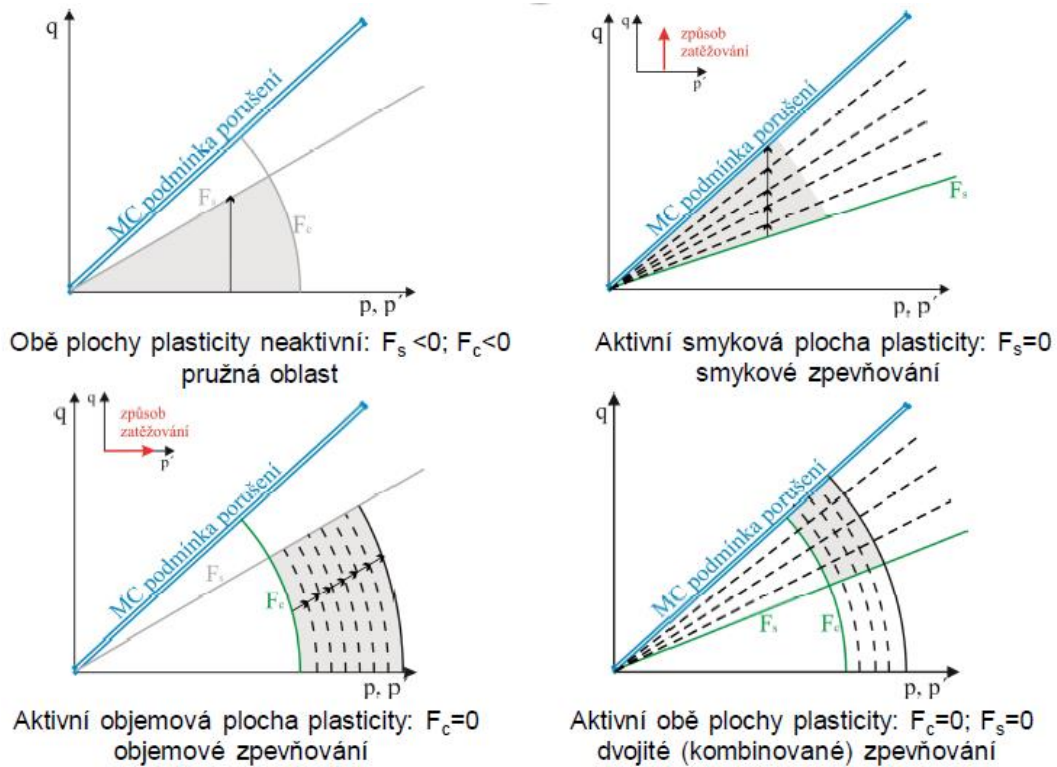
$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (8)$$

a je tedy důležité použít takovou hodnotu Poissonova součinitele, která dává realistické výsledky  $K_0$ . Jelikož hodnota součinitele  $\nu$  musí být nižší než 0,5, tak není možné dle vztahu  $K_0 = \nu / (1 - \nu)$  (8) generovat  $K_0$  vyšší než 1,0. Pokud je vyžadováno  $K_0$  větší než jedna, tak lze využít k vytvoření počátečních podmínek „ $K_0$  procedure“. Pokud je „Gravity loading“ použito v kombinaci s pokročilým materiálovým modelem pro zeminy,  $K_0$  odpovídá  $K_0^{NC}$  dle  $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$  (7). Důležitým poznatkem je, že překonsolidační parametr  $POP$  (či  $OCR$ ) je v „Gravity loading“ ignorován. [9]

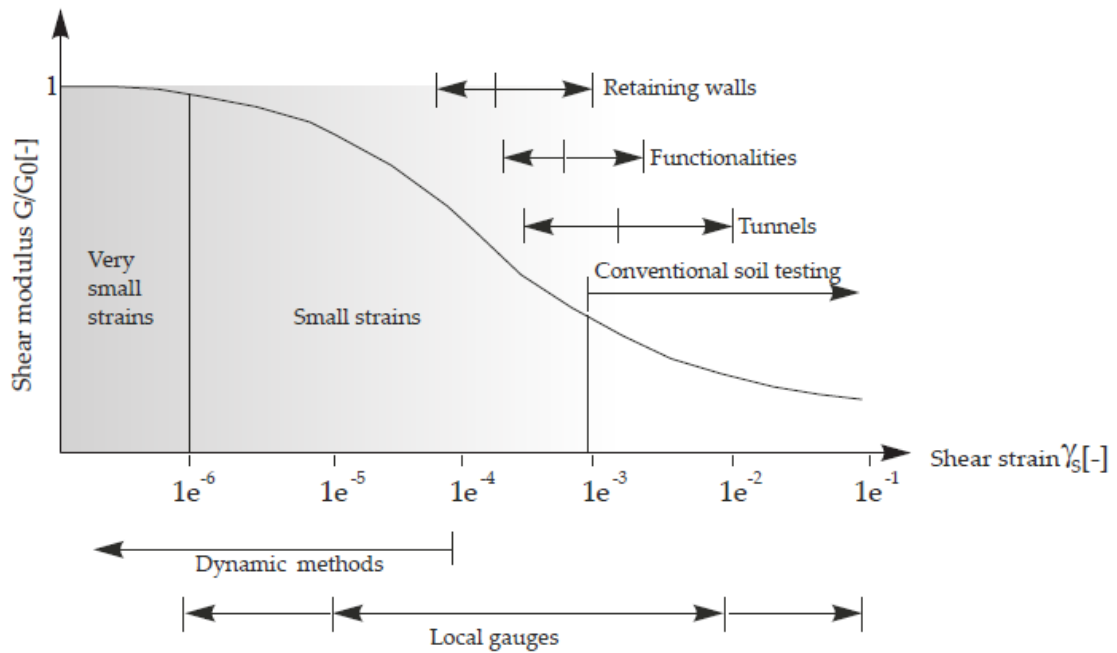
Zpevnování se zvyšujícím se zatížením lze rozdělit na smykové zpevnování (shear hardening) se smykovou plochou plasticity (shear yield surface) a objemové zpevnování (compression hardening) s objemovou plochou plasticity (cap yield surface). Třetím typem by bylo zpevnování kombinované. Smykové zpevnování představuje nezvratné změny vlivem deviátorického zatěžování (zvyšování deviátoru napětí). Objemové zpevnování představuje nezvratné změny vlivem oedometrického a izotropního zatěžování (zvyšování středního napětí). Triaxiální modul  $E_{50}^{ref}$  velmi ovlivňuje plastická přetvoření, která jsou spojena se smykovou plochou plasticity. Podobně oedometrický modul  $E_{oed}^{ref}$  do značné míry ovládá plastická přetvoření, která jsou spojena s objemovou plochou plasticity. [1] Princip je vidět na Obr.2-15.

Hardening soil model je možné použít s rozšířením pro tuhosti v oboru malých až velmi malých přetvořeních „**HSsmall**“ (The Hardening Soil model with small-strain stiffness), dále jen HSS. Podle Obr.2-16 tuhost zeminy, která by měla být použita při analýze geotechnické konstrukce není ta, která se vztahuje k přetvořením na konci výstavby. Místo ní by se mělo uvažovat s tuhostí při malých až velmi malých přetvořeních a s jejím nelineárním poklesem. Pokud totiž zobrazíme smykovou tuhost zeminy v závislosti na smykovém přetvoření (logaritmické měřítko), dostáváme charakteristickou křivku ve tvaru S. Na Obr.2-16 jsou také zobrazeny rozsahy smykových přetvoření měřitelné v blízkosti různých geotechnických konstrukcí a k vidění jsou též laboratorní metody, pomocí nichž lze taková přetvoření měřit. Je evidentní, že při přetvořeních, která jsou měřitelná konvenčními laboratorními postupy (triaxiální či

edometrické zkoušky), je tuhost zeminy až více než o polovinu menší ve srovnání s počáteční hodnotou. [1]



Obr.2-15 Grafické znázornění plastického zpevnění [10]



Obr.2-16 Závislost smykové tuhosti zeminy na smykovém přetvoření s příklady [1]

Pro použití HSS je třeba definovat dva nové parametry [1]:

- Smykový modul při velmi malých přetvořeních ( $<10^{-6}$ )  $G_0^{ref}$  [kN/m<sup>2</sup>]

- Smykové přetvoření  $\gamma_{0,7}$ , při kterém klesne počáteční smykový modul  $G_0$  na  $0,72 \cdot G_0$  [-]

Pro  $G_0^{ref}$  platí (9) [1]:

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cos(\varphi) - \sigma'_3 \sin(\varphi)}{c \cos(\varphi) + p^{ref} \sin(\varphi)} \right)^m$$

Smykové parametry  $G_0^{ref}$  a  $\gamma_{0,7}$  lze měřit konvenčními přístroji v laboratořích (např. triaxiální komora) za pomoci tzv. bender elementů. Vyšší uvažovaná tuhost zeminy přitom vede k predikci menších deformací zemního prostředí, a tedy k možnosti navržení subtilnější konstrukce při dodržení stanoveného mezního stavu použitelnosti. [11]

V případě, že při výpočtu smykový modul  $G_0$  klesne na hodnotu  $G_{ur}$  (spodní ohraničující hodnota), stává se z HSS standartní HS model popsany výše. [10]

## 2.2.2 Stříkaný beton

Jak je zmíněno v kapitole 2.1.2, pro stříkaný beton je často využíván lineárně elastický materiálový model aplikovaný na nosníky v teoretické střednici ostění za použití dvou časových fází výstavby (mladý-starý).

Hlavní nedostatky tohoto postupu jsou:

- Lineární elasticita
  - Nedochozí k nevratným (plastickým) deformacím při zatěžování.
  - Materiál se při zatěžování nikdy neporuší.
  - Neomezená lineární závislost napětí na poměrném přetvoření.
  - Smykové a objemové deformace jsou na sobě vzájemně nezávislé. [6]
  - Reálnější výsledky lze získat pouze pro podmínky zatěžování, které jsou dostatečně vzdáleny od dosažení mezního zatížení. [6]
- Časové rozfázování deformačních parametrů betonu
  - Změna deformačních parametrů je skoková při přechodu z fáze „mladý beton“ do fáze „vyzrálý beton“ a způsobuje, že napětí v ostění jsou obvykle příliš vysoká (obzvláště když je ostění vysoce namáháno ohybem). [1]

Materiálový model pro stříkaný beton by měl zahrnovat tyto aspekty reálného chování betonu:

- Beton disponuje omezenou pevností v tlaku a tahu. V případě překonání tahové pevnosti vznikají trhliny.
- Nárůst deformačních i pevnostních parametrů při zrání betonu je s časem nelineární.
- Vyzrálý beton může zpevňovat či změkčovat při zatěžování.

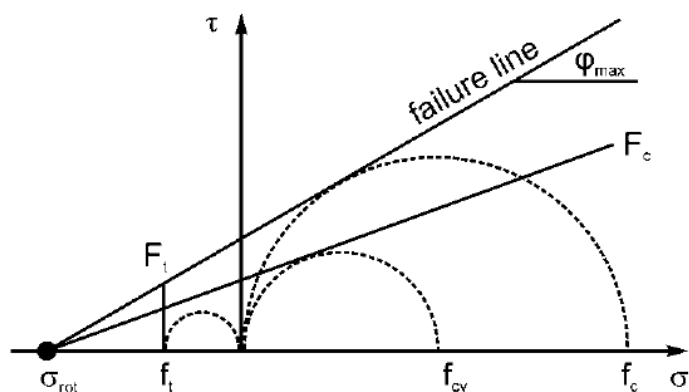
Tzv. „**Shotcrete model**“ [1] (v programu Plaxis momentálně nazýván The Concrete model, proto je možno se potkat s oběma názvy), dále jen SH model, je elasto-plastický materiálový model vyvinutý pro stříkaný beton. Obsahuje plastická omezení pro pevnost betonu v tlaku a tahu, časově závislý nárůst pevnosti a tuhosti, zpevňování a změkčování vlivem přetvoření a také možnost pracovat s dotvarováním a smršťováním betonu. Použití tohoto modelu by mělo vést k více realistickým vypočteným napětím v ostění, jelikož je brán v potaz nelineární nárůst parametrů betonu v čase. Také vypočtená deformace ostění by se měla více blížit realitě, ale je nutno podotknout, že i s postupem mladý-vyzrálý beton je možno získat poměrně realistické hodnoty posunů ostění. [1]

Pro celková přetvoření platí vztah (10)

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p + \varepsilon^{cr} + \varepsilon^{shr}$$

kde složky jsou postupně elastická, plastická, dotvarovací a smršťovací. [1]

SH model používá Mohr-Coulombovu plochu plasticity  $F_c$  (napjatost v tlaku) a Rankinovu plochu plasticity  $F_t$  (napjatost v tahu) (Obr.2-17). [1]



Obr.2-17 Plochy plasticity  $F_t$  a  $F_c$  a obálka porušení Concrete modelu [1]

Pro tlakovou a tahovou funkci plasticity platí (11), (12):

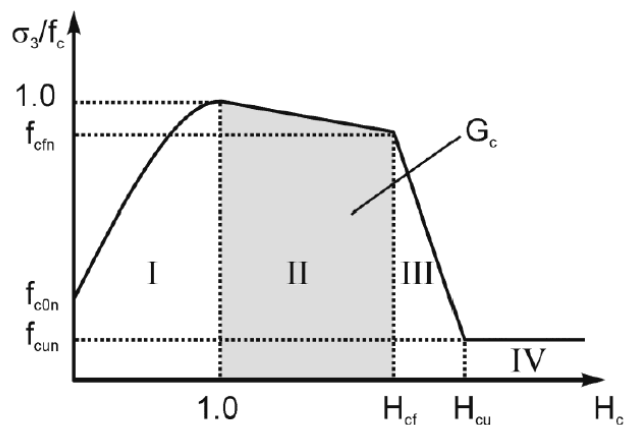
$$F_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3 - 2 \sigma_{rot}}{2} \frac{f_{cy}}{2 \sigma_{rot} + f_{cy}}$$

$$F_t = \sigma_1 \cdot f_t$$

kde  $\sigma_1$  je větší z hlavních (tahových) napětí a  $\sigma_3$  je menší z hlavních (tlakových) napětí,  $f_{cy}$  a  $f_t$  jsou tlakové a tahové napětí při splnění podmínky plasticity a  $\sigma_{rot}$  je průsečík MC obálky porušení a izotropní osy. [1]

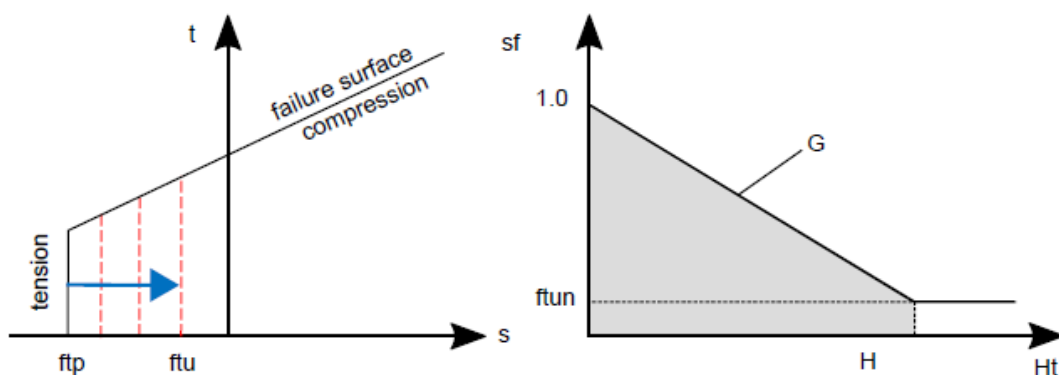
Při zatěžování zralého betonu tlakem se v SH modelu pevnost betonu nelineárně zvyšuje (hardening) až do vrcholové hodnoty a poté lineárně snižuje (softening) na reziduální hodnotu. Konkrétně je tento proces rozdělen do čtyř částí (Obr.2-18):

- I. Kvadratické zpevnování
- II. Lineární změkčování
- III. Lineární změkčování
- IV. Konstantní reziduální pevnost



Obr.2-18 Pracovní diagram v tlaku Concrete modelu [1]

Při zatěžování zralého betonu tahem se v SH modelu pevnost betonu lineárně snižuje z mezní tahové pevnosti (nastává změkčování) až na reziduální hodnotu (Obr.2-19).



Obr.2-19 Pracovní diagram v tahu Concrete modelu [1]

SH model bere v potaz nelineární časový nárůst pevnostních a tuhostních parametrů stříkaného betonu v době tuhnutí a tvrdnutí. Ohybová tuhost i pevnost se s tuhnutím rapidně zvyšují. Nárůst Youngova modulu pružnosti se řídí dle vztahu (13) [9]:

$$E(t) = E_{28} e^{s_{stiff} (1 - \sqrt{t_{hydr}/t})}$$



kde  $E_{28}$  je modul pružnosti vyzrálého betonu,  $t_{hydr}$  je čas do plného vyzrání,  $t$  je čas [den] a  $s_{stiff}$  je parametr řídicí vývoj tuhosti v čase, pro který platí (14) [9]:

$$s_{stiff} = - \frac{\ln(E_1 / E_{28})}{\sqrt{t_{hydr} / t_{1d} - 1}}$$

kde  $E_1$  je modul pružnosti v čase jeden den. Modul pružnosti je konstantní pro čas  $t < 1$  hod a čas  $t > t_{hydr}$ . [1]

Pro definici nárůstu pevnosti je k vybrání jeden ze dvou postupů. První možnost vychází z „CEB-FIP model code (1990)“, kde se pro  $f_c(t)$  používají obdobné vztahy jako výše pro  $E(t)$  s tím rozdílem, že  $s_{stiff}$  je nahrazeno  $s_{strength}$ , které závisí na poměru  $f_{c,1}/f_{c,28}$ . Druhou možností je zvolit modelování nárůstu pevnosti stříkaného betonu dle tříd J1, J2 a J3 dle EN 14497-1, které definují pevnosti do času 24 hod (Tab.3). [1]

Tab.3 Střední hodnoty pevností v čase pro třídy J1, J2 a J3 Concrete modelu [1]

Time[hr]	J1[MPa]	J2[MPa]	J3[MPa]
<0.1	0.15	0.35	0.75
0.5	0.23	0.715	1.65
12	2.0	5.5	12.0
24	3.5	12.0	28.5

Stříkaný beton oboru J1 se hodí pro nástřik v tenkých vrstvách na suchý podklad bez zvláštních statických požadavků v prvních hodinách po nástřiku. Je výhodný pro malou prašnost a malý spad. Stříkaný beton oboru J2 je vhodný, pokud má být beton nanesen co nejrychleji v silných vrstvách (i nad hlavou), při přítocích podzemní vody a při následném působení bezprostředně navazujících pracovních kroků (např. u ražených staveb, realizace kotevních vrtů, zahánění pažin, jehlování, trhací práce atd.). Tento obor je vyžadován také při rychlém nárůstu zatížení horninovým tlakem nebo při působení přitížení. Stříkaný beton oboru J3 se má používat pouze ve zvláštních případech (např. v silně porušené hornině, při silném přítoku vody) vzhledem ke zvýšenému vývinu prachu a zvýšenému spadu. [7]

V intervalu od 24 hod do  $t_{hydr}$  je vývoj pevnosti řízen vztahy (15), (16) [1]:

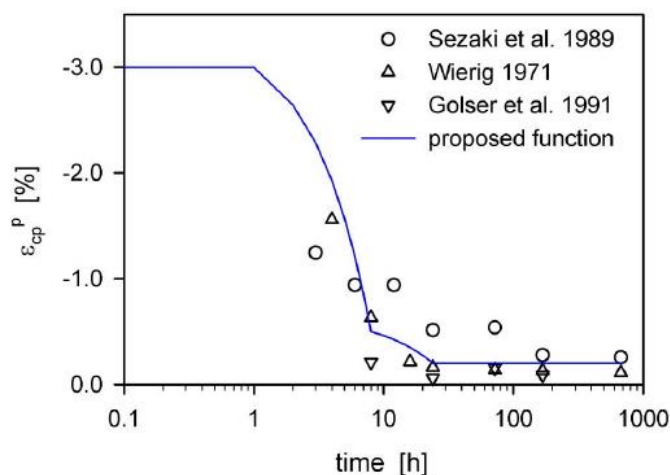
$$f_c = \alpha_c e^{-b_c/t}$$

$$\alpha_c = \frac{f_{c,28}}{e^{\ln(\kappa)/(t_{hydr}-t_{1d})}} b_c = (-t_{hydr} / (t_{hydr} - t_{1d})) \ln(\kappa) \kappa = f_{c,24h} \Big| f_{c,28}$$

kde  $f_c$  je pevnost betonu závislá na čase a  $f_{c,24h}$  je pevnost po 24 hodinách. [1]

Poměr  $f/f_c$  a hodnoty  $f_{cfm}$ ,  $f_{cun}$  a  $f_{iun}$  jsou konstantní v průběhu zrání pro oba přístupy. [1]

Schopnost mladého betonu odolat vysokým deformacím je zapříčiněna nejenom jeho malým modulem pružnosti, ale také vysokou plastickou duktilitou. Se zráním betonu se plastická duktilita snižuje. V SH modelu je zaveden parametr plastického přetvoření  $\varepsilon_{cp}^p$  závisející na čase (Obr.2-20). Zadává se ve třech časech – 1 hod, 8 hod a 24 hod. V čase  $t > 24 \text{ hod}$  je jeho hodnota konstantní. [1]



Obr.2-20 Závislost plastického přetvoření na čase Concrete modelu (-3 %, -0,5 %, -0,2 %) [1]

Parametry SH modelu jsou seřazeny v Tab.4.

Tab.4 Parametry Concrete modelu [1]

Parametr	Vysvětlení	Jednotka
<b>Stiffness</b>	<b>Tuhost</b>	
$E_{28}$	Young's modulus after 28d	[kN/m <sup>2</sup> ]
	Youngův modul vyztřelého betonu	
$\nu$	Poisson's ratio	[-]
	Poissonův součinitel	
<b>Strength</b>	<b>Pevnost</b>	
<b>Compression</b>	<b>Tlak</b>	
$f_{c,28}$	Uniaxial compressive strength after 28d	[kN/m <sup>2</sup> ]
	Jednoosá pevnost v tlaku vyztřelého betonu	
$f_{c0n}$	Normalised initially mobilised strength	[-]
	Normalizovaná na počátku mobilizovaná pevnost	
$f_{cfm}$	Normalised failure strength	[-]
	Normalizovaná pevnost při porušení	
$f_{cun}$	Normalised residual strength	[-]
	Normalizovaná reziduální pevnost	

$G_{c,28}$	Compressive fracture energy of cured concrete at $t_{hydr}$	[kN/m]
	Tlaková lomová energie vyzrálého betonu	
$\varphi_{max}$	Maximum friction angle	[°]
	Maximální úhel vnitřního tření	
$\psi$	Dilatancy angle	[°]
	Úhel dilatance	
$\gamma_{fc}$	Safety factor for compressive strength	[-]
	Součinitel bezpečnosti pro tlak	
Tension	Tah	
$f_{t,28}$	Uniaxial tensile strength of cured concrete at $t_{hydr}$	[kN/m <sup>2</sup> ]
	Jednoosá pevnost v tahu vyzrálého betonu	
$f_{tun}$	Ratio of residual vs. peak tensile strength	[-]
	Poměr residuální a maximální tahové pevnosti	
$G_{t,28}$	Tensile fracture energy of cured concrete at $t_{hydr}$	[kN/m]
	Tahová lomová energie vyzrálého betonu	
$\gamma_{ft}$	Safety factor for tensile strength	[-]
	Součinitel bezpečnosti pro tah	
Time-dependent	Časově závislé parametry	
$t_{hydr}$	Time for full hydration	[den]
	Čas plné hydratace = vyzrání betonu	
Stiffness	Tuhost	
$E_1/E_{28}$	Time-dependency ratio of elastic stiffness	[-]
	Poměr tuhostí mladého a vyzrálého betonu	
Strength	Pevnost	
$f_{c,1}/f_{c,28}$	Time-dependency ratio of compressive strength	[-]
	Poměr pevností mladého a vyzrálého betonu	
Ductility	Duktilita	
$\epsilon_{cp,1h}^p$	Uniaxial plastic failure strain at 1h	[-]
	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 1h	
$\epsilon_{cp,8h}^p$	Uniaxial plastic failure strain at 8h	[-]
	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 8h	
$\epsilon_{cp,24h}^p$	Uniaxial plastic failure strain at 24h	[-]
	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 24h	
$a$	Increase $\epsilon_{cp}$ with increase of $p$	[-]
	Přírůstek $\epsilon_{cp}$ s přírůstkem totálního středního napětí	

Pozn. V případě zvolení křivek J1/J2/J3 pro poměr pevností betonů odpadá parametr  $f_{c,1}/f_{c,28}$

Doporučené hodnoty parametrů lze najít v manuálu Plaxis (Plaxis – Material Models Manual [1]).

### 3 DŘEVNOVICKÝ TUNEL

#### 3.1 Popis stavby

Dřevnovický tunel je součástí plánované novostavby trati Brno-Přerov. Modernizace trati Brno-Přerov, 3.stavba Vyškov-Nezamyslice, bude řešit kompletní rekonstrukci železniční infrastruktury trati, její zdvojkolejnění s maximální rychlostí 200 km/hod a dosažení technických parametrů pro třídu zatížitelnosti D4 a prostorovou průchodnost tratě podle ložné míry UIC GC. Železniční spojení Brno-Přerov je uvedeno v „Rozhodnutí č. 884/2004/EC, příloha III“ Evropské unie a patří k přednostním projektům v rámci železniční osy č. 23 „Gdaňsk-Varšava-Brno/Bratislava-Vídeň“.

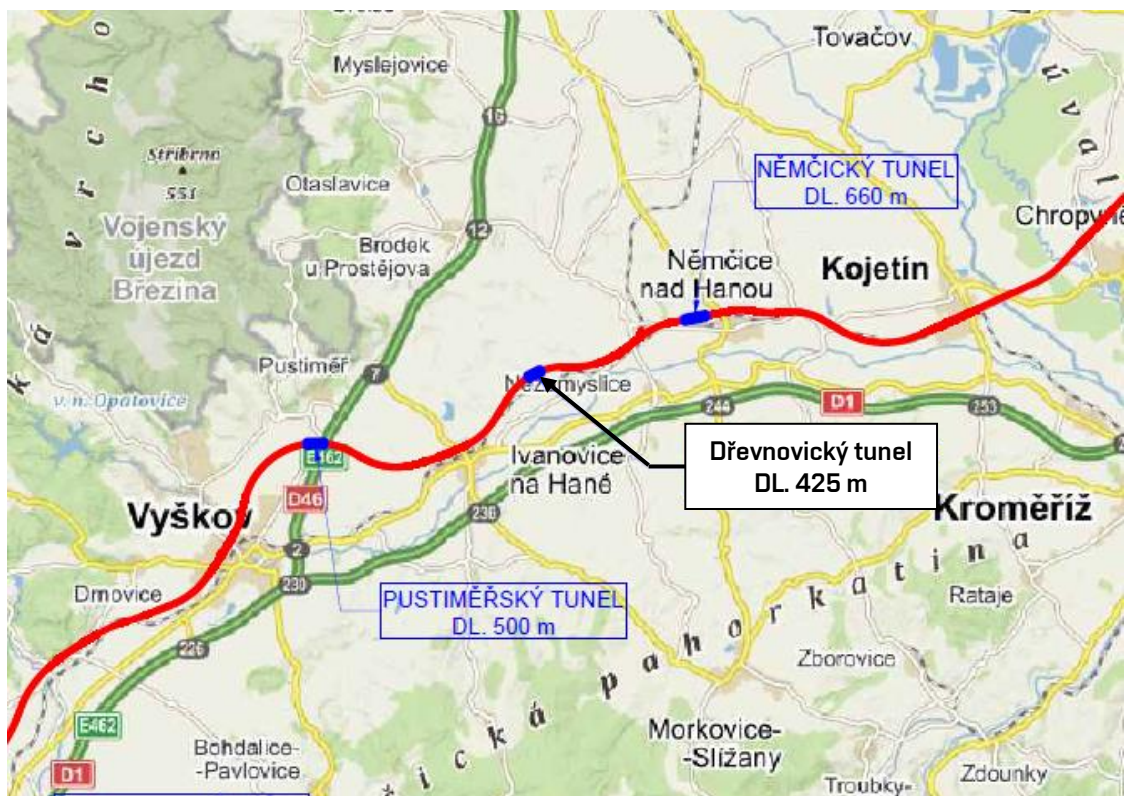


Obr.3-1 Mapa železničních koridorů [12]

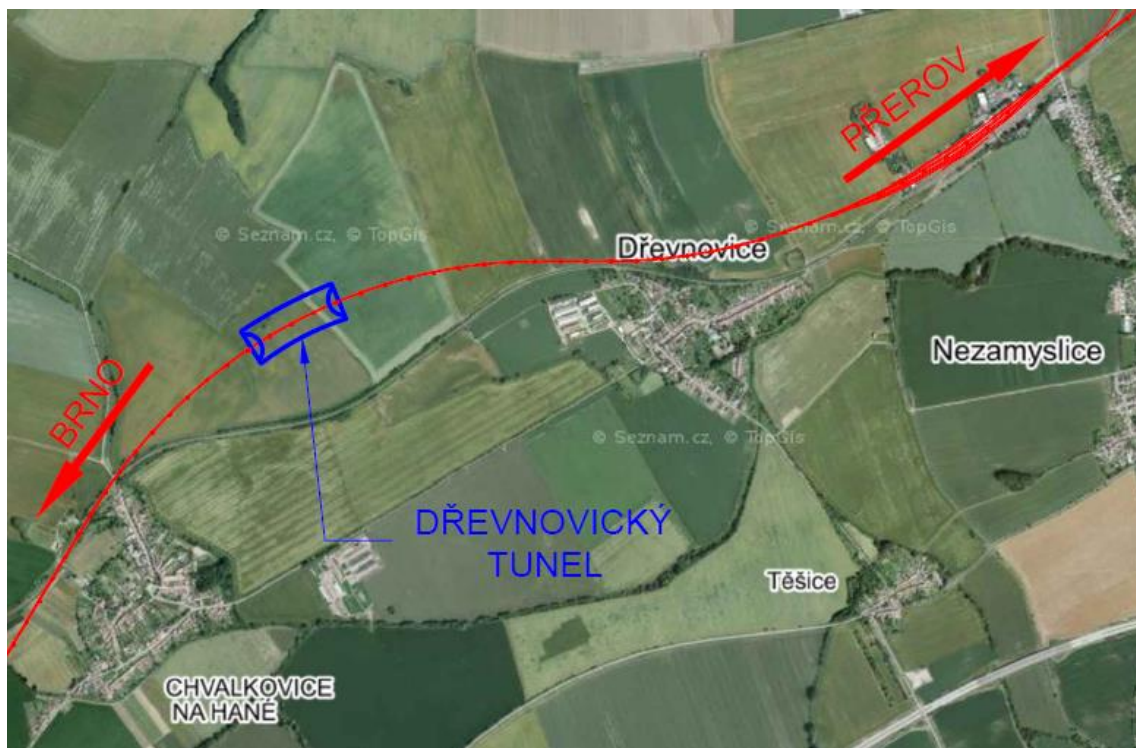
Trati „Vyškov-Nezamyslice“ je součástí celostátní dráhy Brno-Veselí č. 340 a Brno-Přerov č. 300. Trakce je zde závislá systému TT 25 kV 50 Hz. Traťová třída zatížení je D4. Zároveň se jedná o součást sítě TEN-T (osobní doprava – hlavní, nákladní doprava – globální). Správcem infrastruktury je Správa železnic, OŘ Brno (až do km 61,644), žst. Nezamyslice je ve správě Oblastního ředitelství Olomouc. Rozsah stavby je dán schválenou variantou M2 Studie proveditelnosti Modernizace trati Brno-Přerov. Začátek 3. stavby je situován v žst. Vyškov v cca nřkm 45,850 a konec v žst. Nezamyslice v cca nřkm 61,800.

Úsek 3. stavby Brno-Přerov byl zpracován v rámci dokumentace pro územní rozhodnutí v první polovině roku 2022. Projektová dokumentace pro Dřevnovický tunel byla vyhotovena firmou AFRY.

Modernizace trati Brno-Přerov měla být dle původních návrhů hotova do roku 2030. Vzhledem k prodlevám je otázkou, zda tento termín bude dodržen a zda v budoucnu nebude dána priorita vysokorychlostní trati, která by měla mezi těmito městy rovněž vzniknout.



Obr.3-2 Lokalita Dřevnovického tunelu 1:150 000 [13]



Obr.3-3 Lokalita Dřevnovického tunelu 1:25 000 [13]

## 3.2 Inženýrsko-geologické poměry

### 3.2.1 Geologické a hydrogeologické poměry [14]

Dřevnovický tunel se nachází západně od obce Dřevnovice v katastrálním území Chvalkovice na Hané a Dřevnovice, okres Vyškov a Prostějov. Zájmové území se z hlediska geomorfologických jednotek nachází v celku Dyjsko-svratecký úval a Vyškovská brána, která představuje poměrně úzkou, JZ-SV směrem protáhlou sníženinu, spojující Dyjsko-svratecký úval s úvalem Hornomoravským. Terén v navrhované trase tunelu je zvlněný s nadmořskou výškou v rozsahu 235 až 253 m.n.m.

Lokalita náleží hydrologicky dílčímu povodí III. řádu 4-12-02 (Haná a Morava od Hané po Dřevnici) s hlavními toky Hanou a Brodečkou. Zájmové území je odvodňováno Chvalkovickým potokem, což je levostranný přítok Hané.

Vyškovská brána je tektonického původu. Její neogenní uloženiny jsou součástí sedimentární výplně karpatské předhlubně, tvořící mohutnou asymetrickou pánev vzniklou na styku Českého masívu a Karpatské soustavy.

Neogén je ve Vyškovské bráně zastoupen svrchním stupněm miocénu (tortonem), jehož mocnost je závislá na členitosti předneogenního podloží a směrem k JV dosahuje až několik set metrů. Okolí zájmového prostoru je tvořeno neogenními vápnitými sedimenty, které jsou zde reprezentovány jíly, popř. hlínami s vysokou až velmi vysokou plasticitou, pevné konzistence. Jíly a hlíny jsou charakterizovány proměnlivým obsahem písčité frakce, často obsahují zvodnělé písčité vložky a laminy.

Z hydrogeologického hlediska je pro Vyškovskou brázu typický značně členitý reliéf předneogenního podloží, tektonika a z toho vyplývající rychlé a časté změny v mocnostech i litologii miocenních hornin. Nejdůležitější kolektorská souvrství zde představují badenská klastika při severním a jižním okraji Vyškovské brány, jejichž zvodně jsou charakterizovány volným i napjatým režimem proudění, artéska zvodně bazálních klastik centrální vyškovské deprese a zvodnělé písčité polohy v badenských jílech.

Funkce soudržných neogenních jílu je z hlediska hydrogeologie především izolační (izolatory počevní nebo stropní). Jíly podmiňují artéské napětí zvodně ve svém podloží a pro pohyb podzemní vody jsou prakticky nepropustné.

V oblastech, kde psamitické a psefitické neogenní sedimentace vycházejí až na povrch nebo leží přímo pod kvartérními uloženinami, je hlavním zdrojem dotace přímý vsak atmosférických srážek, případně infiltrace povrchových vod. Mnohdy se tak vytvářejí spojené zvodně

kvartérních a neogenních kolektorů. Hlubší zvodněné polohy, překryté nepropustnými pelity, pak jsou doplňovány po tektonických liniích, jimiž je voda po vsaku v okolních kulmských horninách z okrajové části Českého masívu drenována do spodnobadenských kolektorů. Komunikace zvodní, uzavřených v nepropustných jílových souvrstvích, bývá značně problematická a podzemní vody zde získávají charakter vod stagnujících.

### 3.2.2 Geotechnické poměry

Na základě průzkumných prací byly v prostoru projektovaného tunelu vyčleněny následující geotypy:

- spraše charakterizované jíly se střední plasticitou, tuhé až pevné konzistence
- miocénní jíly s vysokou až velmi vysokou plasticitou, pevné konzistence

Spraše byly ověřeny pouze ve vrtech umístěných v oblastech portálů a jejich mocnost se pohybuje v rozmezí 3,0 až 4,0 m. Jsou zde reprezentovány jíly se střední až nízkou plasticitou, tuhé až pevné konzistence, tmavě žluté až žlutohnědé barvy, s bílými povlaky uhličitanu vápenatého. Spraše jsou při kontaktu s vodou náchylné ke prosednutí, tzv. kolapsu. Z hlediska těžitelnosti spadají uvedené zeminy do 2. až 3. třídy.

Miocénní jíly byly v zájmové lokalitě ověřeny pod humózní vrstvou (spraše) od úrovně 0,2 – 0,3 m p.t. Miocénní sedimenty jsou reprezentovány jíly a hlínami s vysokou až velmi vysokou plasticitou, pevné konzistence, charakterizované shora šedožlutou, níže pak tmavě šedou barvou. V těchto zeminách byly průzkumnými vrty ověřeny vložky místy nezvodnělých písků o mocnosti do 10 cm. Miocénní jíly mají charakter jílu s vysokou až velmi vysokou plasticitou (F8 CH, CV). Pouze u vjezdového portálu byly v hloubce 4.00-4.50 m zjištěny hlíny s velmi vysokou plasticitou (F7 MV).

Od rozhraní kvartéru a miocénu se hodnota modulu deformace miocénních jílu a hlín s rostoucí hloubkou zvětšuje. V doporučených hodnotách je proto patrné zonální rozdělení modulu deformace v závislosti na rostoucí hloubce.

Miocénní jíly a hlíny jsou objemově nestálé a při kontaktu s vodou bobtnají. Z tohoto důvodu je při stavebních pracích nutné odkryté části miocénních jílu neprodleně ochránit před účinky klimatických vlivů (především srážek), což by se negativně projevilo na vlastnostech těchto zemin.

Parametry smykové pevnosti miocénních jílu a hlín se s hloubkou výrazně nemění. V případě efektivního úhlu vnitřního tření se hodnoty pohybují v rozmezí  $\varphi_{ef} = 20 - 30^\circ$ . U hodnot efektivní soudržnosti ( $c_{ef}$ ) dochází k jejich výraznému kolísání.

Miocenní jíly a hlíny jsou překonsolidované, což dokládá i skutečnost, že jejich povrchová vrstva byla vystavena erozním procesům. Tato vrstva je součástí tzv. zvětralinového pláště a u sond umístěných v oblasti Dřevnovického tunelu se pohybuje v rozmezí 12,0 – 18,2 m. Miocenní jíly jsou zde zbarveny do žluta, což je zapříčiněné kontaktem s kvartérními sedimenty (rozložené Fe-oxidy a hydroxidy).

Koeficient propustnosti miocenních jílu dosahuje hodnot  $k_f = 3,0 \times 10^{-8}$  m/s až  $3,4 \times 10^{-12}$  m/s. Rozdíly jsou dány podílem písčité frakce ve vzorku. Z hlediska těžitelnosti spadají uvedené zeminy do 3. třídy.

Z chemických rozborů bylo zjištěno, že podzemní voda v prostoru Dřevnovického tunelu je slabě zásaditá (pH = 7.4), tvrdá.

Voda odebraná z vrtu TCH1 a TCH3 velmi vysoce agresivní hodnotou vodivosti, zvýšeně agresivní hodnotou CO<sub>2</sub> dle Heyera, velmi nízkou agresivní hodnotou SO<sub>3</sub> + Cl, a velmi nízkou agresivní hodnotou pH. Na betonové a železobetonové konstrukce bude působit podzemní voda z vrtu TCH1 slabě agresivně hodnotou NH<sub>4</sub><sup>+</sup> (XA1), podzemní voda z vrtu TCH3 nebude působit na betonové a železobetonové konstrukce agresivně. Z chemických rozborů vyplývá, že podzemní voda v prostoru Dřevnovického tunelu je slabě zásaditá (pH = 7.4), tvrdá.

### 3.3 Popis technického řešení tunelu

Dřevnovický tunel je situován mezi obcemi Chvalkovice na Hané a Dřevnovice v okrese Vyškov a Prostějov (rozhraní JMK a OK). Je navržen jako dvoukolejný tunel s celkovou délkou cca 425 m (staničení km cca 58,0300 – 58,4500). Návrhová rychlost trati je 200 km/hod.

Geologické prostředí navržené tunelové trouby je charakterizováno neogenními jíly, kde maximální výška nadloží dosahuje cca 18,5 m. Způsob výstavby je s ohledem na relativně krátkou délku tunelu uvažován konvenční.

Tab.5 Délka tunelu

Úsek	Délka	Staničení k.č. 1
Hloubený, vjezdový portál	58,31 m	km 58,0290
Ražený	334,70 m	km 58,0870
		km 58,4220
Hloubený, výjezdový portál	32,125 m	km 58,4540
<b>Celkem</b>	<b>425,14 m</b>	-



Poklesová kotlina je vymežující oblast, ve které teoreticky existuje riziko uplatňování nároků za náhradu škod na majetku vzniklých výstavbou tunelu. Tunel se nachází v extravilánu, vývoj poklesové kotliny tudíž nepředstavuje výrazné riziko (na povrchu se nenachází žádné významné stavební objekty, pouze zemědělská půda a polní cesty). Vznik škod účastníkům výstavby a následné uplatňování nároků za tyto škody, se proto nepředpokládá.

Tunel je navržen v pravotočivém směrovém oblouku (poloměr vnitřní koleje (č.1)  $R = 2200$  m; převýšení koleje  $D = 0,120$  m) se vzájemnou osovou vzdáleností kolejí  $4,2$  m (osová vzdálenost kolejí před a za tunelem je  $5$  m). Celý tunel se nachází v kružnicové části oblouku. Část tunelu za vjezdovým portálem se nachází ve výškovém oblouku ( $R_v=20000$  m,  $t_z=86,471$  m,  $y_v=0,187$  m), ale od km  $58,086$  je tunelová trouba navržena v konstantním podélném klesání  $3,65$  ‰.

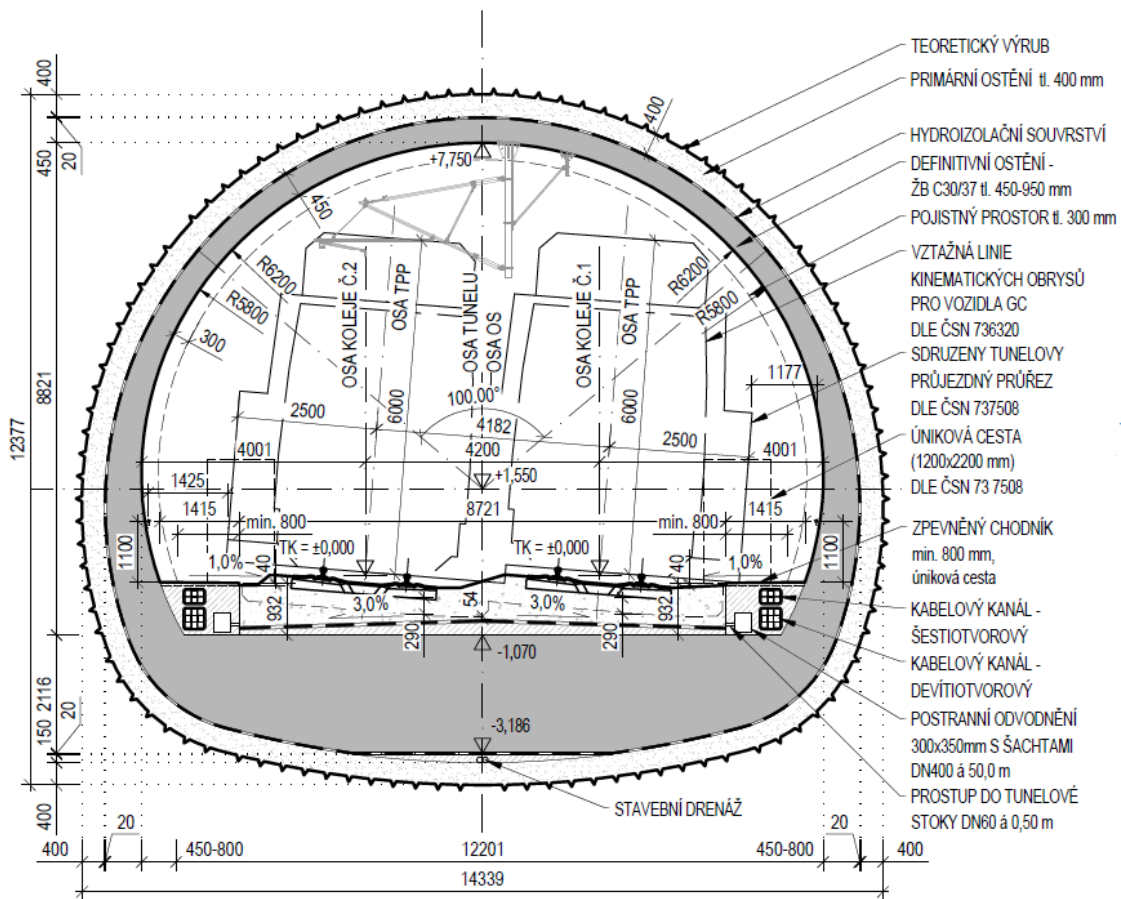
Tunelové ostění je navrženo jako dvouplášťové s mezilehlou izolací (uzavřený *HI* systém). Příčný řez tunelového tubusu vychází ze vzorového listu *SŽ* pro jednokolejné tunely – příloha 11 (mechanizovaná ražba, rychlost od  $161$  do  $230$  km/h, kolejové lože, převýšení  $0$ – $160$  mm). Hlavním důvodem volby příčného řezu pro konvenční (cyklický) způsob ražby před příčným řezem určeným pro mechanizovaný (kontinuální) způsob výstavby je délka tunelu. Pro mechanizovaný způsob je příliš krátká a ekonomicky by se tento způsob nevyplatil. Zvolený způsob konvenční výstavby se nazývá **Kernbauweise** neboli jádrová metoda. Při návrhu tunelů v plastických jílech je doporučeno použití kruhového příčného řezu nebo alespoň příčného řezu blížící se kruhovému tvaru.

Tunel vyhovuje prostorové průchodnosti *Z-GC* včetně zohlednění pruhu pojistného prostoru o šířce  $300$  mm. V případě, že je trakční vedení uchyceno v koruně tunelu, je dle vzorových listů *SŽ* požadována pro návrhovou rychlost  $200$  km/hod světlost tunelu min. do výšky  $6,8$  m nad *TK* v šířce min.  $350$  mm od osy na obě strany. Železniční svršek je navržen formou šterkového lože.

Definitivní ostění tunelů je navrženo jako *ŽB* s mezilehlou izolací. Vnitřní líc základního profilu tunelového ostění je v hloubených i ražených částech totožný. V tunelu je uvažováno s bezpečnostními výklenky, umístěnými vstříčně po obou stranách v osových vzdálenostech do  $25$  m. Definitivní ostění tvoří *ŽB* nosná konstrukce proměnného profilu z kružnicových oblouků (světlá plocha přibližně  $79,6$  m<sup>2</sup>) předpokládané tl.  $450$  mm v koruně. Ostění je konstrukčně tvořeno ze dvou částí tuze připojených, tj. *ŽB* desky největší tloušťky  $1950$  mm ve dně tunelu a kruhové klenby.

V tunelu jsou navrženy betonové únikové chodníky (min. šířky  $800$  mm), pod kterými jsou umístěny kabelové chráničky a drenážní potrubí pro odvodnění železničního svršku (PP DN200) ze šterkového lože.

Větrání v tunelu bude během jeho provozu zajištěno přirozenou cestou využívající pístového efektu od provozované dopravy a komínového efektu. S ohledem na délku tunelu, se s nuceným větráním neuvažuje.



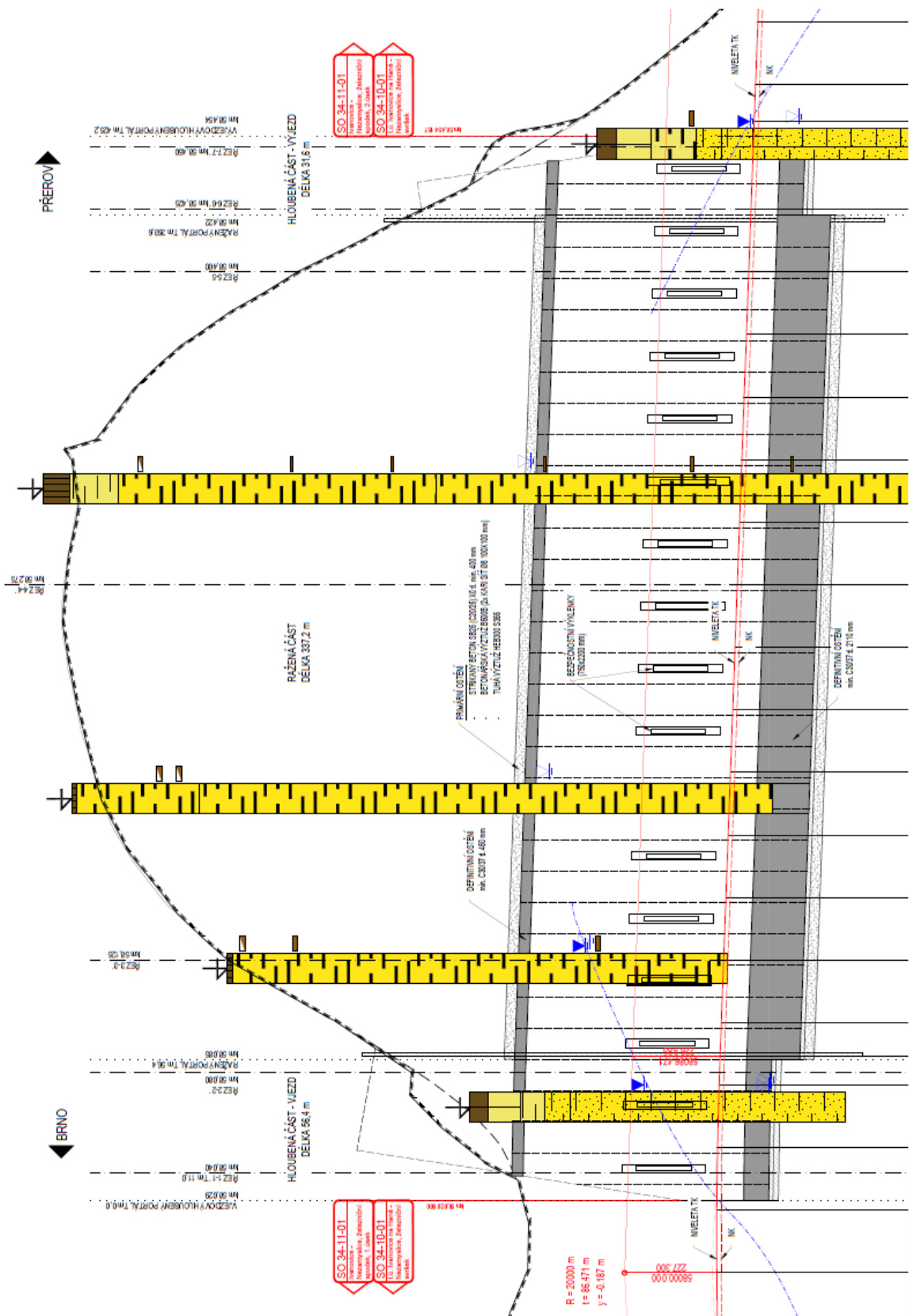
Obr.3-4 Vzorový příčný řez ražené části tunelu – definitivní stav 1:100

#### LEGENDA

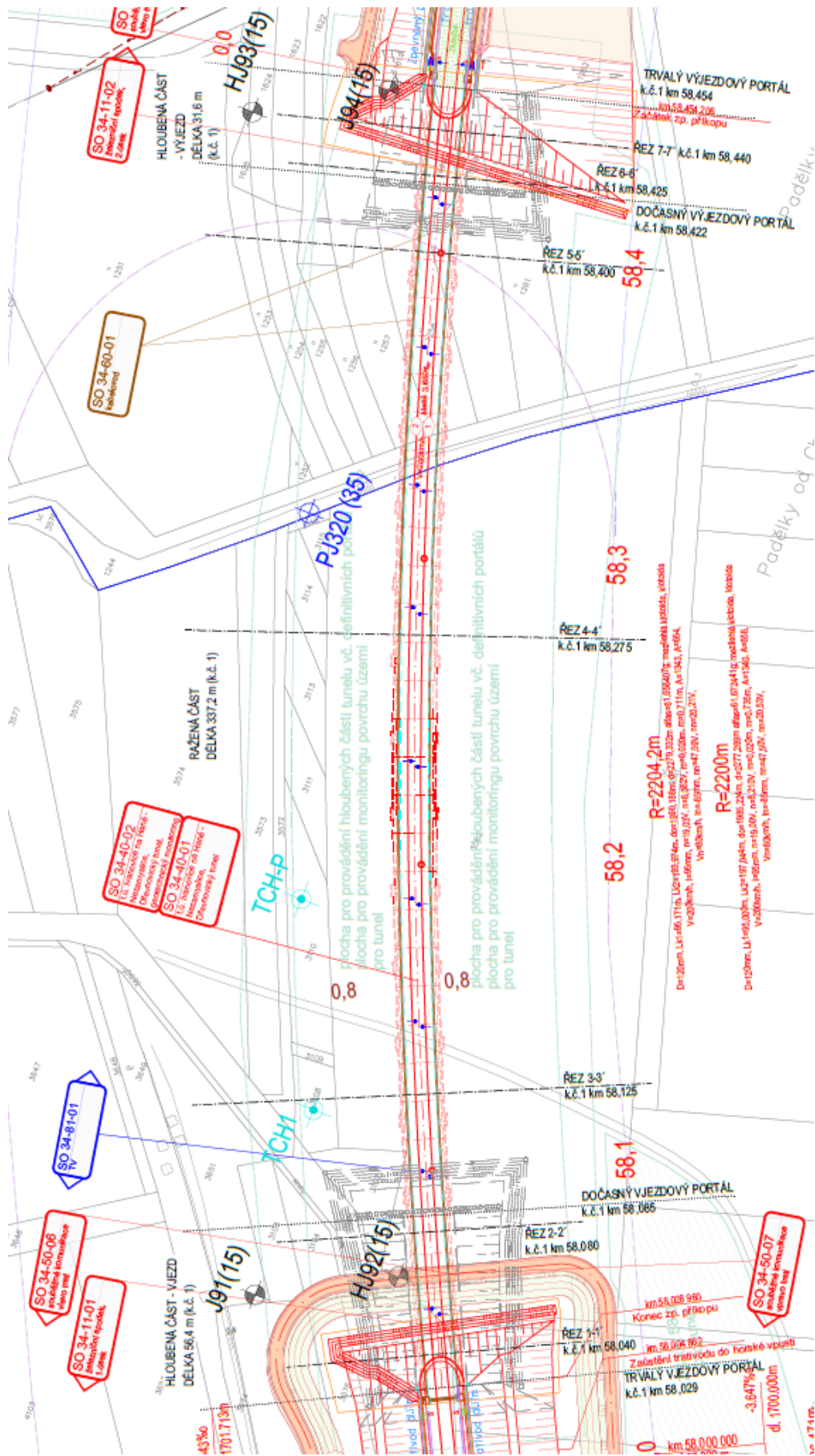
	Monolitický železobeton
	Výplňový beton
	Stříkaný beton
	Kolejové lože

#### PLOCHY TUNELU

	PLOCHA VÝRUBU [m <sup>2</sup> ]	SVĚTLA PLOCHA [m <sup>2</sup> ]
RAŽENÁ ČÁST	145,16	80,75
RAŽENÁ ČÁST V MÍSTĚ VÝKLENKU	156,55	84,46



Obr.3-5 Podélný řez Dřevnovického tunelu 1:1000/100



Obr.3-6 Situace Drěnovického tunelu 1:1000

## 4 METODA TUNELOVÁNÍ KERNBAUWEISE

Tunely lze obecně na základě metody tunelování rozdělit na hloubené a ražené. Hloubené tunely jsou budované v otevřené stavební jámě, svahované či pažené, posléze zasypané. Obvykle se nacházejí v malé hloubce, a tudíž disponují příliš malým nadložím. Příkladem může být nyní dokončený nejdelší tramvajový tunel v ČR do univerzitního kampusu v Bohunicích. V případě ražených tunelů probíhá celá výstavba v podzemí, bez narušení nadloží. Obvykle se nacházejí ve větší hloubce.

Moderní tunelovací metody pro ražené tunely by se daly rozdělit na mechanizované a konvenční. Mechanizované metody jsou metody kontinuální. Používají se v nich vrtací stroje TBM či štíty. Konvenční metody jsou metody s cyklickou organizací postupu prací. Společná vlastnost cyklických i kontinuálních metod je, že využívají spolupůsobení horninového prostředí s výztuží tunelu. Proto je pro tyto metody nutná dočasná stabilita horninového masivu, než je výrub zajištěn ostěním. Dřevnovický tunel je tunelem raženým konvenčně.



Obr.4-1 Ražba stanice metra pomocí NATM [15]

Obecné charakteristiky konvenčního tunelování jsou:

- Cyklické opakování kroků ražby – rozpojování horniny strojně či trhací prací-výkliz-podepření.
- Je užíváno dvouplášťové ostění sestávající z primárního a definitivního ostění.
- Možnost nekruhového tvaru tunelu.

- Flexibilita – možnost změny způsobu rozpojování horniny a zajišťování výrubu dle změn v geologii.
- Spolupůsobení výztuže s horninou.
- Délka záběrů dle parametrů horniny – v hornině nízkých parametrů nutnost krátkých záběrů a zajišťování blízko čelby. Možnost zlepšování horniny v předstihu.

Pro návrh konvenčně raženého podzemního díla jsou důležité následující faktory [15]:

- Typ horninového masivu.
- Původní stav napjatosti.
- Tvar a velikost podzemní konstrukce (konečný tvar a velikost).
- Umístění podzemní konstrukce ve vztahu k povrchu nebo stávajícím konstrukcím.
- Relativní orientace podzemní konstrukce a diskontinuit.
- Hranice mezi různými typy horninových masivů.
- Podzemní voda, hydraulický tlak, průsaková síla.

Na začátku druhé poloviny 20. století byl představen koncept zajišťování výrubu dvouvrstvým ostěním. Ten byl dále doplněn o definici použití stříkaného betonu na primární ostění, postup pro určení doby stability nevyztuženého výrubu a závislost působícího horninového tlaku na deformaci výrubu. V roce 1963 byla následně v Salzburgu představena Nová rakouská tunelovací metoda NATM. Tato metoda cílevědomě využívá nosnou schopnost horninového masivu, v potřebné míře podporovanou primárním ostěním ze stříkaného betonu a svorníkovou výztuží. Slouží jako prototyp využití observační metody navrhování v podzemním stavitelství. Pravidla NATM jsou popsána ve 22 zásadách. Tato metoda se využívá takřka v celém světě, ačkoli ne vždy pod tímto jménem. Ve Švýcarsku se upřednostňuje „Spreitzbetonbauweise“ (důvodem má být odpor k označení „nová rakouská“, jelikož podobné principy byly zřejmě ve Švýcarsku užívány již dříve) či „Sequential Excavation Method“ (Severní Amerika). [15]

V průběhu druhé poloviny 20. století byly vyvinuty další konvenční metody tunelování, v nichž lze principy NATM najít, ale každá z nich původní technologii upravuje či přináší jiná řešení. Mezi tyto metody patří [15]:

- ADECO-RS (Lunardiho metoda) - metoda z Itálie, poprvé použita v 80. letech 20. století na stavbě rychlostní železnice mezi Řimem a Florencií.

- SCL (Sprayed Concrete Lining) - metoda anglického původu. Byla vyvinuta po havárii NATM při ražbě tunelů linky metra Heathrow Express.
- Lasershell – taktéž metoda pocházející z Anglie. Vznikla modifikací NATM na podmínky tunelování v prostředí londýnských jílů.
- **Kernbauweise** – metoda se svislým i vodorovným členěním výrubu, která spadá do širší sféry švýcarské „Spritzbetonbauweise“. Je vhodná do tlačivých zemin, výztuž provizorního ostění je realizována z válcovaných profilů, umožňujících okamžité přenášení horninového tlaku.

Podrobné definice, srovnání a odlišnosti těchto metod jsou k vidění v Tab. 6 a 7.



Obr.4-2 Ražba vertikálně členěného výrubu [15]

Termínem **Kernbauweise** (jádrová metoda) byla v Německu dříve označována jedna z historických tunelovacích metod. V češtině byl pro tuto technologii užíván termín jádrová tunelovací metoda. V moderním pojetí je tato metoda konvenčního tunelování používána při realizaci velkoprofilových tunelů ve složitých geologických podmínkách, kde se dá předpokládat minimální spolupůsobení horninového masivu v kombinaci s nízkým nadložím a dále v urbanizovaných lokalitách, kde je nezbytné omezit vývoj a velikost poklesové kotliny. [15]

Hlavní výhodou této metody je zajištění vysoké stability výrubu s minimalizací projevů ražby na povrch (poklesová kotlina), čehož se dosahuje rychlým vyztužováním kratších záběrů dílčích výrubů velmi tuhým primárním ostěním, skládajícím se ze stříkaného betonu, výztužných sítí a ocelových nosníků. Jako doprovodné opatření pro omezení velikostí poklesových kotlin jsou často používány kompenzační injektáže. [15]

Tab.6 Srovnání  
konvenčních tunelovacích  
metod [15]

Název metody	Definice metody	Charakteristické znaky	Oblast použití	Výhody // nevýhody
Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM)	Flexibilní metoda využívající samonosných vlastností horninového masivu. Obvykle horizontální nebo vertikální členění čelby.	Observační metoda, dvouplášťové ostění, betonáž definitivního ostění po ustálení napěťově-deformačního stavu horninového masivu.	Adaptabilní metoda, široká škála geologických podmínek.	+ Vysoká flexibilita použití z pohledu geotechnických podmínek i tvaru výrubu. - Omezená účinnost řízení deformací
ADECO-RS (Lunardi Method)	Variabilní tunelovací metoda s řízenou deformací čelby. Industriální charakter ražby.	Ražba na plný profil, stabilizace jádra před čelbou, tuhé primární i definitivní ostění, souběh ražby a definitivního ostění.	Metoda vhodná pro minimalizaci deformací při nízkém nadloží.	+ Minimalizace deformací. - Méně flexibilní, vyšší cena než u NRTM, souběh ražby a definitivního ostění.
SCL	Modifikace NRTM pro ražby v jílech s členěným výrubem a rychlým uzavíráním celého profilu.	Ražba obvykle s nízkým nadložím, s členěním čelby a tuhým dvouplášťovým ostěním, téměř kruhový tvar průřezu tunelu.	Metoda používaná pro ražby v jílech především v Londýně.	+ Minimalizace výztužných prvků, redukce sedání povrchu. - Využití výlučně v typických jílech.
Lasershell	Metoda s jednoplášťovým ostěním bez ocelových sítí a příhradových ráků s průběžnou kontrolou tvaru výrubu a ostění laserovým dálkoměrem.	Ražba na plný profil, ukloněná a vyklenutá čelba, ostění tvoří tři vrstvy stříkaného drátkobetonu.	Metoda používaná pro ražby v jílech především v Londýně.	+ Redukce výskytu nadvýlomů a sedání povrchu, jednoduché ostění. - Nároky na technologickou kázeň.
KERNBAUWEISE (jádrová metoda)	Způsob ražby velkoprofilových tunelů.	Vertikální i horizontální členění výrubu, použití masivních ocelových ráků primárního ostění.	Metoda převážně pro zeminy a poloskalní horniny tlačivého charakteru.	+ Redukce výskytu nadvýlomů a sedání povrchu. - Masivní ostění, nižší produktivita.



Tab.7 Grafické srovnání konvenčních tunelovacích metod [15]

METODA	výrub				stabilizace výrubu, prim. ostění							definitivní ostění					jiné				využití				
	rozpojování strojně	rozp. trhacími pracemi	členěný výrub	délka záběru	přesnost výrubu	spolupůsobení horniny	stříkaný beton	stříkaný drátkobeton	rámy, sítě	radiální kotvení	kotvení čelby/jádra	opatření dle GTM	odstup sek. ostění	stříkané betony	monolit	segmenty	počet vrstev ostění	flexibilita – tvar, geologie,...	bezpečnost	mezihlá hydroizolace	syst. injektáž – voda	do skalních hornin	do zemin	nízké nadloží	aktuální využití metody
NRTM																									
ADECO RS																									
SCL																									
LASERSHELL																									
KERNBAUWEISE																									

Legenda

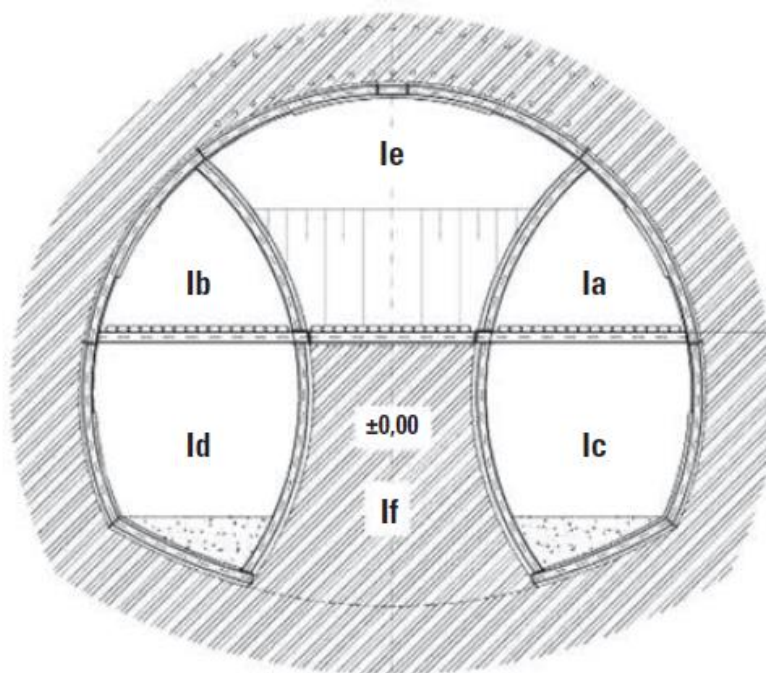
ano (téměř vždy / velký / dlouhý)

částečně (někdy / střední)

ne (téměř nikdy / krátký / malý)

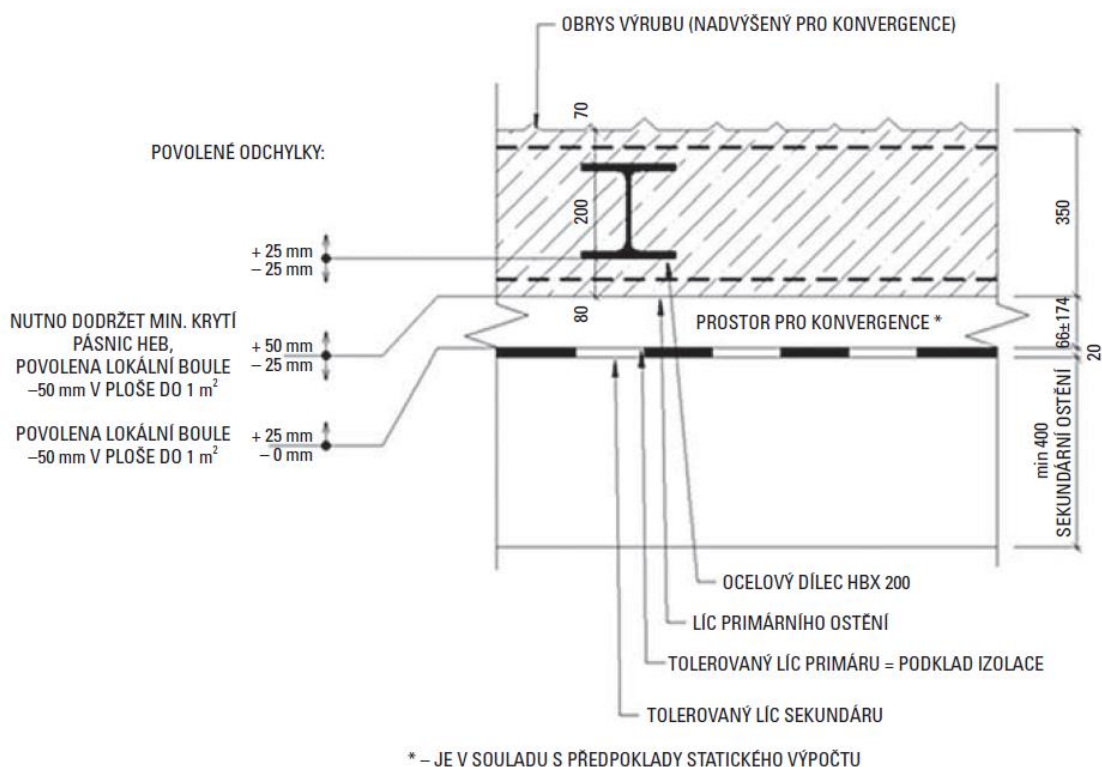
Ražba dle Kernbauweise probíhá jako observační metoda s výrubem, který je členěn horizontálně i vertikálně. Čelba tunelu je obvykle členěna na šest dílčích čeleb (Obr.4-3). Jsou to výrub levé horní kaple (Ib), pravé horní kaple (Ia), levé dolní štoly (Id), pravé dolní štoly (Ic), výrub kaloty (Ie) a výrub jádra (If). Vzhledem k charakteru složitých geologických podmínek je možné v předstihu razit průzkumné štoly. Při ražbě je velmi nutné dbát na striktní dodržování minimálních vzdáleností mezi jednotlivými čelbami. Za podmínek maximální délky záběru 1,4 m a maximální rozteče výztuží 1 m platí [15]:

- Půdorysná vzdálenost čeleb horních a dolních štol v libovolné kombinaci v rámci jednoho tunelu nesmí být menší než 6 m.
- Zahájení ražeb spodních štol je možné až jsou horní štoly vystrojeny v minimální délce dané statickým výpočtem.
- Ražbu kaloty lze zahájit až když jsou horní a dolní štoly vyraženy v předepsaných minimálních vzdálenostech.
- Vzájemný odstup uzavřených rámců kaloty a štol v rámci jednoho tunelu má být v rozmezí 12 až 24 m.
- Posledním krokem je dobírka jádra, jež se provádí obvykle cyklicky po každých čtyřech až osmi krocích v čelbě kaloty.
- Vzdálenost uzavřených rámců kaloty a jádra by se v rámci jednoho tunelu měla pohybovat v rozmezí 16 až 24 m.



Obr.4-3 Členění výrubu při metodě Kernbauweise [15]

Rozpojování hornin se provádí bezotřesovou technologií pomocí tunelbagrů, přičemž je velikost strojů limitována rozměry dílčích výrubů, ve kterých jsou stroje nuceny se pohybovat. V horninovém prostředí, kde je tato metoda užívána, je použití standartní výztuže málo účinné. Teoretickým předpokladem je, že vlivem omezování deformace masivu pomocí rychlosti instalace a tuhosti primárního ostění, nedochází k redukci primární napjatosti masivu v okolí výrubu a vzniku nosného horninového prstence (horninové klenby). V tomto případě nelze hovořit o řízené deformaci masivu, tak jako u NATM. Tento princip vede k vznikání extrémních vnitřních sil na primárním ostění tunelu a je tedy nutné použít velmi těžké primární výztuže. Ty sestávají ze stříkaného betonu a masivních válcovaných či svařovaných ocelových profilů (Obr.4-4).



Obr.4-4 Skladba ostění při metodě Kernbauweise (příklad z Královopolských tunelů) [15]

Ocelové profily, jejichž dimenze je obvykle až 200 mm, jsou spojovány šroubovými spoji, dimenzovanými na plný přenos ohybových momentů. Není zde tedy tradičně uvažováno se vznikem kloubů. Průběh výstavby primárního ostění je následující [15]:

- Prvotní nástřik líce výrubu stříkaným betonem tl. cca 40 mm.
- Osazení první výztužné sítě na nastříkaný beton.
- Osazení ocelových výztužných profilů.
- Nástřik do úrovně líce pásnic (min. 150 mm). Profily musí být z rubové strany řádně podstříkány.

- Osazení druhé výztužné sítě.
- Nástřik do finální tloušťky stříkaného betonu (cca 300 mm).

Obvykle se užívá výztužných sítí oka 100/100 s průměrem 6 až 8 mm. Stříkaný beton obvykle třídy SB 25, typ II, obor J2. [15]

#### 4.1 Praktický příklad – Královopolské tunely

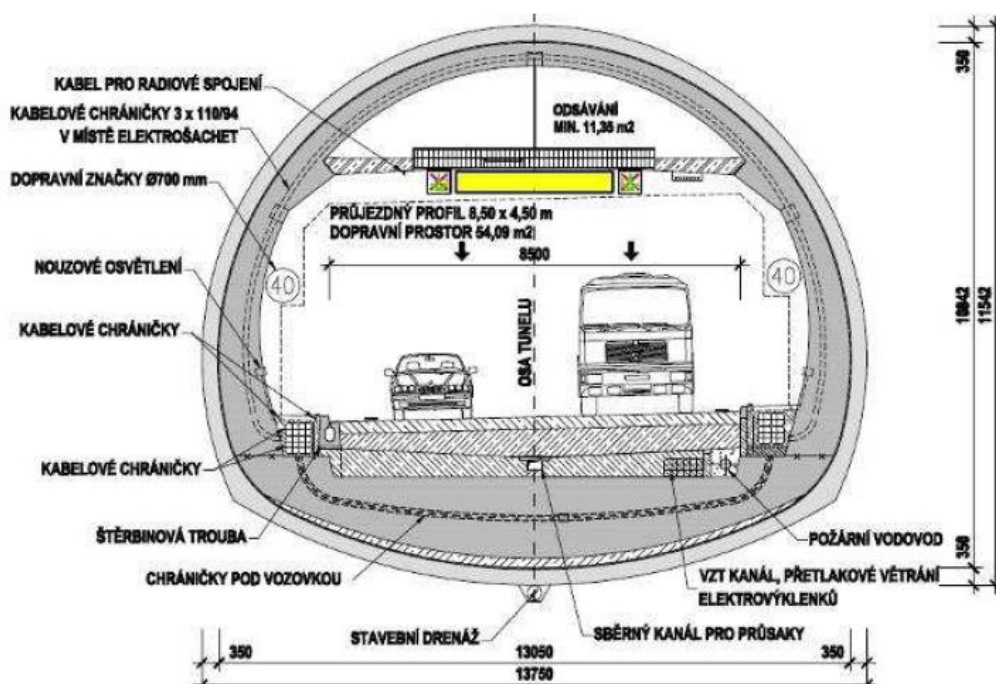
Praktickým příkladem užití této metody jsou Královopolské tunely – VMO Dobrovského (Obr.4-5), stavěné v letech 2006-2012, uvedené do provozu 31.8.2012. Jedná se o dva dvoupruhové ražené tunely s délkou 1237 m (1019 m ražená část), resp. 1258 m (1060 m ražená část) [16]. Zvolená technologie má co do činění s faktem, že tunely jsou vedeny prostředím brněnských neogenních jíílů (tégglů) a na povrchu se nachází hustá zástavba s dopravními komunikacemi.



Obr.4-5 Členění jednoho z Královopolských tunelů [17]

V profilu tunelů je geologický sled relativně velmi monotónní – pokryvné vrstvy sprašových hlín a antropogenních navážek jsou mocnosti 3 až 10 m, ve spodním horizontu s polohami místy zvodnělých štěrkových až písčitých teras. Podloží teras je tvořeno neogenními jíily (brněnské tégglý) o velké mocnosti několik desítek metrů (skalní podloží nebylo zastiženo ani vrty hloubky přes 60 m). Spodní voda je vázána ve štěrkopískových polohách na svrchním horizontu neogénu ve formě zdrží v lokálních depresích. Konzistence neogenních jíílů je tuhá až pevná. Z hlediska plasticity jsou tégglý vysoce plastické a ve spojení s podzemní vodou za určitých podmínek silně tlačivé. Výška nadloží u obou tunelů je přibližně stejná a pohybuje se v rozmezí od 6 m do maximální hodnoty cca 21 m. Výškově jsou oba tunely vedeny v neogenních jíilích tak, aby byla vždy zajištěna minimální nepropustná výška nadloží neogenních jíílů nad výrubem cca 2 až

3 m. Monitoring vlivů stavby (zejména ražby tunelů) je vůbec nejrozsáhlejší, jaký kdy byl v České republice prováděn. [16]



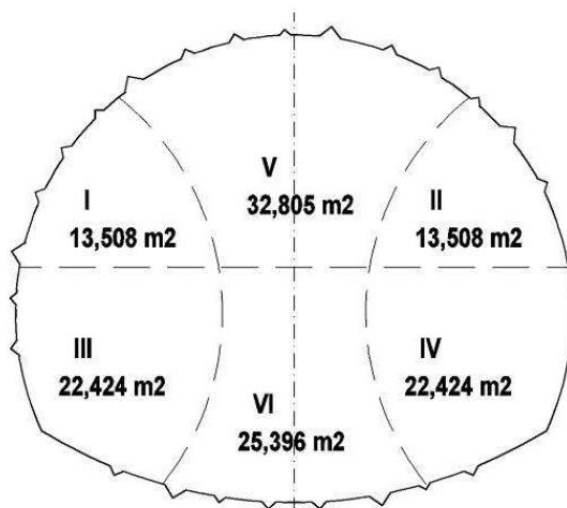
Obr.4-6 Vzorový příčný řez jednoho z Královopolských tunelů [17]

Výrub KP tunelů byl členěn na šest dílčích čelb (Obr.4-5). Při výstavbě byly aktivní vždy pouze dvě čelby s maximální vzdáleností mezi sebou 16 m a minimální 8 m. Primární ostění tloušťky 350 mm bylo vyztužováno speciálně pro tuto stavbu vyvinutými tuhými prvky HEBREX (Obr.4-7). Jednalo se o tuhou ocelovou výztuž HBX 200 v kroku 1 m. Tyto profily, jinak plnohodnotná náhrada HEB profilů, měly mít celou řadu výhod. Při mezních zatíženích mají vykazovat lepší spolupůsobení s ostěním ze stříkaného betonu, výroba těchto prvků je levnější i úspornější, montáž je snadnější díky nižší hmotnosti a nosník lze kvalitněji zastříkat betonem. Byly použity sítě 6-6/100-100 a stříkaný beton SB25/II/J2. [17]



Obr.4-7 Výztužné profily HEBREX z Královopolských tunelů [17]

Tato technologie ražby byla u KP tunelů použita vůbec poprvé v České republice a náročnost vybudování řadí tuto stavbu mezi zcela ojedinělá inženýrská díla nemající v ČR obdoby. [16]



Obr.4-8 Plochy jednotlivých výrubů jednoho z Královopolských tunelů – celkem 130 m<sup>2</sup> [17]



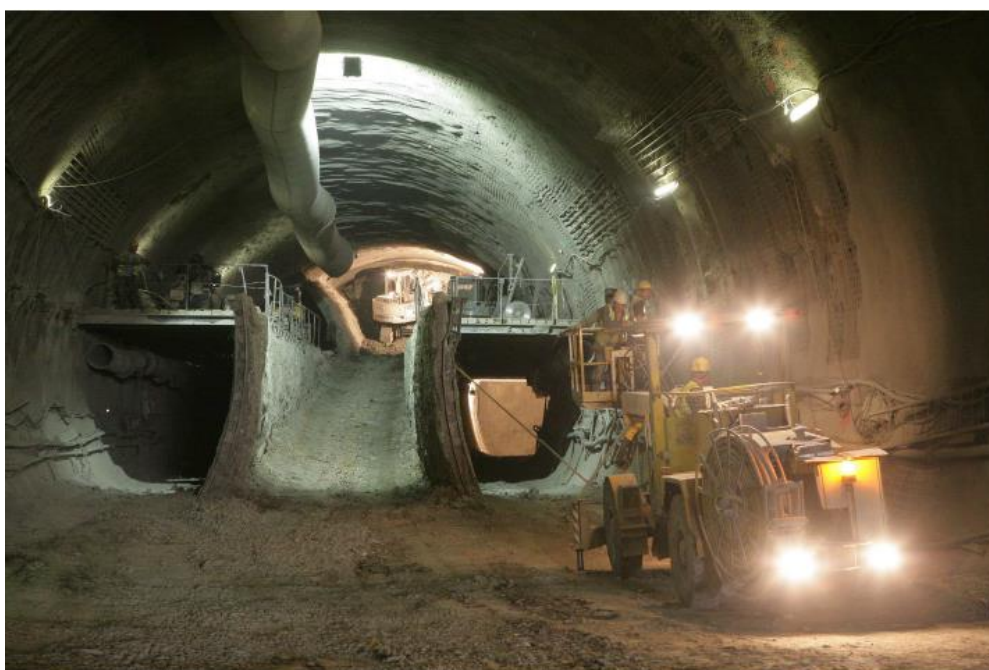
Obr.4-9 Ražba jednoho z Královopolských tunelů - portál [17]



Obr.4-10 Ražba jednoho z Královopolských tunelů – levá horní kaple [17]



Obr.4-11 Ražba jednoho z Královopolských tunelů – výztuže HEBREX [17]



Obr.4-12 Ražba jednoho z Královopolských tunelů – lávka do kaloty [17]

## 4.2 Praktický příklad – Uetlibergtunnel

Dalším praktickým příkladem, kde byly tato metoda použita, je Uetlibergtunnel, tunel na obchvatu Curychu ve Švýcarsku, spojující dálnice A4 a A3, stavěný v letech 2001-2009. Jedná se o dvě ražené dvoupruhové tunelové roury délky 4,4 km. Tunely jsou řešeny částečně mechanizovanou ražbou (TBM, TBE) a částečně metodou Kernbauweise (900 m) odehrávající se v kypré, nepevné hornině (soft ground/Lockergestein). [18] [19]

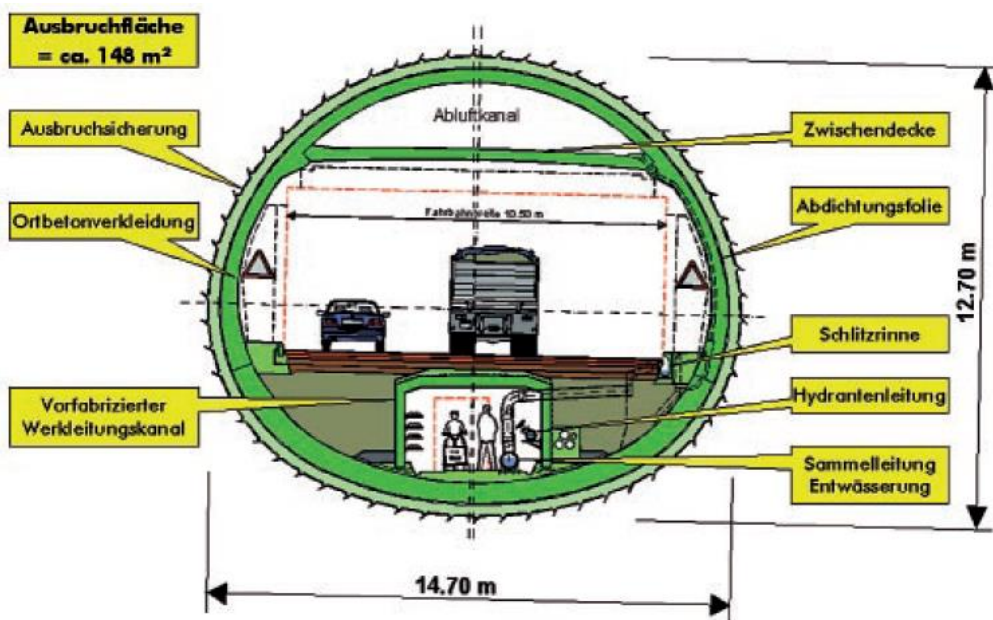
Výrub byl v tomto případě členěn dokonce na sedm čeleb (Obr.4-15). Dvě horní a dolní štoly po stranách, koruna, jádro a dno. Primární ostění sestávalo ze stříkaného drátkobetonu tloušťky 25 cm, ocelového profilu HEM-180 (podobný HEB, ale s tlustší stojinou a pásnicí), umístěvaného po 1 m a výztužných sítí. Nadloží činilo přibližně 20 m. Odstup horních a dolních štol činil 10-20 m. Odstup středních částí 12 m.

Tento způsob provedení Kernbauweise se tedy liší od pravidel udávaných Českou tunelářskou asociací (popsáno výše) rozdělením na sedm čeleb, a především použitím drátkobetonu, které je dle Tab.7 u této technologie skoro vyloučeno.

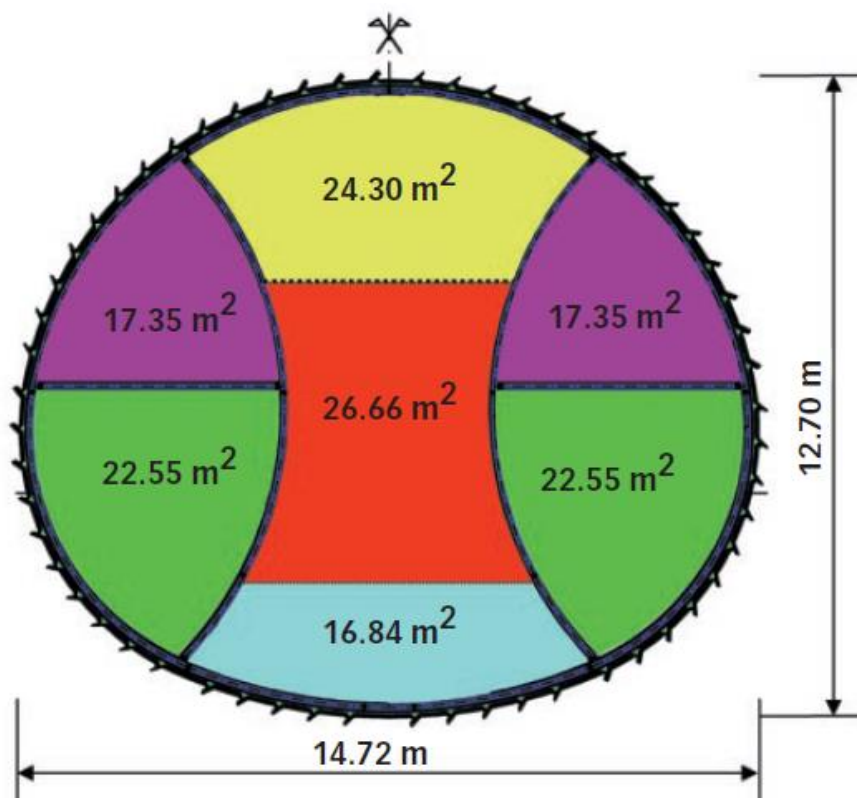


Obr.4-13 Ražba Uetlibergtunnel [18]





Obr.4-14 Vzorový příčný řez Uetlibergtunnel [18]



Obr.4-15 Plochy jednotlivých výrubů Uetlibergtunnel – celkem 148 m<sup>2</sup> [18]



Obr.4-16 Ražba jádra výrubu Uetlibergtunnel [19]



Obr.4-17 Uzavření počvy výrubu tuhými rámy - Uetlibergtunnel [18]

### 4.3 Technologie ražby Dřevnovického tunelu

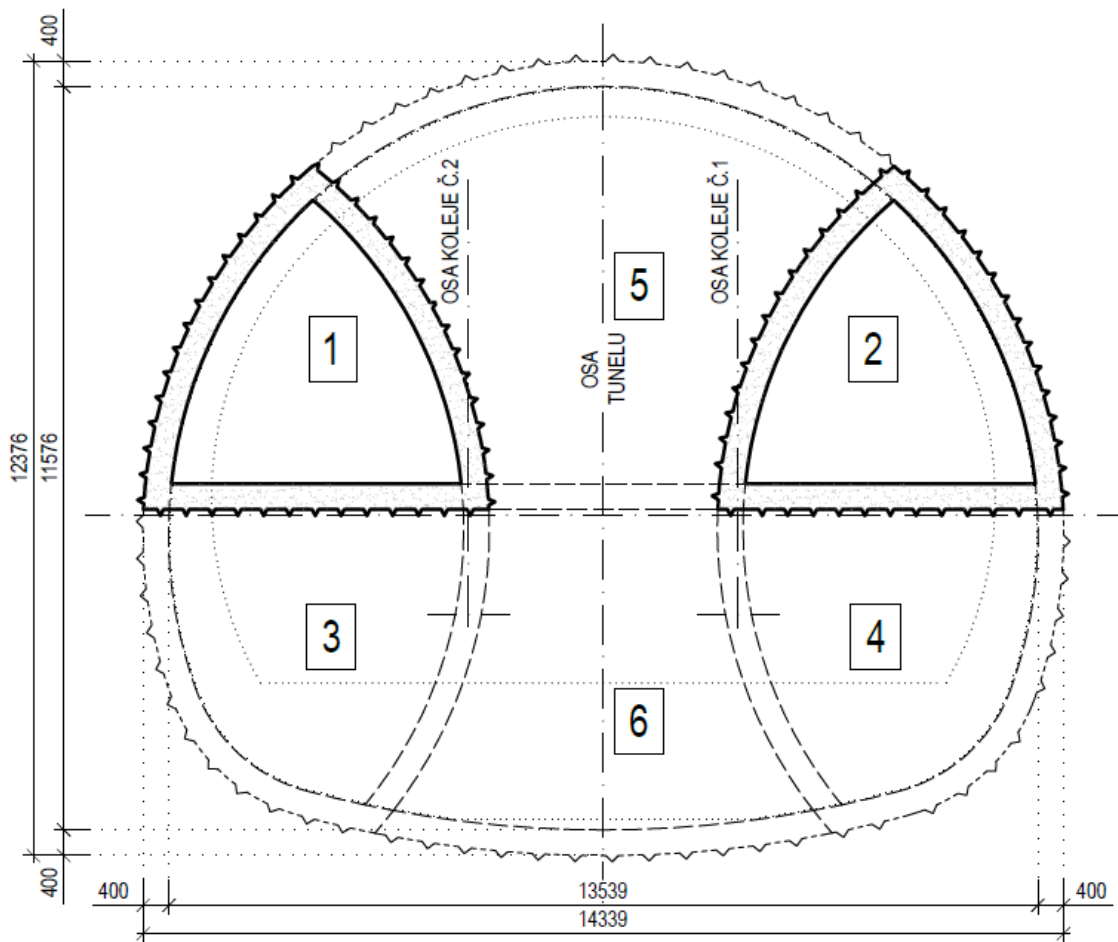
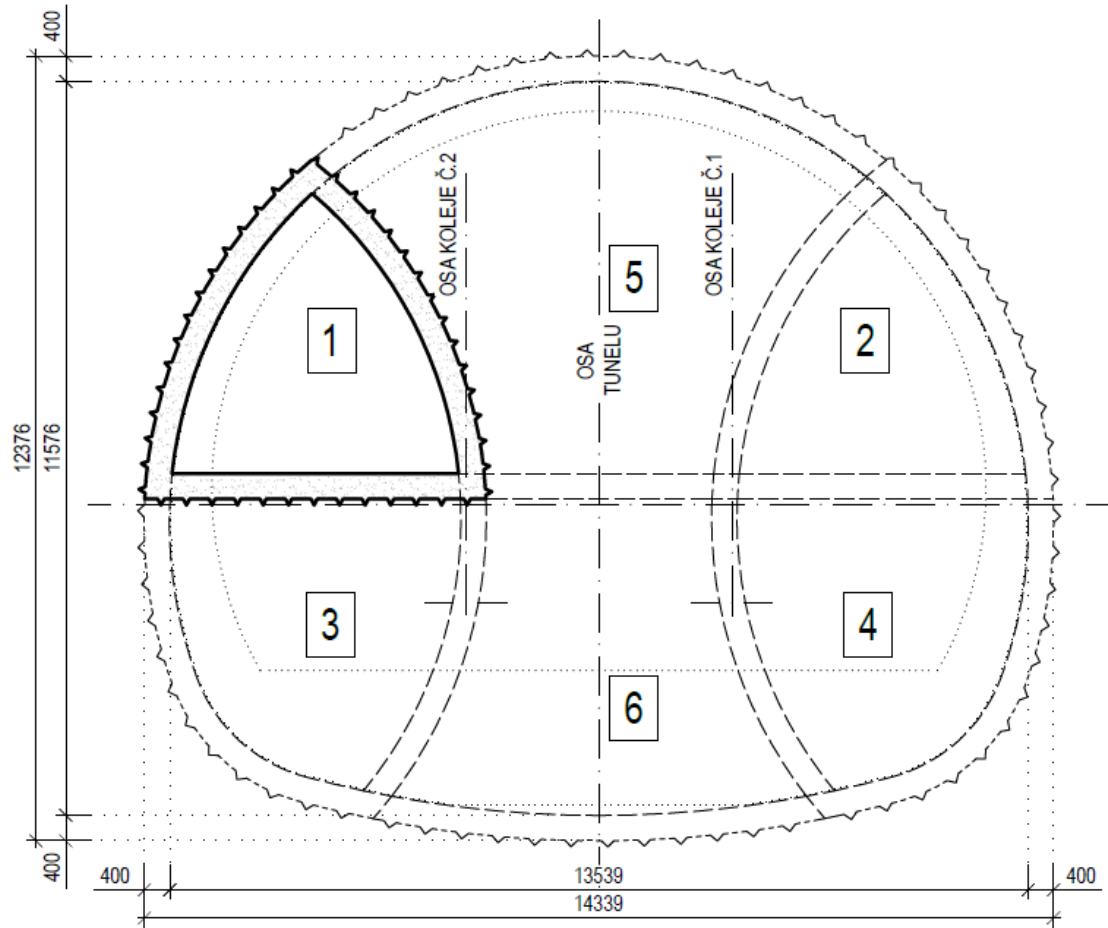
Dřevnovický tunel je ražen konvenčně dle zásad metody Kernbauweise. Rozpojování hornin je dle předpokládaných IG poměrů uvažováno jako mechanické. Vzhledem k přítomnosti vysoce plastických jílu v daném území je profil tunelu horizontálně i vertikálně členěn na šest dílčích výrubů – boční štoly (horizontálně členěné), kalota a jádro. Primární ostění je uvažováno ze stříkaného betonu tloušťky 400 mm, SB 25, typ II, obor J2 s ocelovým profilem HEB 300 a dvěma výztužnými sítěmi Ø8/100 a Ø8/100. V rámci této práce se budeme zabývat pouze nejzatiženějším řezem. V podélném směru se vzdálenost jednotlivých čeleb (délka záběru) odvíjí od zastižených geologických podmínek. Čelby budou zajištěny stříkaným betonem a tyčovými svorníky.

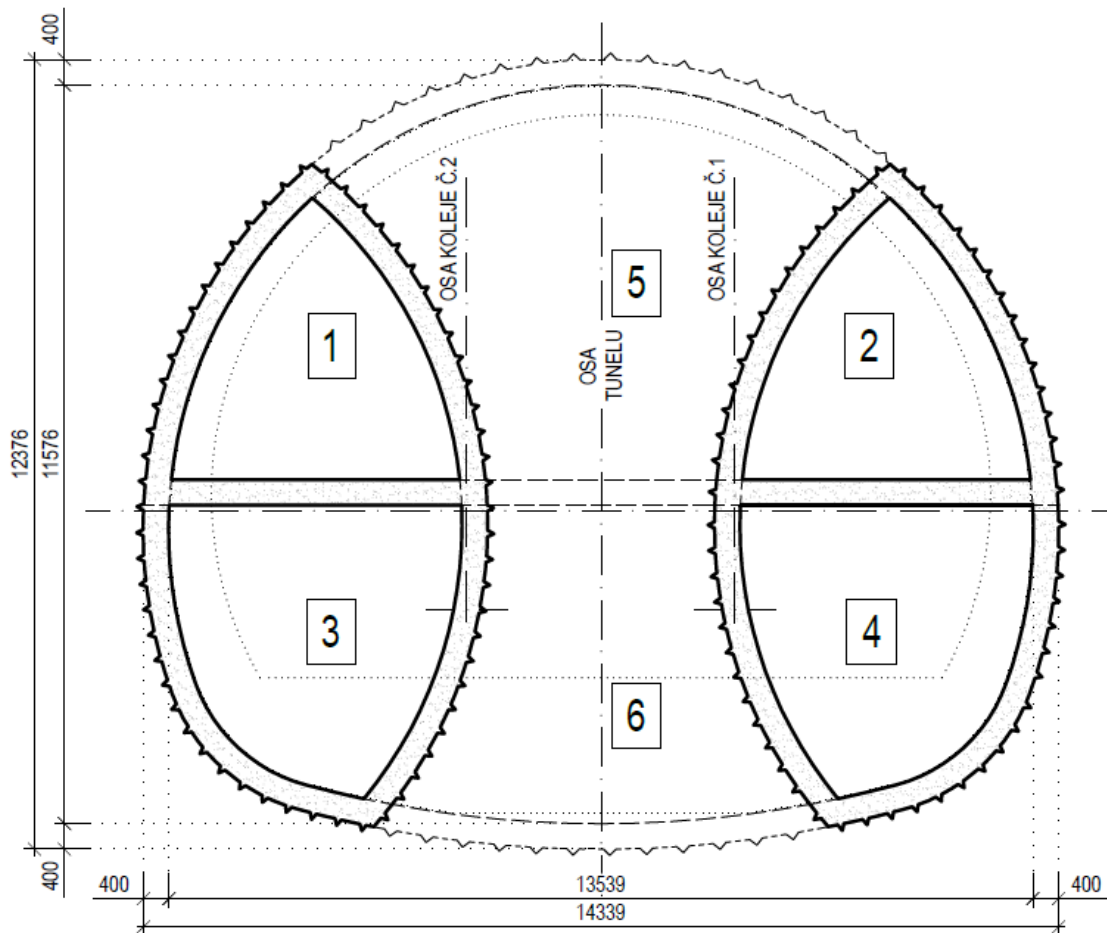
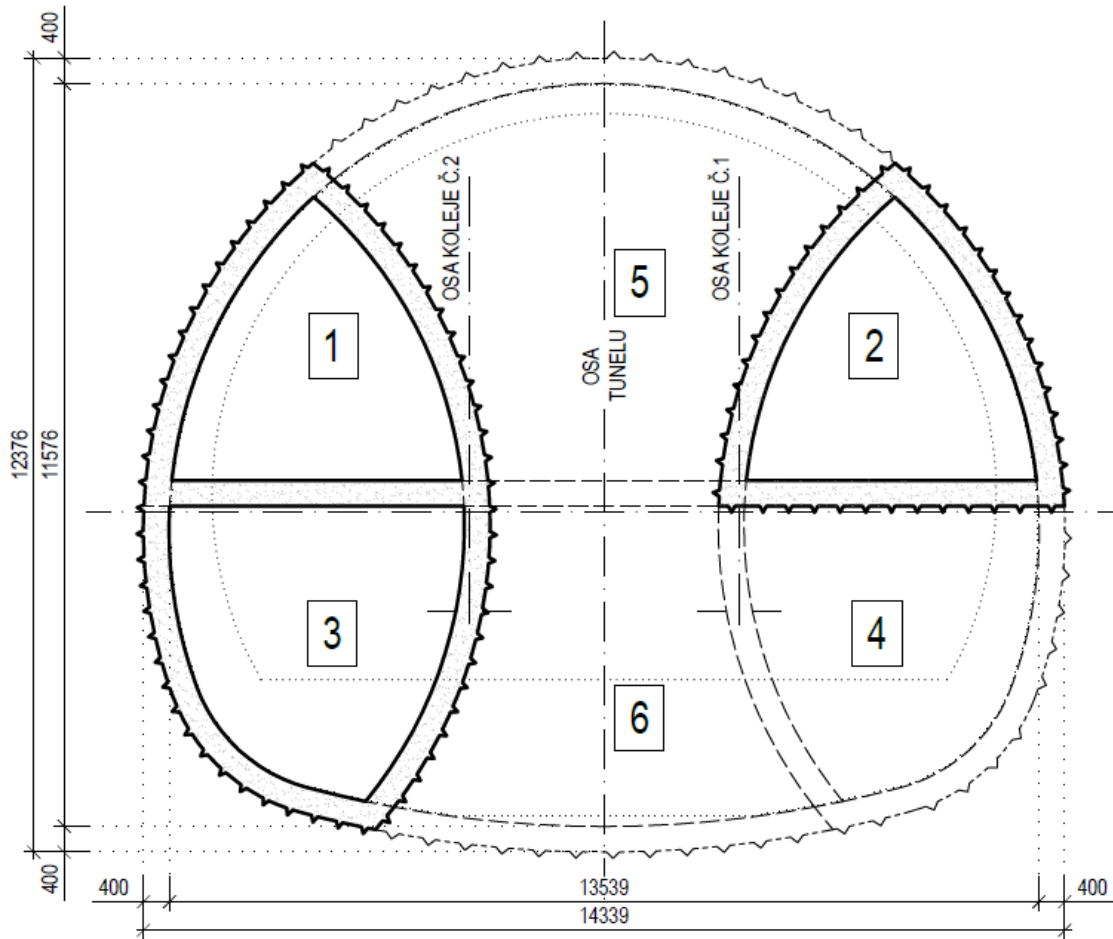
Typický cyklus ražby by mohl vypadat následovně:

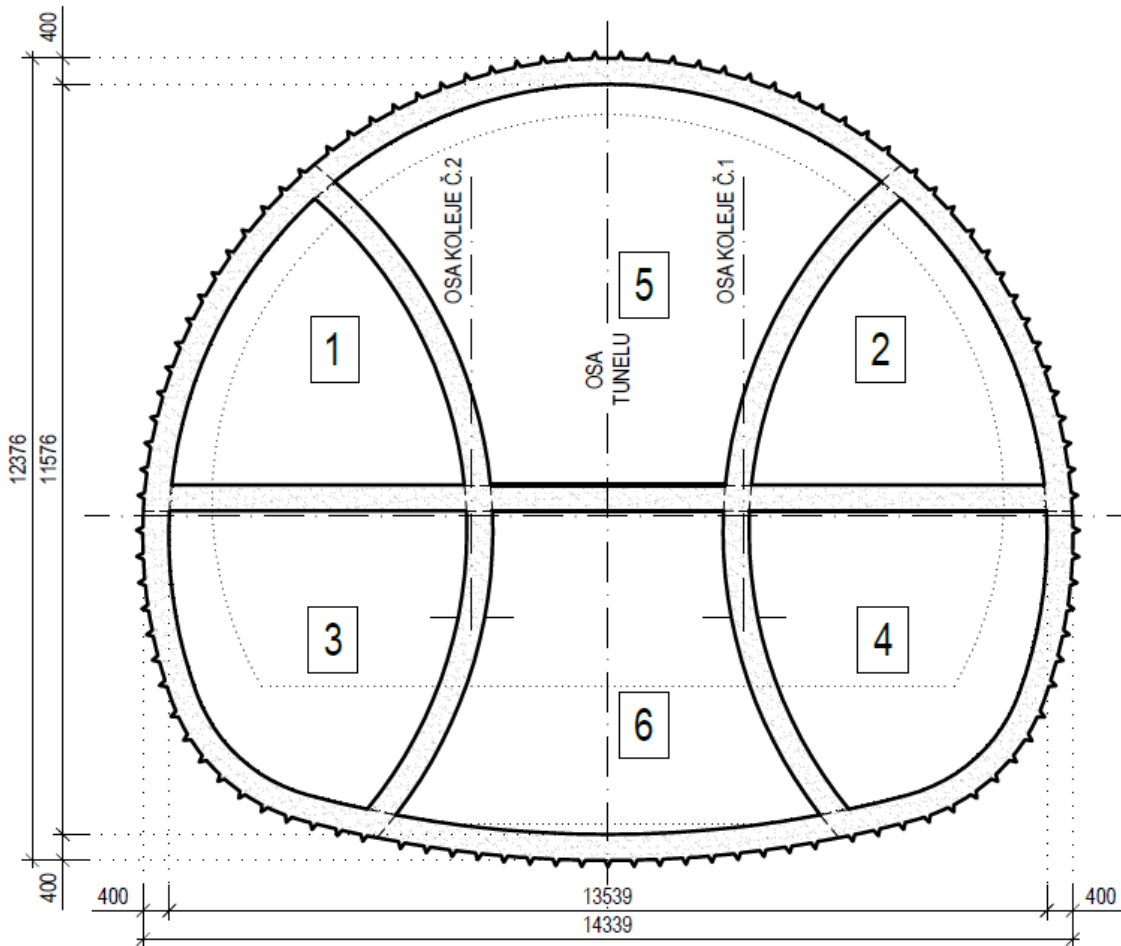
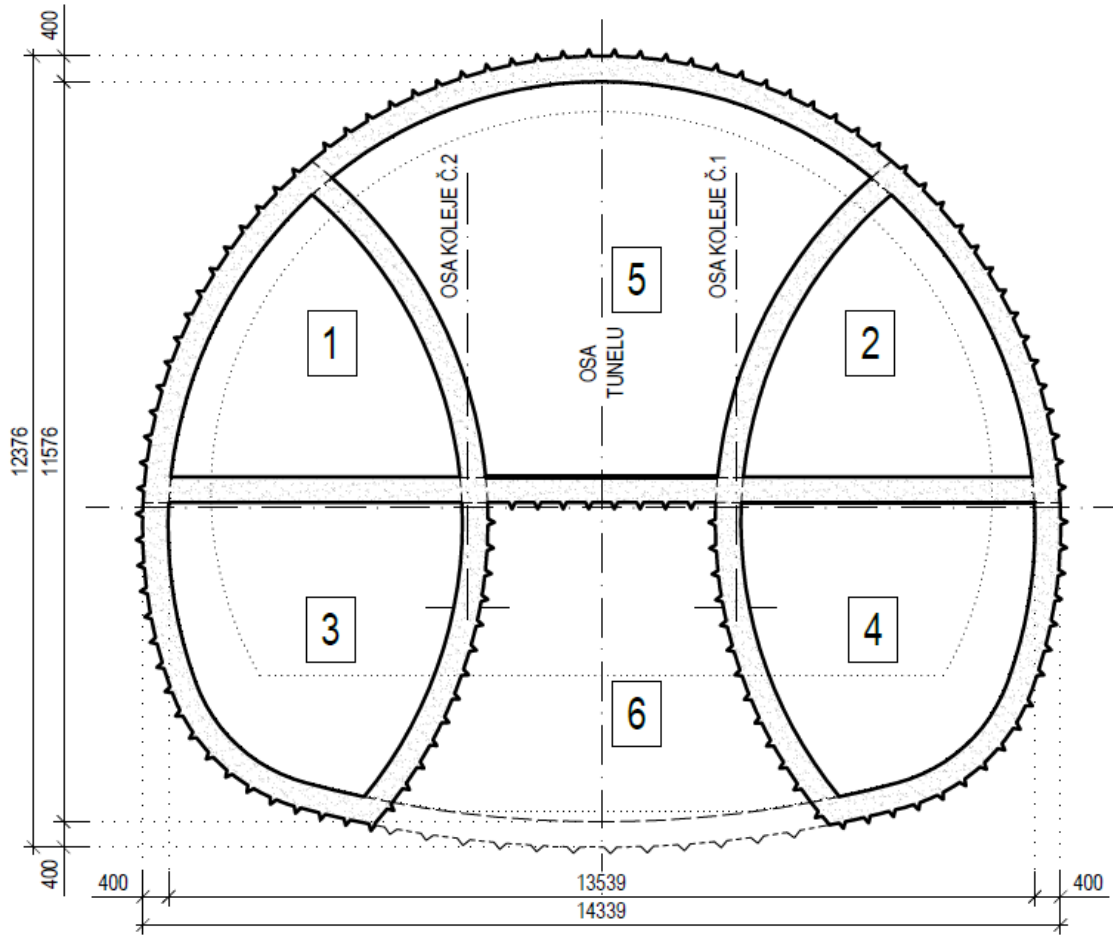
- Odtěžování čelby vč. profilování a začišťování výrubu (provádí se tunelbagrem) + nakládka rubaniny + odvoz rubaniny.
- Vyčištění dna hadicí se stlačeným vzduchem.
- Aplikace první vrstvy SB na stěny i čelbu (stěny se vždy stříkají od spodu, aby nedocházelo k zastříkání spadu).
- Větrání.
- Instalace první vrstvy svařovaných sítí a výztužných rámu.
- Aplikace druhé vrstvy SB.
- Větrání.
- Instalace druhé vrstvy svařovaných sítí.
- Aplikace SB do finální tloušťky.
- Větrání.
- Nový cyklus...

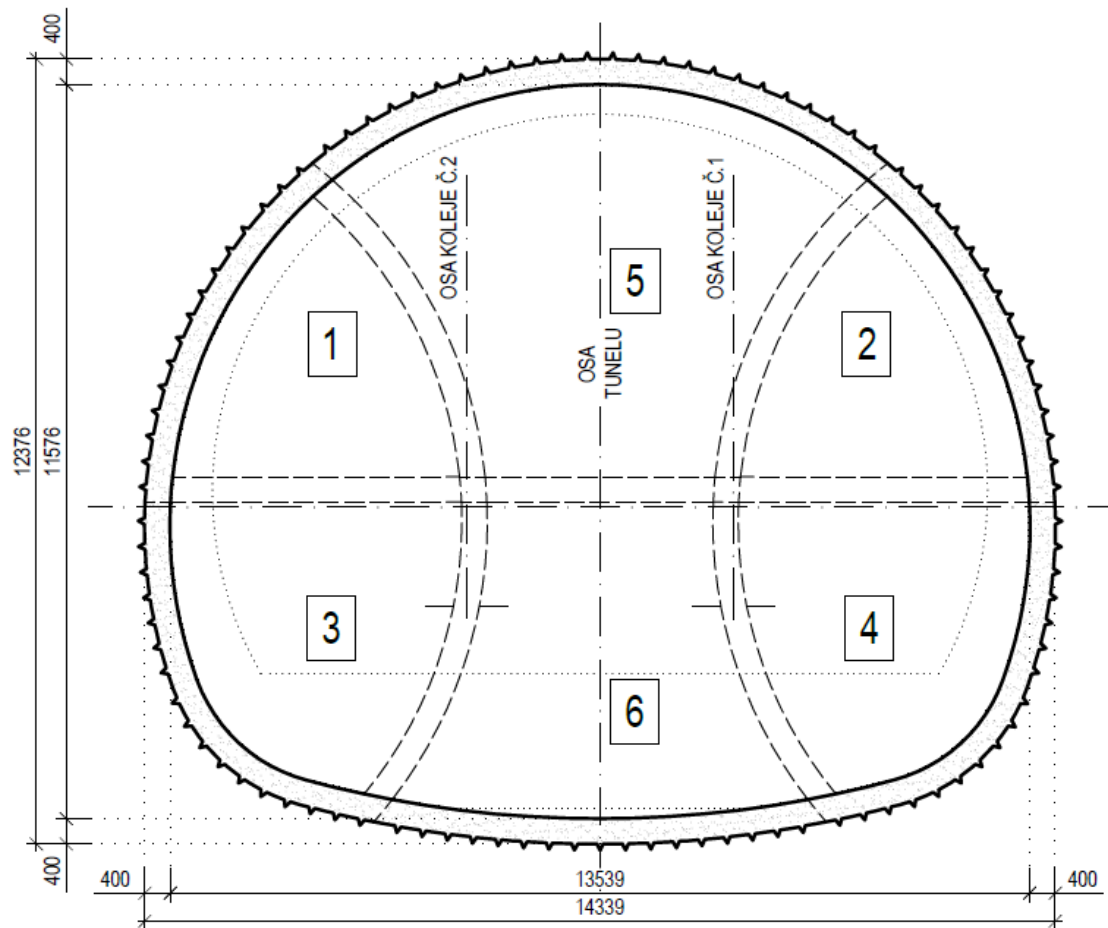
Ražba jednotlivých výrubů by probíhala v tomto pořadí (viz. následující obrázky):

- Horní část levé štoly (1) → Horní část pravé štoly (2) → Dolní část levé štoly (3) → Dolní část pravé štoly (4) → Kalota (5) → Jádro (6) → Odstranění dočasného ostění









## PLOCHY DÍLČÍCH ČELB

	PLOCHA VÝRUBU [m <sup>2</sup> ]	SVĚTLÁ PLOCHA [m <sup>2</sup> ]
ČELBA 1	19,52	13,05
ČELBA 2	19,52	13,05
ČELBA 3	21,32	16,58
ČELBA 4	21,32	16,58
ČELBA 5	38,59	33,36
ČELBA 6	24,91	22,16
FINÁLNÍ VÝRUB	145,16	128,35

Obr.4-18 Sled ražby Dřevnovického tunelu

## 5 POPIS MATEMATICKÉHO MODELU, POSLOUPNOST ANALÝZ

### 5.1 Sestavené matematické modely

V rámci této diplomové práce byla sestaveno celkem 12 matematických modelů. Liší se v materiálových modelech zvolených pro horninové prostředí a ostění ze stříkaného betonu a přístupu k modelování prvků představujících ostění. V analýzách byly použity:

- Zeminové prostředí
  - Mohr-Coulomb model (MC)
  - Hardening soil model (HS)
  - Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSS)
- Primární ostění
  - Lineárně-elastický model (LE)
    - Plates (deskostěnové prvky)
    - Volume plates (objemové prvky)
  - Shotcrete (Concrete model) (SH)
    - Plates (deskostěnové prvky) + Volume plates (objemové prvky)

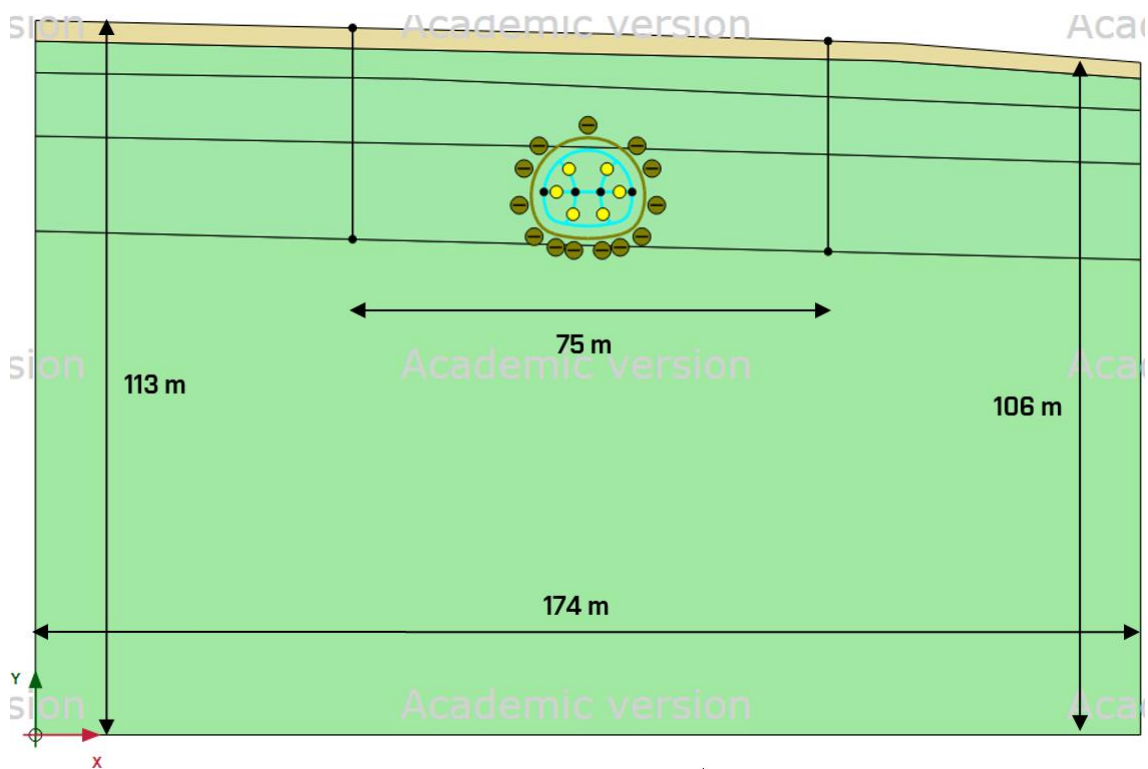
#### 5.1.1 Modely s deskostěnovými prvky (plates)

Model, kde ostění je řešeno pomocí deskostěnových prvků, které reprezentují střednici ostění vidíme na Obr.5-1. Rozměry modelu byly voleny tak, aby okraje modelu byly v dostatečných vzdálenostech od budované konstrukce a jejich případný posun nevedl k ovlivňování výpočtů a výsledků. Pro vytvoření sítě konečných prvků byly použity 15-uzlové prvky (Obr.5-2). Jemnost sítě (element distribution) byla nastavena na „medium“. Plochy v blízkosti budované konstrukce byly navíc zjemněny faktorem hrubosti (coarseness factor) 0,2 místo defaultní 1. Generováno bylo 1814 konečných prvků sítě a 14789 uzlů. Tato síť je shodná pro všechny modely s užitím deskostěnových prvků (celkem 9).

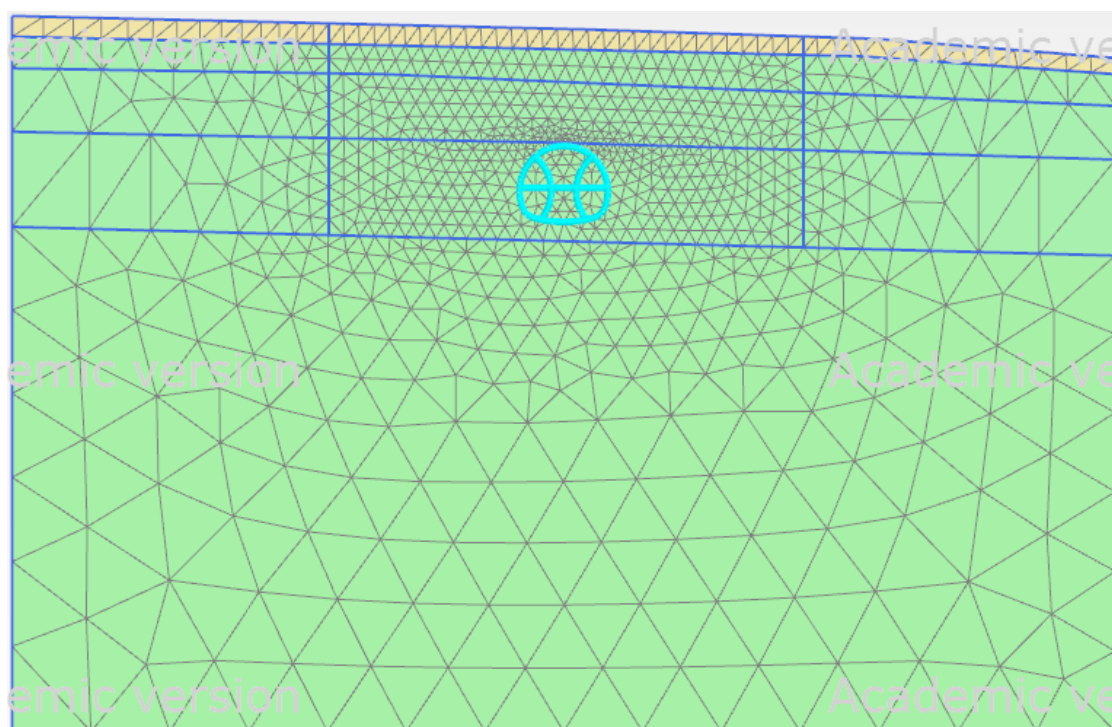
Na Obr.5-3 jsou k vidění nosníky tvořící trvalé primární ostění s kontaktními prvky (negative interface), které definují kontakt konstrukce-zemina. Dále vidíme uvnitř tunelu dočasné ostění,



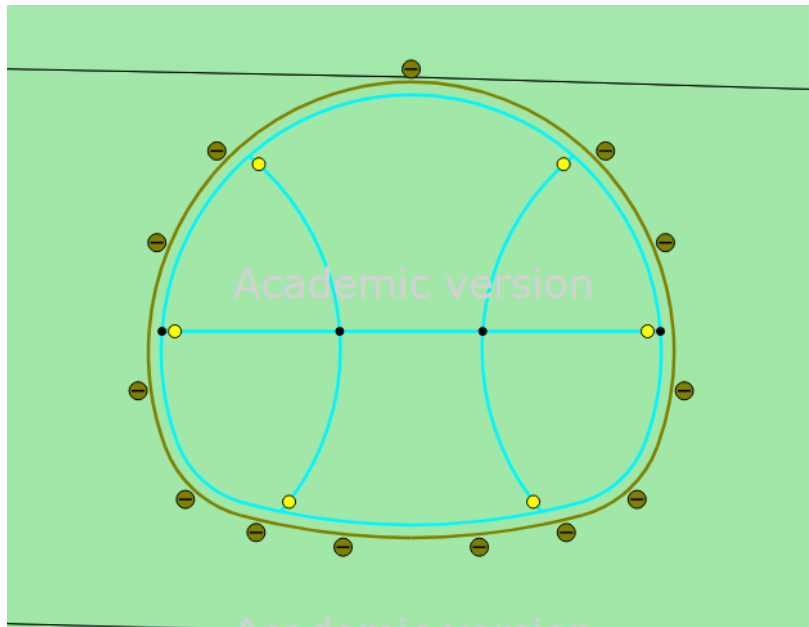
které je k obvodovým nosníkům připojeno pomocí kloubů (connection) s rotací nastavenou na „free“. Důvodem je předpoklad netuhého spoje mezi dočasným a trvalým ostěním.



Obr.5-1 Rozměry matematického modelu (deskostěnové prvky)



Obr.5-2 Vygenerovaná síť konečných prvků (deskostěnové prvky)

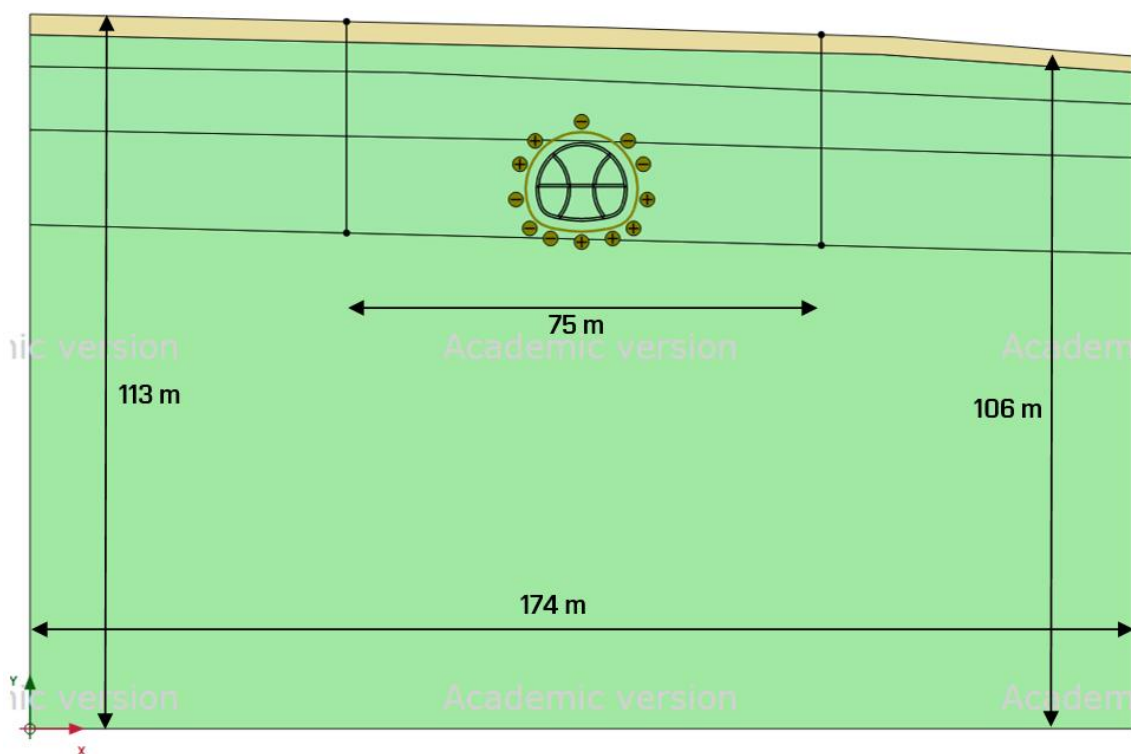


Obr.5-3 Trvalé ostění s kontaktními prvky, dočasné ostění a klouby (deskostěnové prvky)

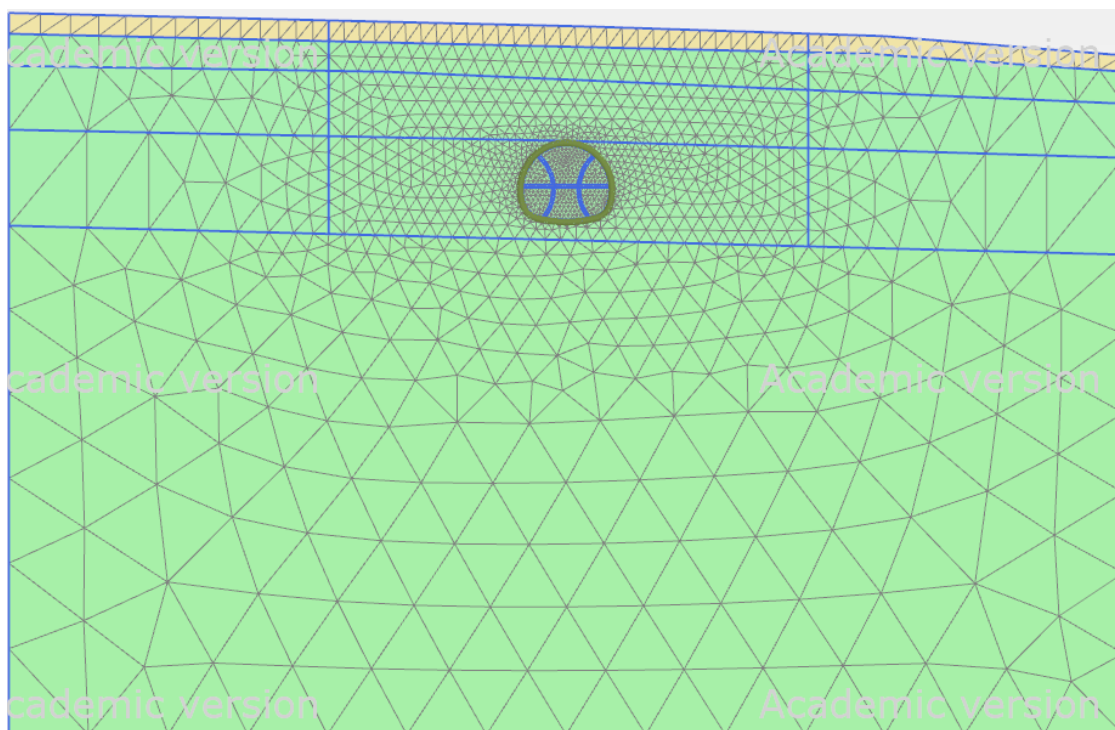
### 5.1.2 Model s objemovými prvky (volume plates)

Tento model, kde primární ostění je řešeno jako objemový prvek s reálnou tloušťkou ostění vidíme na Obr.5-6. Rozměry modelu a nastavení generování sítě konečných prvků jsou stejné jako ve variantě s deskostěnovými prvky (Obr.5-4).

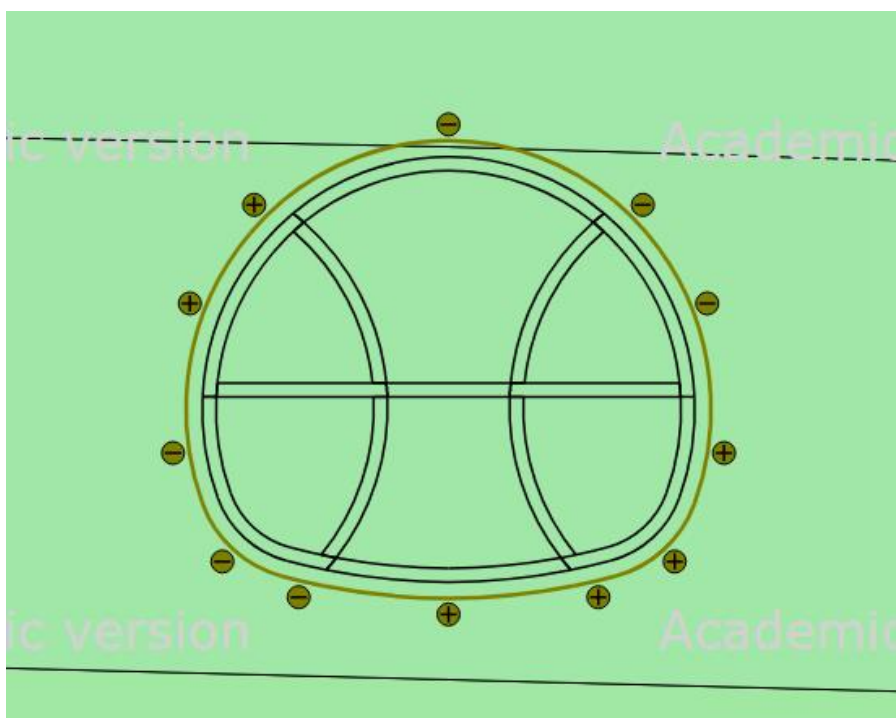
V tomto modelu bylo generováno 2946 konečných prvků sítě a 24041 uzlů (Obr.5-5).



Obr.5-4 Rozměry matematického modelu (objemové prvky)



Obr.5-5 Vygenerovaná síť konečných prvků (objemové prvky)

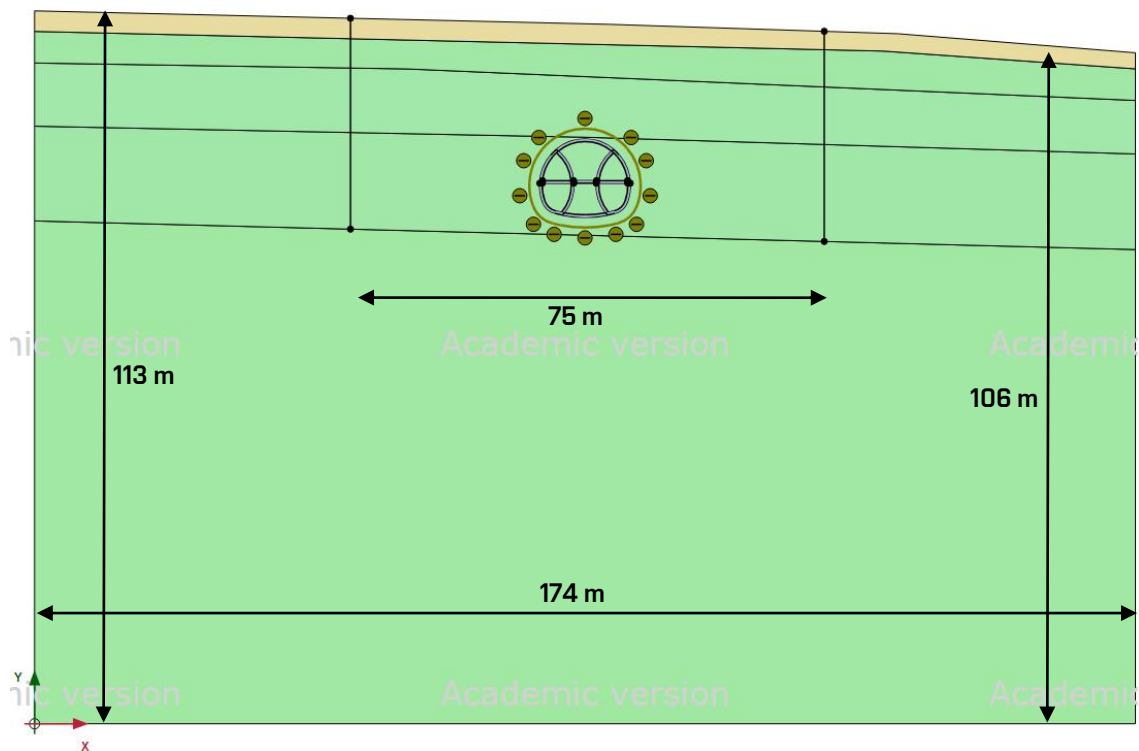


Obr.5-6 Trvalé ostění s kontaktními prvky a dočasné ostění (objemové prvky)

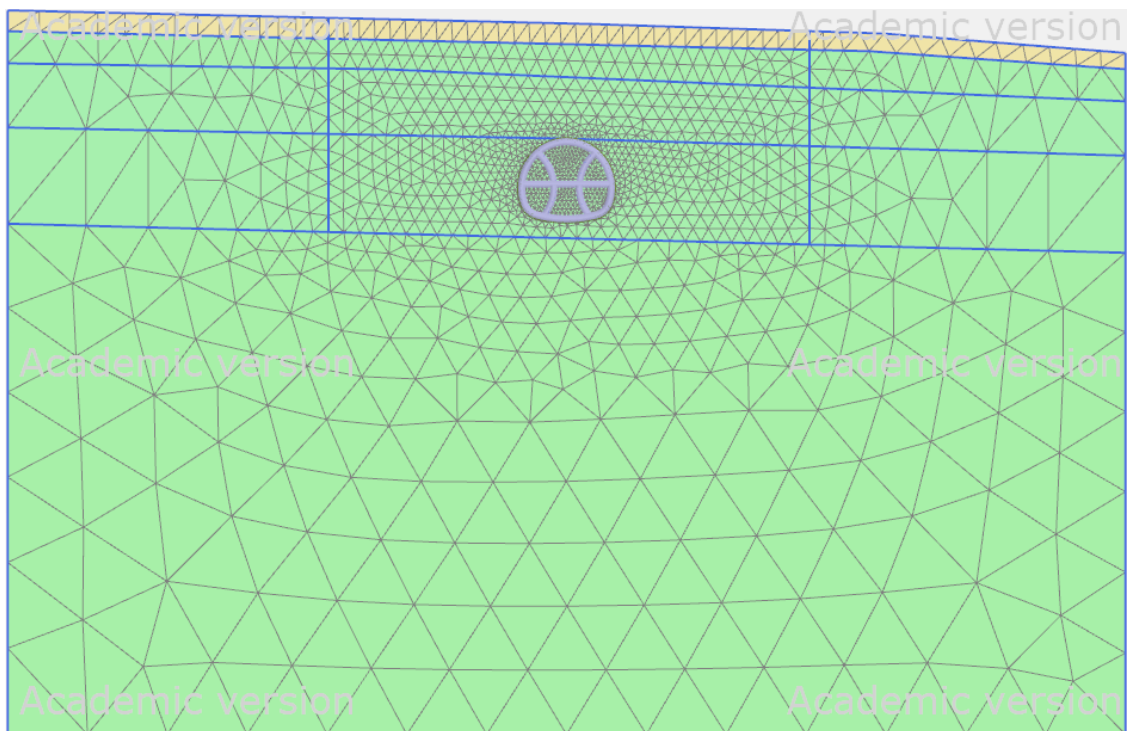
### 5.1.3 Modely s kombinací deskostěnových a objemových prvků

Model, kde byla použita kombinace deskostěnových a objemových prvků vidíme na Obr.5-9. Rozměry modelu a nastavení generování sítě konečných prvků jsou stejné jako v předchozích případech (Obr.5-7). Vygenerováno bylo 3202 konečných prvků sítě a 26089 uzlů (Obr.5-8). Tato síť je shodná pro oba modely využívající kombinace deskostěnových a objemových prvků.

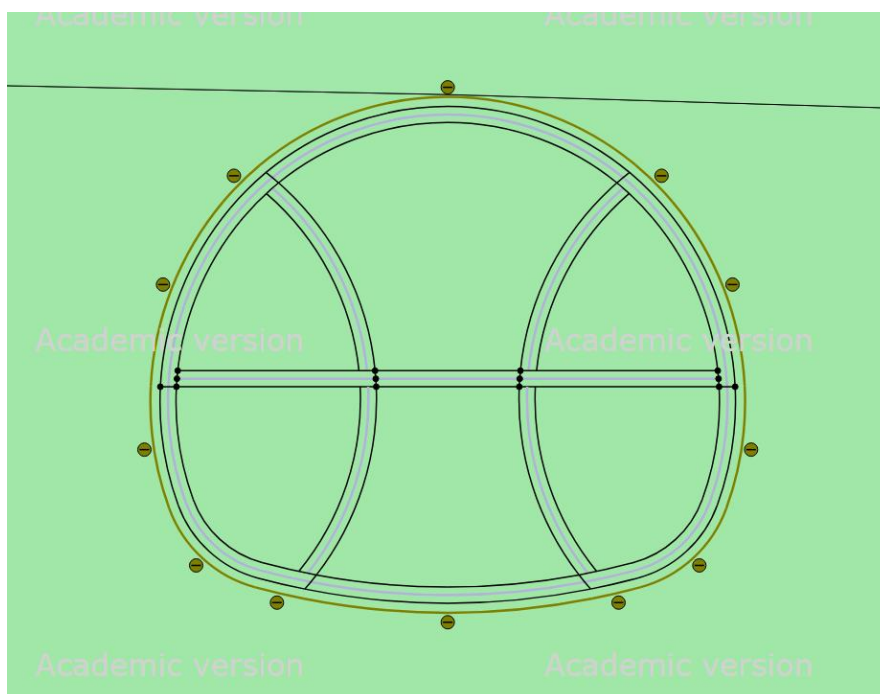
Na Obr.5-9 vidíme objemové prvky s reálnou tloušťkou ostění, deskostěnové prvky představující výztuž a kontaktní prvky na rozhraní konstrukce-zemina.



Obr.5-7 Rozměry matematického modelu (kombinace deskostěnových a objemových prvků)



Obr.5-8 Vygenerovaná síť konečných prvků (kombinace deskostěnových a objemových prvků)



Obr.5-9 Trvalé ostění s kontaktními prvky, dočasné ostění a výztuž (kombinace deskostěnových a objemových prvků)

Hodnota parametru  $R_{inter}$  definujícího kontakt konstrukce-zemina byla pro všechny sestavené matematické modely 0,9.

## 5.2 Hodnoty vstupních parametrů

### 5.2.1 Horninové prostředí

Hodnoty parametrů použitých pro MC model jsou následující (Tab. 8).

Tab.8 Parametry MC modelu

Parametr	Zemina					Jednotka	Zdroj
	Kvartér	Terciér - Neogén - Miocén					
Vrstvy	Spraš F6	Jíl F8 0-5 m	Jíl F8 5-15 m	Jíl F8 15-30 m	Jíl F8 >30 m		
Podmínky	Undrained (A)					[-]	[9]
$\gamma$	21.0	20.5	20.5	20.5	20.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	[20]
Stiffness							
$E'$	5000	5000	10000	15000	18000	[kN/m <sup>2</sup> ]	[20]
$\nu'$	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	[-]	[20]
Strength							
$c'_{ref}$	6	12	18	20	23	[kN/m <sup>2</sup> ]	[20]
$\varphi'$	28	20	20	20	20	[°]	[20]
$\psi$	0	0	0	0	0	[°]	[20]

Hodnoty parametrů použitých pro HS a HSS model jsou následující (Tab.9).

Tab.9 Parametry HS a HSS modelu

Parametr	Zemina					Jednotka	Zdroj
	Kvartér	Terciér - Neogén - Miocén					
Vrstvy	Spraš F6	Jíl F8 0-5 m	Jíl F8 5-15 m	Jíl F8 15-30 m	Jíl F8 >30 m		
Podmínky	Undrained (A)					[-]	[9]
$\gamma$	21.0	20.5	20.5	20.5	20.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	[20]
<b>Stiffness</b>							
$E_{50}^{ref}$	14500	14500	14500	14500	14500	[kN/m <sup>2</sup> ]	[13]
$E_{oed}^{ref}$	14500	14500	14500	14500	14500	[kN/m <sup>2</sup> ]	[13]
$E_{ur}^{ref}$	44000	44000	44000	44000	44000	[kN/m <sup>2</sup> ]	[13]
$m$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	[-]	[13]
<b>Strength</b>							
$c'_{ref}$	6	12	18	20	23	[kN/m <sup>2</sup> ]	[20]
$\varphi'$	28	20	20	20	20	[°]	[20]
$\psi$	0	0	0	0	0	[°]	[20]
<b>Advanced</b>							
$\nu_{ur}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	[-]	[1]
$p_{ref}$	100	100	100	100	100	[kN/m <sup>2</sup> ]	[1]
$K_0^{NC}$	0.531	0.658	0.658	0.658	0.658	[-]	(7)
POP	0	220	220	220	220	[kN/m <sup>2</sup> ]	[13]
<b>Small strain</b>							
$G_0^{ref}$	-	58500	58500	58500	58500	[kN/m <sup>2</sup> ]	[11]
$\gamma_{0,7}$	-	$0.95 \cdot 10^{-3}$	$0.95 \cdot 10^{-3}$	$0.95 \cdot 10^{-3}$	$0.95 \cdot 10^{-3}$	[-]	(19)
<b>Flow (Consolidation)</b>							
$k_x=k_y$	0	$2.592 \cdot 10^{-3}$	$2.592 \cdot 10^{-3}$	$2.592 \cdot 10^{-3}$	$2.592 \cdot 10^{-3}$	[m/den]	[20]

Zatímco většina parametrů zemin byla převzata z různých zdrojů, parametry pro HSS model byly zjištěny na následovně. Pro číslo pórovitosti zeminy  $e$  platí

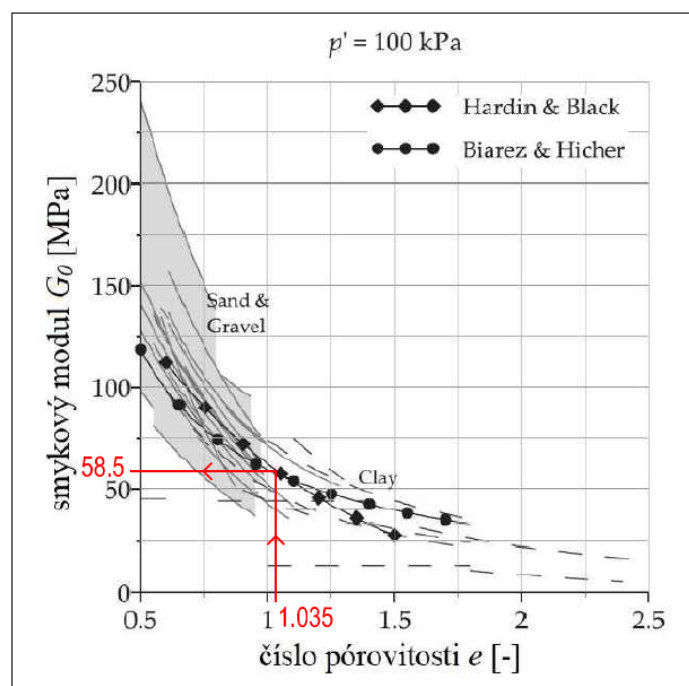
$$e = \rho_s / \rho_d - 1 \quad (17)$$

kde hustota pevných částic  $\rho_s = 2770 \text{ kg/m}^3$  a objemová hmotnost sušiny  $\rho_d = 1361 \text{ kg/m}^3$  [20]. Po dosazení do grafu na Obr.5-10. dostáváme  $G_0^{ref}$ . Dále pro referenční smykové přetvoření  $\gamma_r$  platí

$$\gamma_r = \tau_{max} / G_0 \quad (18)$$

kde smykové napětí při porušení (z krabicové zkoušky)  $\tau_{max} = 0,13 \text{ MPa}$  [20]. Dle [11] je možno smykové přetvoření  $\gamma_{0,7}$ , při kterém klesne počáteční smykový modul  $G_0$  na  $0,72 \cdot G_0$ , získat z

$$\gamma_{0,7} = 3/7 \cdot \gamma_r \quad (19).$$



Obr.5-10 Určení parametru  $G_0$  [11]

## 5.2.2 Primární tunelové ostění

Hodnoty parametrů použitých pro LE model jsou následující (Tab.10).

Tab.10 Parametry LE modelu

Parametr	Stříkaný beton		Jednotka	Zdroj
	SB 25 young	SB 25 cured		
Isotropic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	[-]	[9]
$EA_1$	$5.936 \cdot 10^6$	$7.498 \cdot 10^6$	[kN/m]	[20]
$EI$	$79.10 \cdot 10^3$	$99.91 \cdot 10^3$	[kN.m <sup>2</sup> /m]	[20]
$\nu$	0.2	0.2	[-]	[20]

Hodnoty parametrů použitých pro SH model jsou následující (Tab.11).

Tab.11 Parametry SH modelu

Parametr	Vysvětlení	Jednotka	Hodnota
Drainage type	Propustnost	[-]	Non-porous
$\gamma$	Objemová tíha	[kN/m <sup>3</sup> ]	24.0
Stiffness	Tuhost		
$E_{28}$	Young's modulus after 28d	[kN/m <sup>2</sup> ]	$30 \cdot 10^6$
	Youngův modul vyzrálého betonu		
$\nu$	Poisson's ratio	[-]	0.2
	Poissonův součinitel		
Strength	Pevnost		
Compression	Tlak		

$f_{c,28}$	Uniaxial compressive strength after 28d	[kN/m <sup>2</sup> ]	25*10 <sup>3</sup>
	Jednoosá pevnost v tlaku vyzrálého betonu		
$f_{c0n}$	Normalised initially mobilised strength	[-]	0.1
	Normalizovaná na počátku mobilizovaná pevnost		
$f_{cfn}$	Normalised failure strength	[-]	0.1
	Normalizovaná pevnost při porušení		
$f_{cun}$	Normalised residual strength	[-]	0.1
	Normalizovaná reziduální pevnost		
$G_{c,28}$	Compressive fracture energy of cured concrete at $t_{hydr}$	[kN/m]	70
	Tlaková lomová energie vyzrálého betonu		
$\varphi_{max}$	Maximum friction angle	[°]	35
	Maximální úhel vnitřního tření		
$\psi$	Dilatancy angle	[°]	0
	Úhel dilatance		
$\gamma_{fc}$	Safety factor for compressive strength	[-]	1.0
	Součinitel bezpečnosti pro tlak		
<b>Tension</b>	<b>Tah</b>		
$f_{t,28}$	Uniaxial tensile strength of cured concrete at $t_{hydr}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.2*10 <sup>3</sup>
	Jednoosá pevnost v tahu vyzrálého betonu		
$f_{tun}$	Ratio of residual vs. peak tensile strength	[-]	0.0
	Poměr reziduální a maximální tahové pevnosti		
$G_{t,28}$	Tensile fracture energy of cured concrete at $t_{hydr}$	[kN/m]	0.15
	Tahová lomová energie vyzrálého betonu		
$\gamma_{ft}$	Safety factor for tensile strength	[-]	1.0
	Součinitel bezpečnosti pro tah		
<b>Time-dependent</b>	<b>Časově závislé parametry</b>		
$t_{hydr}$	Time for full hydration	[den]	28
	Čas plné hydratace = vyzrání betonu		
<b>Stiffness</b>	<b>Tuhost</b>		
$E_1/E_{28}$	Time-dependency ratio of elastic stiffness	[-]	0.5
	Poměr tuhostí mladého a vyzrálého betonu		
<b>Strength</b>	<b>Pevnost</b>		
-	Strength function	[-]	Class J2
	Křivka pevnosti		
<b>Ductility</b>	<b>Duktilita</b>		
$\epsilon_{cp,1h}^p$	Uniaxial plastic failure strain at 1h	[-]	-0.03
	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 1h		
$\epsilon_{cp,8h}^p$	Uniaxial plastic failure strain at 8h	[-]	-1.5*10 <sup>-3</sup>
	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 8h		
$\epsilon_{cp,24h}^p$	Uniaxial plastic failure strain at 24h	[-]	-1.2*10 <sup>-3</sup>
	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 24h		
a	Increase $\epsilon_{cp}$ with increase of p	[-]	16.0
	Přírůstek $\epsilon_{cp}$ s přírůstkem totálního středního napětí		



Parametry pro SH model odpovídají třídě sřídkaného betonu SB 25 (C20/25) a doporučením v manuálu Plaxis [9].

Hodnoty parametrů použitých pro LE model výztuže jsou následující (Tab.12 a 13).

Tab.12 Parametry LE modelu pro výztužné sítě

Parametr	Výztuž	Jednotka	Zdroj
	2xKARI $\phi$ 8/100		
Isotropic	<input checked="" type="checkbox"/>	[-]	[9]
EA <sub>1</sub>	211.1*10 <sup>3</sup>	[kN/m]	[20]
EI	14.00	[kN.m <sup>2</sup> /m]	[20]
$\nu$	0.3	[-]	[20]

Tab.13 Parametry LE modelu pro tuhou výztuž+výztužné sítě

Parametr	Výztuž	Jednotka	Zdroj
	HEB300+2xKARI $\phi$ 8/100		
Isotropic	<input checked="" type="checkbox"/>	[-]	[9]
EA <sub>1</sub>	3.34*10 <sup>6</sup>	[kN/m]	[20]
EI	52.93*10 <sup>3</sup>	[kN.m <sup>2</sup> /m]	[20]
$\nu$	0.3	[-]	[20]

### 5.3 Výpočetní fáze

Zde jsou představeny výpočetní fáze v programu Plaxis 2D. Počet fází i jejich smysl vychází ze zvoleného přístupu k modelování ostění a ze způsobu stanovení počátečních podmínek.

Pro modely s použitím LE materiálového modelu pro tunelové ostění s přístupem mladý-vyzrálý beton byl obecně vytvořen tento postup výstavby (Tab.14).

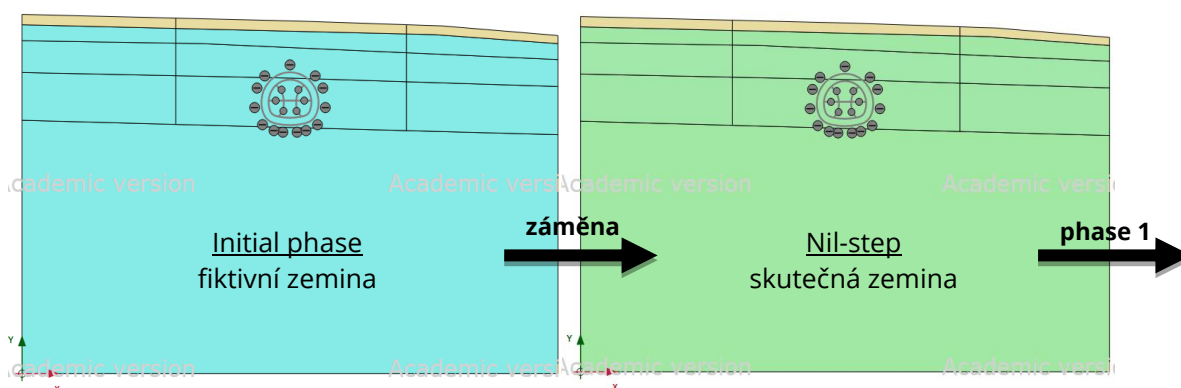
Tab.14 Postup výstavby v Plaxis 2D pro LE ostění

Fáze	Popis	Deconfinement (1- $\beta$ )
InitialPhase	Initial phase	-
Phase_1	First excavation	40%
Phase_2	First lining_young	70%
Phase_3	First lining_cured	100%
Phase_4	Second excavation	40%
Phase_5	Second lining_young	70%
Phase_6	Second lining_cured	100%
Phase_7	Third excavation	40%
Phase_8	Third lining_young	70%
Phase_9	Third lining_cured	100%
Phase_10	Fourth excavation	40%
Phase_11	Fourth lining_young	70%
Phase_12	Fourth lining_cured	100%

Phase_13	Fifth excavation	40%
Phase_14	Fifth lining_young	70%
Phase_15	Fifth lining_cured	100%
Phase_16	Sixth excavation	40%
Phase_17	Sixth lining_young	70%
Phase_18	Sixth lining_cured	100%
Phase_19	Removal of supports	-

Pro fázi „Initial phase“ je třeba rozlišit mezi případy, kdy počáteční podmínky jsou stanoveny za pomoci „Gravity loading“ (konečněprvkový výpočet) a „K<sub>0</sub> procedure“ (analytický výpočet na základě zadané hodnoty K<sub>0</sub>). Pro případ „Gravity loading“ byl navíc vyzkoušen přístup s „Nil-step“, tzn. mezi počáteční fází a fází 1 je vsunuta další pomocná fáze. Pro fáze 1 až 19 bylo dále rozlišováno mezi způsobem výpočtu plastickým (plastic) a konsolidačním (consolidation) (viz kap. 5.5). V případě konsolidačního výpočtu je dále třeba zadat časový interval, který byl pro fáze 1-18 pro potřeby této práce zvolen na 10-5-23 dní (exkavace-mladý beton-vyzrálý beton) a pro fázi 19 100 dní.

Důvodem použití „Nil-step“ v několika analýzách je snaha navození reálných počátečních podmínek (skutečné primární napjatosti). Podstatou této operace je vytvoření fiktivní zeminy, která je použita pro výpočet v počáteční fázi tak, aby výsledný koeficient K<sub>0</sub> odpovídal předpokladům (0,79 [21]). V tomto případě to znamená záměnu Poissonova součinitele vrstev jílu za hodnotu 0,44 oproti hodnotě 0,3 v tabulce 8. Ve fázi „Nil-step“ je následně masivu přiřazena skutečná zemina a pokračuje se k fázi výstavby 1 (Obr.5-11).



Obr.5-11 Princip „Nil-step“ ve výpočtu

Pro modely s použitím SH modelu pro tunelové ostění byl vytvořen tento postup (Tab.15).

Tab.15 Postup výstavby v Plaxis 2D pro SH ostění

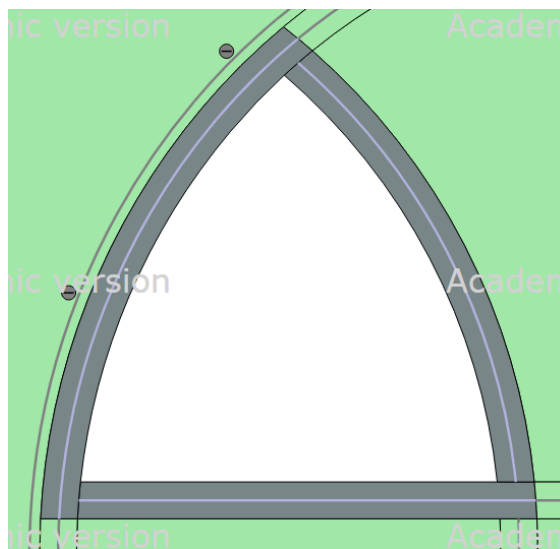
Fáze	Popis	Deconfinement (1-β)
InitialPhase	Initial phase	-
Phase_1	First excavation	40%
Phase_2	First lining	100%
Phase_3	Second excavation	40%

Phase_4	Second lining	100%
Phase_5	Third excavation	40%
Phase_6	Third lining	100%
Phase_7	Fourth excavation	40%
Phase_8	Fourth lining	100%
Phase_9	Fifth excavation	40%
Phase_10	Fifth lining	100%
Phase_11	Sixth excavation	40%
Phase_12	Sixth lining	100%
Phase_13	Removal of supports	-

V těchto analýzách byla pro výpočet počátečních podmínek vždy využita „K<sub>0</sub> procedure“. Fáze 1-13 byly provedeny pouze konsolidačním výpočtem. Časový interval výstavby je zde vyžadován nejen kvůli konsolidaci, ale především kvůli časově závislým vlastnostem betonu. Zvolený časový interval je 5 dní pro fáze 1-12 a 30 dní pro fázi 13.

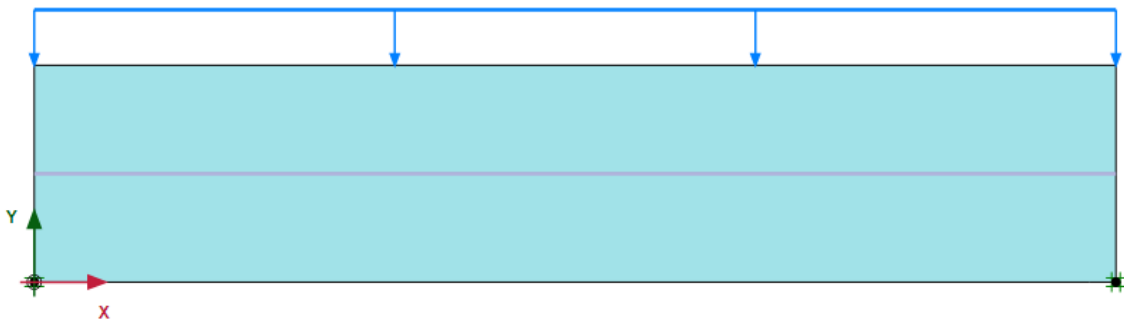
#### 5.4 Způsob získání vnitřních sil z kombinovaného modelu

Pro analýzy s použitím SH modelu bylo nutné použít kombinaci objemových a deskostěnových prvků. Objemové prvky zde představují stříkaný beton, tedy materiál běžně používaný v kombinaci s tahovou výztuží. Tahovou výztuž bylo tudíž nutné modelovat pomocí deskostěnových prvků (Obr.5-12).



Obr.5-12 Fáze 2 – zajištěná levá kaple – výztuž modelována jako “plate” ve střednici

Tento nestandardní způsob kombinace vyvolává otázku, jakým způsobem jsou nyní přenášeny ohybové momenty, které uživatel standartně řeší samostatně buď na objemovém či deskostěnovém prvku. K objasnění tohoto problému byly provedeny zatěžovací analýzy na prostém nosníku (Obr.5-13).



Obr.5-13 Experiment na prostém nosníku

Prostý nosník délky 1 m a tloušťky 0,2 m, vyztužen v poloze střednice, byl zatížen spojitým rovnoměrným zatížením. Experiment byl proveden pro variantu, kde „plate“ představoval dvě polohy výztužných sítí a pro variantu, kde zahrnoval navíc i tuhou výztuž HEB. Experiment, kde „plate“ měl pouze parametry tuhosti výztužných sítí ukázal, že v tomto případě beton přenáší hodnotu blížíci se 100 % účinků zatížení. Výztužné sítě mají totiž minimální ohybovou tuhost. Pro druhou variantu s tuhou výztuží byly srovnány výsledky maxima ohybového momentu získaného analyticky, na deskostěnovém a na objemovém prvku. Pokus byl zopakován pro další úrovně zatížení a výsledky seřazeny tabulkově (Tab.16).

Tab.16 Výsledky experimentu na prostém nosníku vyztuženém HEB300 a dvěma sítěmi

HEB300 + 2xKARI $\phi 8/100$							
Zatížení [kN/m]	$M_{analyt}$ [kN.m]	$M_{plate}$ [kN.m]	$M_{vol.plate}$ [kN.m]	$M_{celkem}$ [kN.m]	Odchylka [%]	Výztuž [%]	Beton [%]
100	12.5	8.334	4.168	12.502	0.02	66.7	33.3
200	25.0	16.670	8.336	25.006	0.02	66.7	33.3
300	37.5	25.000	12.500	37.500	0.00	66.7	33.3

Experiment zahrnující tuhou výztuž prokázal, že velkou část účinků zatížení přenáší tuhá výztuž a výsledné průběhy vnitřních sil na objemovém a deskostěnovém prvku je třeba počítat.

Oba experimenty ukázaly, že ohybový moment vypočtený analyticky se téměř dokonale shoduje se součtovým momentem z těchto analýz.

## 5.5 Posloupnost provedených analýz

V této kapitole jsou představeny provedené analýzy a jejich chronologický vývoj. Nejprve jejich základní výčet (materiálový model pro zeminy; výpočet počátečních podmínek; způsob výpočtu fáze výstavby; způsob modelování ostění; materiálový model pro SB):

1. Mohr-Coulomb; Gravity loading; plastic; plate; elastic
2. Mohr-Coulomb; Gravity loading\_Nil-step; plastic; plate; elastic

3. Mohr-Coulomb;  $K_0$  procedure; plastic; plate; elastic
4. Hardening soil; Gravity loading\_Nil-step; plastic; plate; elastic
5. Hardening soil;  $K_0$  procedure; plastic; plate; elastic
6. Hardening soil; Gravity loading\_Nil-step; consolidation; plate; elastic
7. Hardening soil;  $K_0$  procedure; consolidation; plate; elastic
8. Hardening soil small strain; Gravity loading\_Nil-step; consolidation; plate; elastic
9. Hardening soil small strain;  $K_0$  procedure; consolidation; plate; elastic
10. Hardening soil small strain;  $K_0$  procedure; consolidation; volume plate; elastic
11. Hardening soil small strain;  $K_0$  procedure; consolidation; plate+volume plate; Concrete
12. Hardening soil small strain;  $K_0$  procedure; consolidation; plate+volume plate; Concrete

Pro přehlednost uvedeno tabulkově s rozřazením do fází I-VI pro analýzy spolu související (Tab.17).

Tab.17 Pořadí provedených analýz v Plaxis 2D

PŘEHLED, VÝVOJ A ROZDĚLENÍ PROVEDENÝCH ANALÝZ						
I	1	MC	GL	plastic	plate	EL
	2	MC	GL_NS	plastic	plate	EL
	3	MC	KOP	plastic	plate	EL
II	4	HS	GL_NS	plastic	plate	EL
	5	HS	KOP	plastic	plate	EL
III	6	HS	GL_NS	consolidation	plate	EL
	7	HS	KOP	consolidation	plate	EL
IV	8	HSS	GL_NS	consolidation	plate	EL
	9	HSS	KOP	consolidation	plate	EL
V	10	HSS	KOP	consolidation	volume plate	EL
VI	11	HSS	KOP	consolidation	plate + volume plate	SH
	12	HSS	KOP	consolidation	plate + volume plate	SH

Následuje podrobnější popis prováděných analýz.

#### I. Série analýz s Mohr-Coulombovým modelem pro zeminy.

Základní modely. Je zde použit nejjednodušší materiálový model pro zeminy. Fáze výpočtu jsou počítány plasticky (tzn. bez vlivu času). Tunelové ostění je modelováno pomocí deskostěnových prvků „plate“ kombinovaných s dokonalými klouby (přípoje

dočasného ostění na trvalé). Těmto prvkům je přiřazen elastický model, rozdělen na mladý a vyzrálý beton. Hlavním cílem této fáze je odhalit nejvhodnější postup modelování počátečních podmínek, které jsou zde spočítány pomocí „Gravity loading“ a „K<sub>0</sub> procedure“. Dodatečně je zařazen přístup s „Gravity loading s Nil-step“. Důvodem je snaha dosažení koeficientu  $K_0$  pro neogenní jíly (tégly) blízcímu se nejnovějším výzkumům. Ty naznačují, že část překonsolidace zeminy může být způsobena „creep“ a neprojevuje se na  $K_0$ . Standartně uvažované hodnoty a vztahy pro  $K_0$  tudíž mohou vést k jejímu nadhodnocení. Dle [21] je reálnou hodnotou pro  $K_0$  0,79. Výsledky z těchto tří přístupů jsou poté srovnány. „Gravity loading“ vypadává z dalších úvah a do dalších analýz jsou uvažovány dva zbývající přístupy.

## II. Změna materiálového modelu pro zeminy na Hardening soil model.

Na základě poznatků z MC modelů je materiálový model pro zeminy změněn na Hardening soil model. Ostatní nastavení zůstává neměnné. Pro modelování počátečních podmínek se využívá již jen „K<sub>0</sub> procedure“ a „Gravity loading s Nil-step“. Cílem této fáze je dosažení realističtějších deformací ostění a vnitřních sil, díky implementaci překonsolidace neogenních jílu, tuhosti zeminy závislé na režimu zatěžování a zpevňování materiálu, tzn. nekonstantní podmínce plasticity.

## III. Zahrnutí konsolidace do výpočtového modelu.

V této fázi dochází ke změně ve výpočtovém nastavení jednotlivých fází výstavby – přechází se z plastického výpočtu na konsolidační. Cílem je dosažení disipování zvýšených pórových tlaků vznikajících za rubem ostění tunelu a odhalení dalších důsledků této změny na sledované veličiny. Tento krok vyžaduje zahrnutí vlivu času do výpočtu a jsou definovány časové intervaly fází výstavby konstrukce.

## IV. Změna materiálového modelu pro zeminy na Hardening soil small strain.

Materiálový model pro zeminy je v této fázi změněn z Hardening soil na rozšířenou variantu tohoto modelu zahrnující obor malých a velmi malých přetvoření. Cílem je odhalení, zda uvažování velkých smykových tuhostí při malých přetvořeních bude mít vliv na posuny ostění a další sledované veličiny. „Gravity loading s Nil\_step“ vypadává z dalších úvah a do dalších analýz je uvažována pouze „K<sub>0</sub> procedure“. Poslední analýza provedená s ostěním jakožto ryze deskostěnovými prvky.

## V. Přechod z deskostěnových na objemové prvky.

V této fázi dojde k vymodelování primárního ostění pomocí objemových prvků. Těmto prvkům je přiřazen elastický model. Ostění má nyní reálnou tloušťku a lépe tak

aproximuje skutečný tvar konstrukce. Pro výpočet počátečních podmínek použita pouze „K<sub>0</sub> procedure“. Všechny spoje jsou nyní ohybově tuhé, vložení kloubů není možné. De fakto ekvivalentní postup jako kdyby byla analýza 9 ve fázi IV modelována bez dokonalých kloubů. Mezikrok k dokonalejšímu modelu pro stříkaný beton.

#### VI. Změna materiálového modelu pro stříkaný beton na Shotcrete model.

Na rozdíl od fáze V je stříkanému betonu přiřazen časově závislý materiálový model. Dochází k redukování počtu budovacích fází – fáze nastříkání ostění je nyní provedena v jednom kroku. Nutnost přenastavení časových intervalů kvůli napasování na Shotcrete model. Předpoklad přirozeného vzniku plastických kloubů. Kvůli zavedení plasticity do definice stříkaného betonu je nyní nutno objemové prvky vyztužit. K tomu jsou využity deskostěnové prvky představující výztužné sítě či tuhou výztuž. Cílem je porovnání s přechovými modely a objevení důsledků tohoto pokročilejšího postupu.

## 6 VÝSLEDKY MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ

V této kapitole budou zhodnoceny vlivy tří sledovaných faktorů na průběhy vnitřních sil a deformací v primárním ostění. Dále budou výpočty porovnány s alternativním výpočtem provedeným v GEO5 MKP. Na závěr dojde k celkovému zhodnocení získaných výsledků.

Sledovanými třemi faktory jsou vliv způsobu stanovení počátečních podmínek, vliv materiálového modelu horninového prostředí a konsolidace a vliv materiálového modelu stříkaného betonu. Získané výsledky tvoří grafická srovnání průběhů ohybových momentů, normálových sil a celkových posunů ostění.

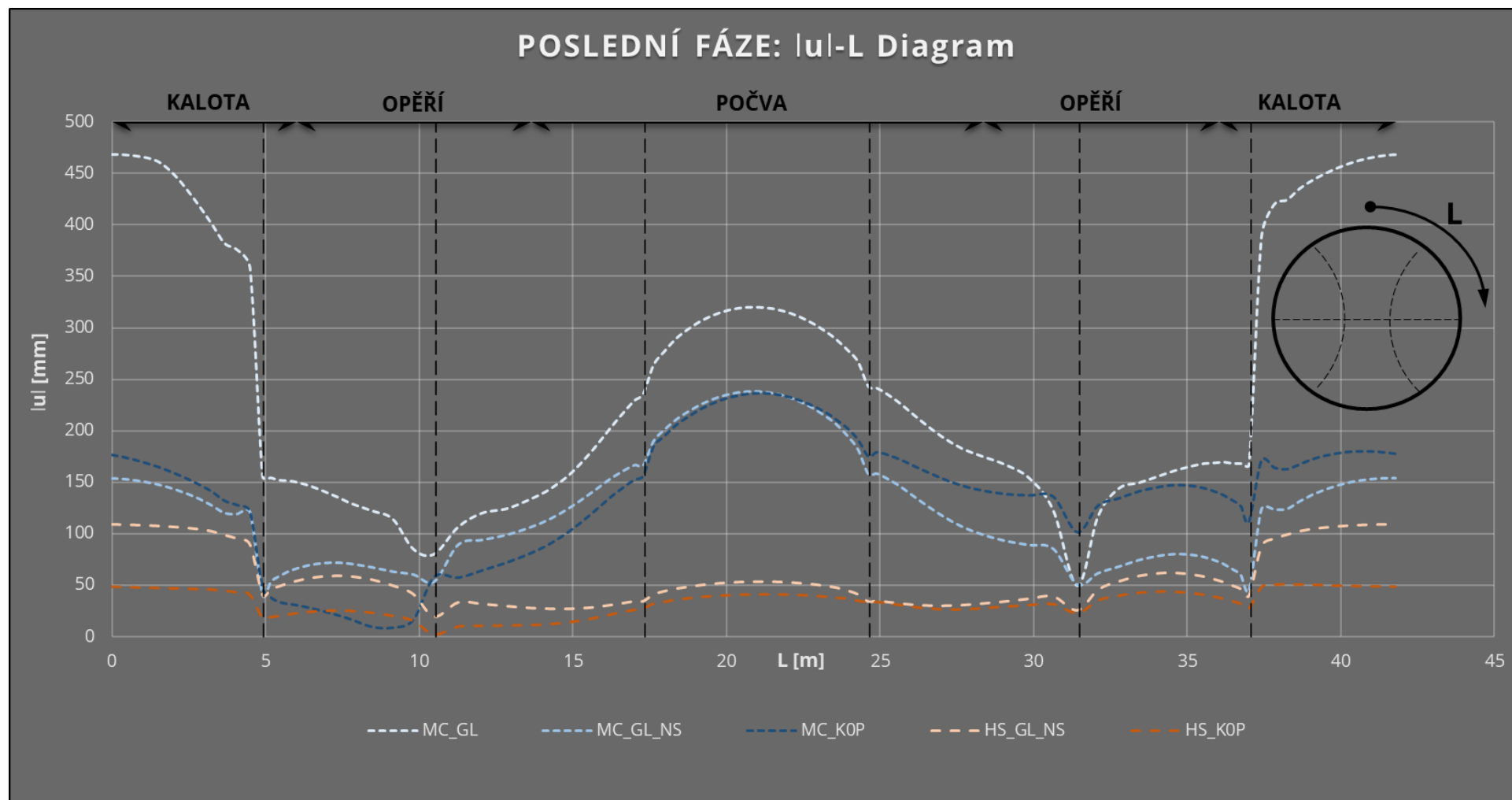
### 6.1 Zhodnocení vlivu způsobu stanovení počátečních podmínek

Pro výpočet počátečních podmínek byly ve fázi I vyzkoušeny přístupy „Gravity loading“ (GL), „K<sub>0</sub> procedure“ (KOP) a „Gravity loading Nil-step“ (GL\_NS). Původní MC modely ukázaly velké kvantitativní rozdíly mezi výslednými průběhy na finálním výrubu při použití GL a KOP. Výsledky získané z KOP se zdály při pohledu na deformace ostění reálnější než ty získané z GL. Myšlenka, že na vině je stanovená primární napjatost, tedy koeficient  $K_0$ , vedla k zavedení modelů využívajících GL\_NS přístup. Cílem bylo dosáhnout poměru horizontální ku vertikální napjatosti masivu 0,79 [21] v počáteční fázi výpočtu. Ukázalo se, že při modifikaci GL přístupu zařazením „Nil-step“ výsledné průběhy vykazují reálnější posuny, blíží se výsledkům z KOP.

Na Obr.6-1 vidíme celkové deformace  $u$  ostění tunelu v poslední fázi výstavby v závislosti na délce střednice ostění  $L$ . Počátek osy  $x$  leží ve vrcholu kaloty tunelu a směr osy jde ve smyslu hodinových ručiček. Dále je graf rozdělen tradičně na kalotu, opěří a počvu tunelu. Tenké čárkované linie naznačují místa dočasného vyztužení tunelu, které je odstraněno v předposlední fázi výstavby. Na tomto grafu se nejprve zaměříme na modré tečkované linie představující MC modely. Jak je již naznačeno výše, MC\_GL vykazuje příliš vysoké posuny ostění tunelu dosahující bezmála 0,5 m. Naproti tomu MC\_KOP vykazuje hodnoty více než 2x nižší (nicméně stále nepřijatelné). Dále si můžeme povšimnout, že linie MC\_GL\_NS vykazuje v celé délce výsledky poměrně blízko linie MC\_K0 a můžeme tedy konstatovat, že použitím „Nil-step“ bylo skutečně dosaženo výsledků podobných KOP. Na základě těchto srovnání byla metoda GL vyřazena z dalších úvah a k pokročilejším modelům bylo využíváno pouze KOP a GL\_NS.

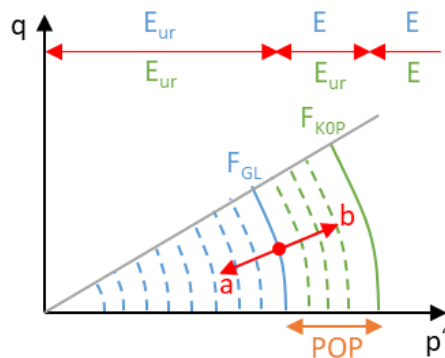
Při hodnocení pozdějších pokročilejších modelů se však ukázal podstatný rozdíl mezi KOP a GL\_NS. Ten ukazují červené čárkované linie představující HS modely. U těchto modelů z fáze II platí, že GL\_NS přístup je v dobré shodě s KOP pouze v oblasti počvy tunelu. Rozdíly se zvětšují v opěří směrem do kaloty. Důvodem tohoto rozdílu je fakt, že v těchto modolech je již zahrnuta předkonsolidace jílu, v nichž probíhá ražba. Předkonsolidační parametry jsou při použití





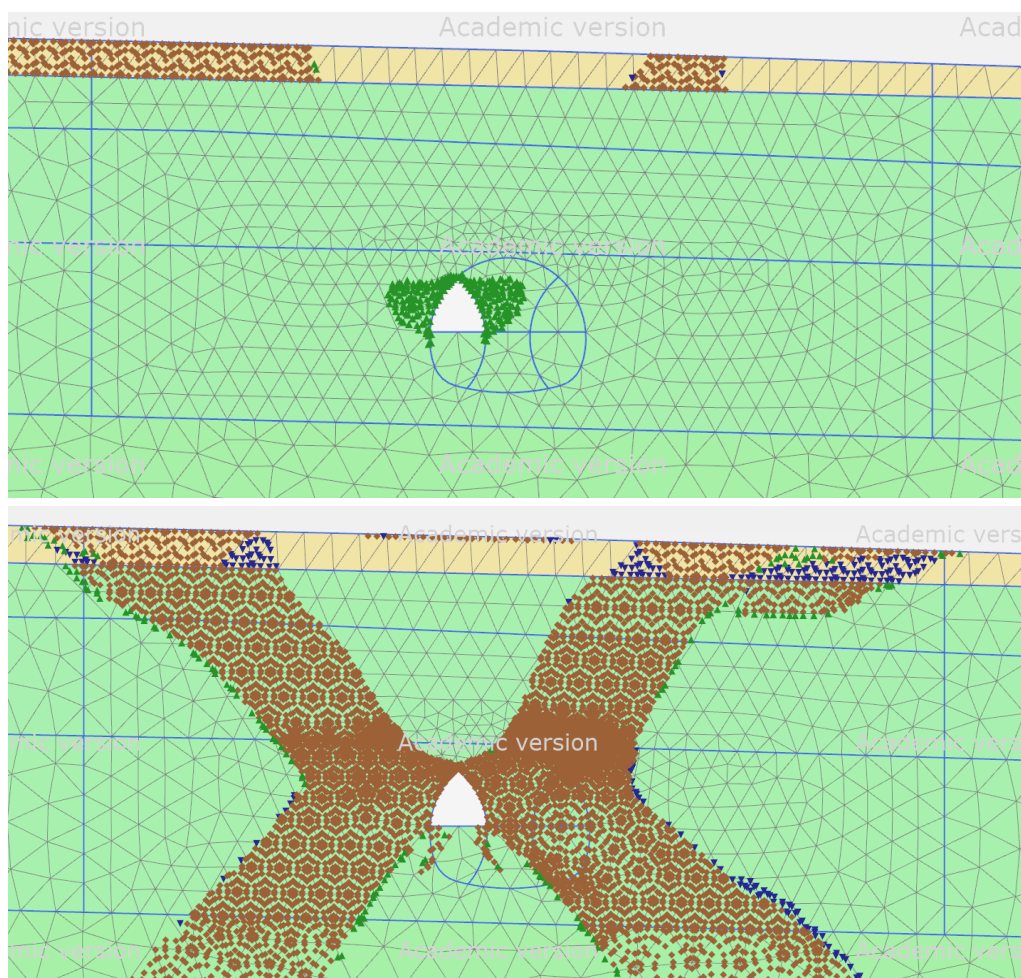
Obr.6-1 Vliv stanovení počátečních podmínek:  $u$ - $L$  Diagram

„Gravity loading“ ignorovány (viz. kap. 2.2.1). Na Obr.6-2 vidíme, jak překonsolidace ovlivňuje polohu objemové plochy plasticity. Rozdíly mezi HS\_GL\_NS a HS\_KOP jsou nejvyšší v kalotě tunelu, tzn. v podmínkách přitížení (směr *b*). Zatímco HS\_KOP považuje zeminu za překonsolidovanou a deformaci masivu tudíž za elastickou (dle polohy  $F_{KOP}$ ), HS\_GL\_NS v této oblasti již predikuje plastické změny (poloha  $F_{GL}$  se posouvá). V počvě tunelu, tzn. v podmínkách odtížení (směr *a*), jsou tyto rozdíly minimální, neboť oba přístupy predikují elastické deformace.



Obr.6-2 Vysvětlení rozdílů mezi GL\_NS a KOP

Tuto teorii podporují i zobrazení plastických bodů z Plaxis, kde v případě fáze výstavby vyražení první štoly HS\_KOP ukazují minimální zpevnování zeminy (Obr.6-3) a naopak v případě HS\_GL\_NS ukazují poměrně rozsáhlé zpevnování v horní části výrubu a směrem k povrchu. Dle obou obrázků neprobíhají žádné plastické změny v oblasti počvě.



Obr.6-3 Plastické body (nahore HS\_KOP, dole HS\_GL\_NS): zelená-smykové zpevnování, modrá-objemové zpevnování, hnědá-kombinované zpevnování

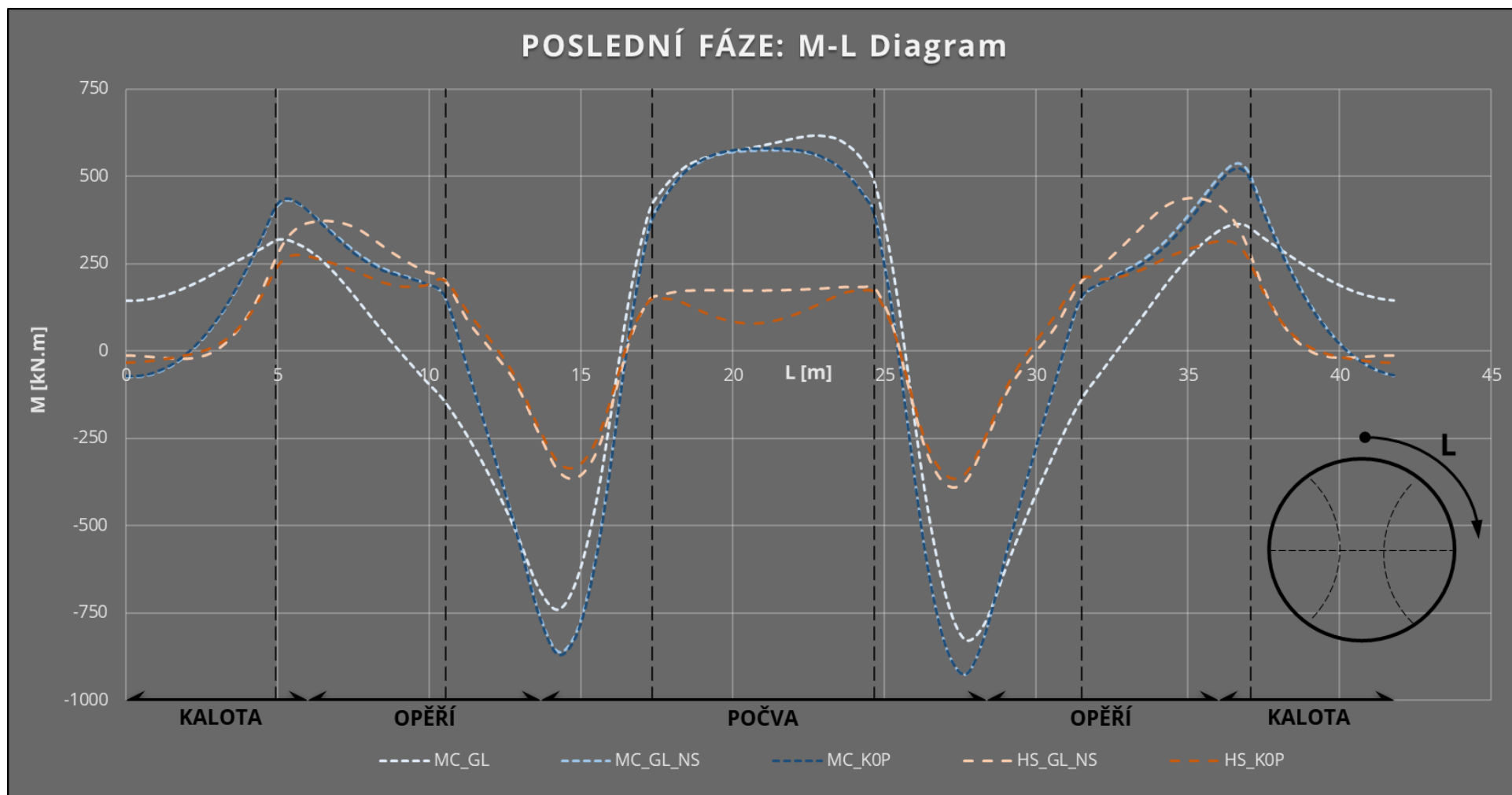
Na Obr.6-4 vidíme graf ohybových momentů  $M$  ostění tunelu v poslední fázi výstavby v závislosti na délce střednice ostění  $L$ . Ačkoli v počvě se linie MC\_GL od zbylých MC modelů příliš neodlišuje (tvarem i hodnotami), v opěří i kalotě se odlišuje jak kvantitativně, tak kvalitativně. MC\_GL\_NS i MC\_KOP ukazují odlišný tvar průběhu vnitřní síly a jsou spolu ve výborné shodě. Hodnoty ohybových momentů se ovšem dají považovat za nereálně vysoké, a to hlavně v oblasti počvy.

Při pohledu na červené čárkované linie představující HS modely z fáze II vidíme, že shoda mezi GL\_NS a KOP přístupy zde stále panuje, s výjimkou určitých rozdílů v opěří a počvě tunelu, jež mohou být způsobeny právě odlišným způsobem zahrnutí historie zeminy (dle Obr.6-2).

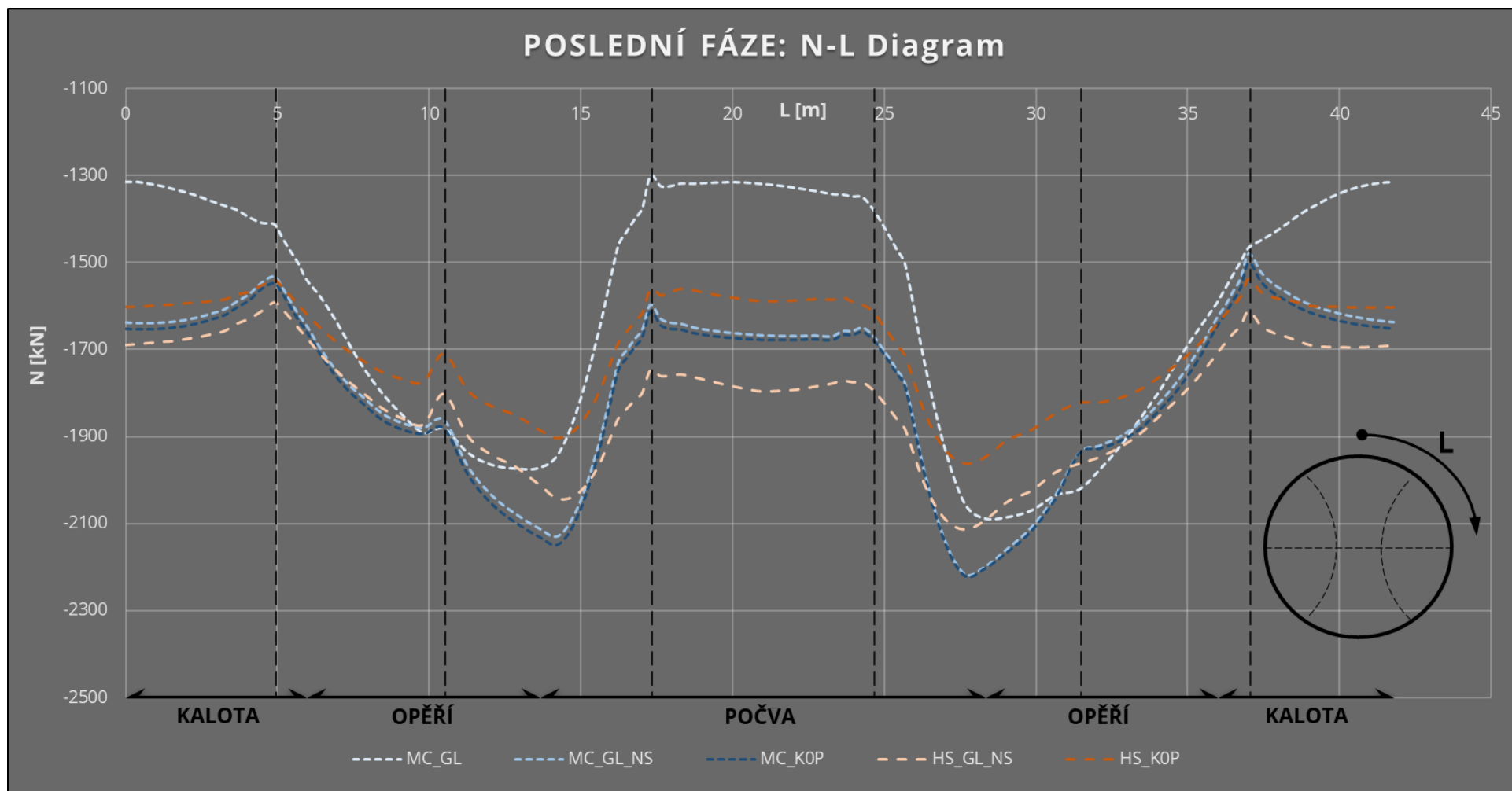
Na Obr.6-5 vidíme graf normálových sil  $N$  ostění tunelu v poslední fázi výstavby v závislosti na délce střednice ostění  $L$ . Při pohledu na modré tečkované linie MC modelů je patrný kvalitativní i kvantitativní rozdíl mezi MC\_GL linií a zbylými dvěma průběhy, které jsou spolu zнову ve výborné shodě. MC\_GL\_NS a MC\_KOP linie ukazují vyšší hodnoty normálových sil v počvě a kalotě tunelu, což koresponduje s nižšími vykázanými deformacemi v těchto částech tunelu.

Když se dále zaměříme na porovnání HS modelů z fáze II, vidíme, že kvalitativně jsou si velmi blízké, kvantitativně ovšem ukazují určité rozdíly. HS\_KOP predikuje menší hodnoty normálových sil než HS\_GL\_NS, kde největší rozdíly jsou vykazovány v počvě tunelu.

Určení korektního postupu stanovení počátečních podmínek v analýzách ve fázi I bylo klíčové pro další fáze modelování. Na základě MC modelů bylo zjištěno, že do pokročilejších modelů lze uvažovat výpočet pomocí „ $K_0$  procedure“ či „Gravity loading“ s vložením „Nil-step“. Pokud se GL takto modifikuje, lze se získanými výsledky přiblížit průběhům z KOP. GL bez modifikace je v případě podmínek této stavby nevhodné pro použití. Není ho totiž možné využít ke korektnímu generování primární napjatosti, což se projeví v nereálnosti spočtených deformací. Při zavedení faktoru překonsolidace ve fázi II se ovšem projevuje nedostatek GL\_NS postupu, poněvadž „Gravity loading“ je neschopno zahrnout vliv historie zeminy (dle Obr.6-2). Tento fakt zde byl demonstrován na příkladu HS modelů z fáze II, stejné rozdíly mezi KOP a GL\_NS modely se ovšem opakovaly i v analýzách ve fázích III a IV (s výjimkou rozdílného průběhu ohybových momentů v počvě tunelu mezi HS\_GL\_NS a HS\_KOP, který byl zaznamenán pouze ve fázi II). Jako nejvhodnější postup výpočtu počátečních podmínek tedy vyplývá „ $K_0$  procedure“. Při této metodě lze snadno dosáhnout kýžené primární napjatosti zadáním předpokládaného  $K_0$  koeficientu a zahrnout vliv historie zeminy (tzn. zahrnout parametr  $POP$ ) a tudíž korektně nastavit počáteční polohu objemové plochy plasticity.



Obr.6-4 Vliv stanovení počátečních podmínek:  $M$ - $L$  Diagram

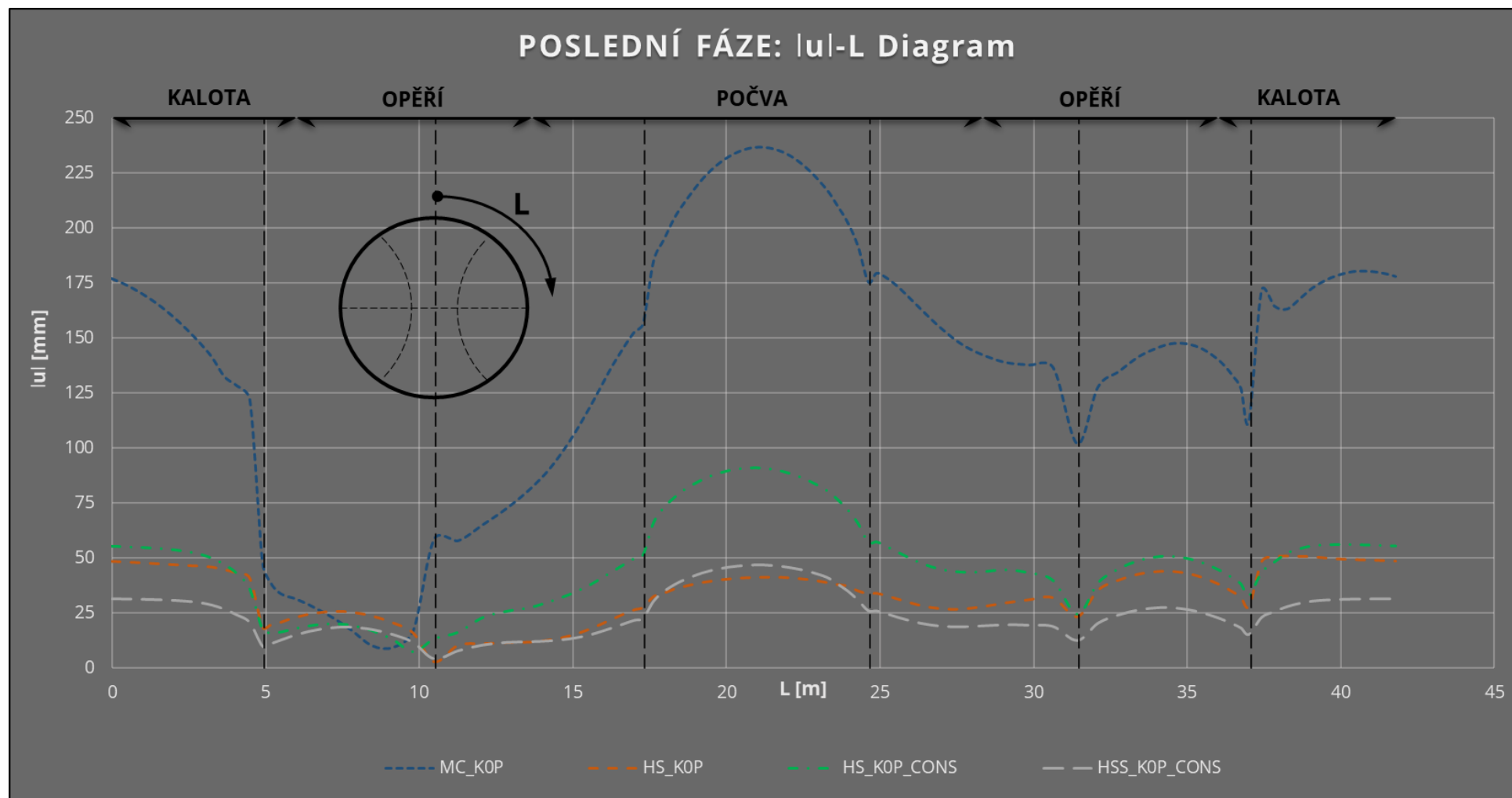


Obr.6-5 Vliv stanovení počátečních podmínek: N-L Diagram

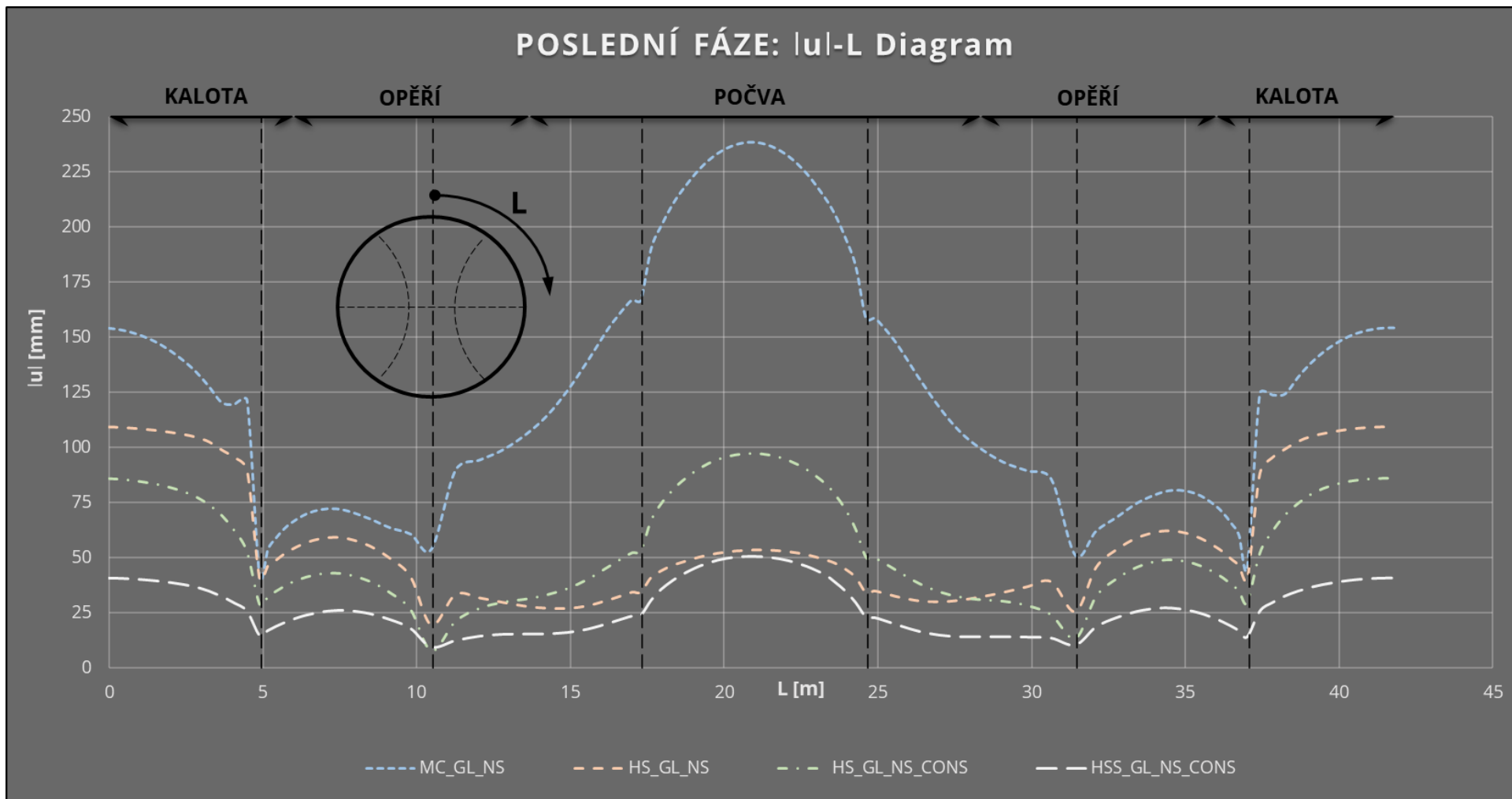
## 6.2 Zhodnocení vlivu materiálového modelu horninového prostředí a vlivu konsolidace

V této kapitole se zaměříme na rozdíly mezi modely ve fázích I, II, III a IV. Průběhy se vztahují k modelům založeným na KOP přístupu, jelikož byl určen jako nejvhodnější pro podmínky ražby tohoto tunelu. Grafy s GL\_NS přístupem jsou také přiloženy. Cílem je získat vizuální srovnání průběhů veličin  $u$ ,  $M$  a  $N$  pro různé použité materiálové modely pro překonsolidované jíly. Jsou jimi MC model (MC\_KOP), HS model (HS\_KOP), HS model s vlivem konsolidace (HS\_KOP\_CONS) a HSS model s vlivem konsolidace (HSS\_KOP\_CONS).

Na Obr.6-6 vidíme průběh deformací ostění pro čtyři různé matematické modely. Modrá tečkovaná linie představuje MC model. Ačkoli se jedná o nejlepší model z fáze I, hodnoty posunů, dosahujících až nižších desítek cm, jsou příliš vysoké a nerealistické. Nesymetričnost křivky dle osy tunelu je zřejmě způsobena mírným ukloněním geologických vrstev směrem vpravo a faktem, že postup ražby tunelu není symetrický. Oranžová krátce čárkovaná linie představuje HS model s plastickým nastavením kroků výstavby z fáze II. Je evidentní, že s použitím tohoto pokročilejšího materiálového modelu, který lépe vystihuje reálné chování zemin, bylo dosaženo deformací až 5x menších. Zelená čerchovaná linie představuje HS model s konsolidačním výpočtem (vliv času) z fáze III. Jak lze očekávat, posuny ostění touto úpravou výpočtu narostly až na dvojnásobek (počva) v porovnání s fází II. Tmavě šedá dlouze čárkovaná linie ukazuje posuny z modelu z fáze IV. Jedná se o HSS model s uvažováním tuhostí při malých a velmi malých přetvořeních (rovněž stejný konsolidační výpočet jako ve fázi III). Posuny touto úpravou klesly v porovnání z fází III až o 50 %. Rozdíly jsou největší v oblastech kaloty a počvy tunelu. Můžeme si povšimnout nesymetrickosti všech HS křivek. V tomto případě důvod pravděpodobně nespočívá jen v náklonu geologických vrstev a nesymetričnosti ražby, nýbrž i v způsobu výpočtu počátečních podmínek. Tento fakt lze hezky pozorovat při srovnání s Obr.6-7. Na tomto grafu vidíme ekvivalentní výpočty k těm na Obr.6-6 (KOP), ale s využitím GL\_NS. Můžeme si povšimnout, že zde jsou průběhy deformací velmi symetrické. Vysvětlením je pravděpodobně zahrnutí historie masivu do KOP výpočtů. Při použití KOP jsou posuny v levém opěří (na grafu vpravo) vyšší, poněvadž se jedná o „větší“ podmínky přetížení než v pravém opěří (na grafu vlevo), což je dáno náklonem masivu jílu. Z hlediska „K<sub>0</sub> procedure“ tedy na levé a pravé straně tunelu probíhají odlišné elastické či plastické změny. Při použití GL\_NS jsou posuny velmi symetrické, poněvadž tento přístup nezahrnuje plastické změny, které v historii v masivu proběhly. Z hlediska GL\_NS probíhají na levé i pravé straně tunelu stejné plastické změny dle křivky prvotního přetížení (vysvětleno na Obr.6-2).



Obr.6-6 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $u$ -L Diagram (KOP) (osa y v měřítku 1:2 vůči  $u$ -L Diagram v kap. 6.1)



Obr.6-7 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $u$ - $L$  Diagram (GL\_NS) (osa y v měřítku 1:2 vůči  $u$ - $L$  Diagram v kap. 6.1)



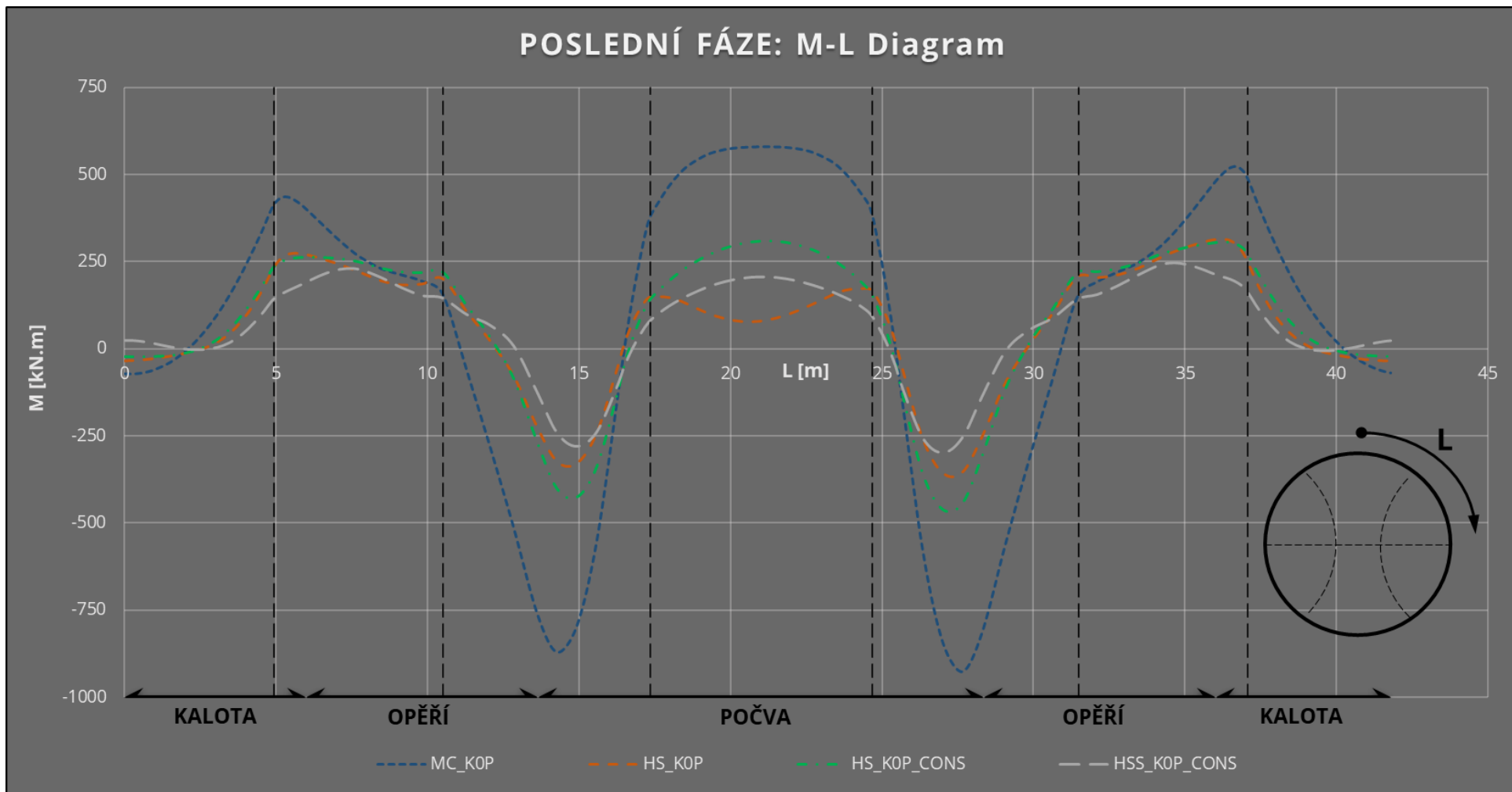
Na Obr.6-8 vidíme průběhy ohybových momentů. Můžeme pozorovat podobné rozdíly jako v případě deformací. Zatímco MC model predikuje výrazné vnitřní síly, HS modely predikují hodnoty až 2x menší. Rozdíly mezi všemi modely jsou největší v oblasti dna a přechodu mezi opěřím a dnem čili v oblasti s podmínkami odtížení. Modelování podmínek odtížení je obecně známé úskalí matematického modelování zemin, zvláště v kombinaci s MC modelem. Nejmenší ohybové momenty vykazuje logicky křivka HSS vlivem uvažování vysokých tuhostí zeminy při malých přetvořeních. Zajímavým rozdílem mezi HS modely je pokles oranžové linie v oblasti počvy tunelu směrem k ose  $x$ . Na Obr.6-9, kde vidíme ekvivalentní výpočty provedené přístupem GL\_NS, lze tento rozdíl u křivky světle oranžové také pozorovat, i když pokles je zde mnohem méně výrazný.

Na Obr.6-10 jsou k vidění průběhy normálových sil. Opět můžeme pozorovat, že MC model z fáze I predikuje největší vnitřní síly. Použitím HS modelu dojde ke snížení normálových sil a zavedením HS modelu s konsolidací zase ke zvýšení. Nejnižší normálové síly predikuje znovu HSS model s konsolidací. Při pohledu na GL\_NS průběhy (Obr.6-11) lze vidět podobný proces s tím rozdílem, že všechny HS křivky jsou posunuty dolů směrem k MC křivce a predikují tak vyšší síly.

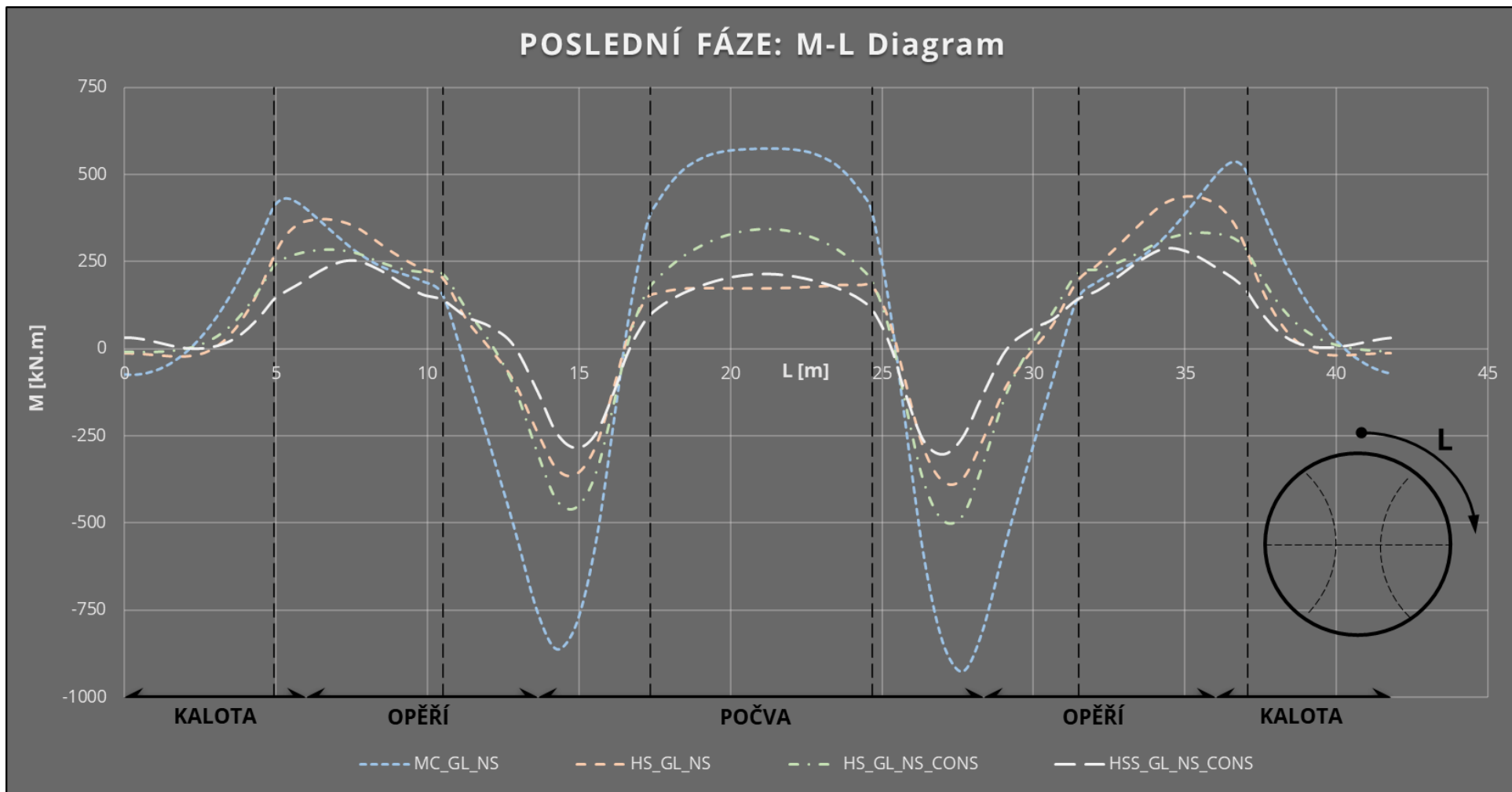
Výpočty z fází I, II, III a IV názorně ukázaly, jakým způsobem se mění průběhy deformací a vnitřních sil v závislosti na použitém materiálovém modelu pro zeminu a v závislosti na uvažování faktoru času (konsolidace). Zatímco MC modely predikují vysoké deformace a ohybové momenty, pokročilejší modely ukazují hodnoty nižší. Ukázalo se, že zavedením vlivu konsolidace dochází v HS modelu k navýšení deformací i vnitřních sil, naopak uvažováním zvýšených tuhostí se dá docílit hodnot výrazně nižších. HSS model s konsolidací predikoval ve všech případech nejnižší hodnoty sledovaných veličin.

Použitím „Gravity loading s Nil-step“ dochází k zanedbání vlivu překonsolidace na počáteční polohu objemové plochy plasticity, a tudíž na velikost elastické domény (viz. Obr.6-2). Tento fakt se mohl projevit v symetrii posunutí ostění, kterou modely využívající „K<sub>0</sub> procedure“ nepredikovaly. Rovněž by zde mohlo hrát roli uklonění geologických vrstev a vliv nesymetrického postupu ražby tunelu.

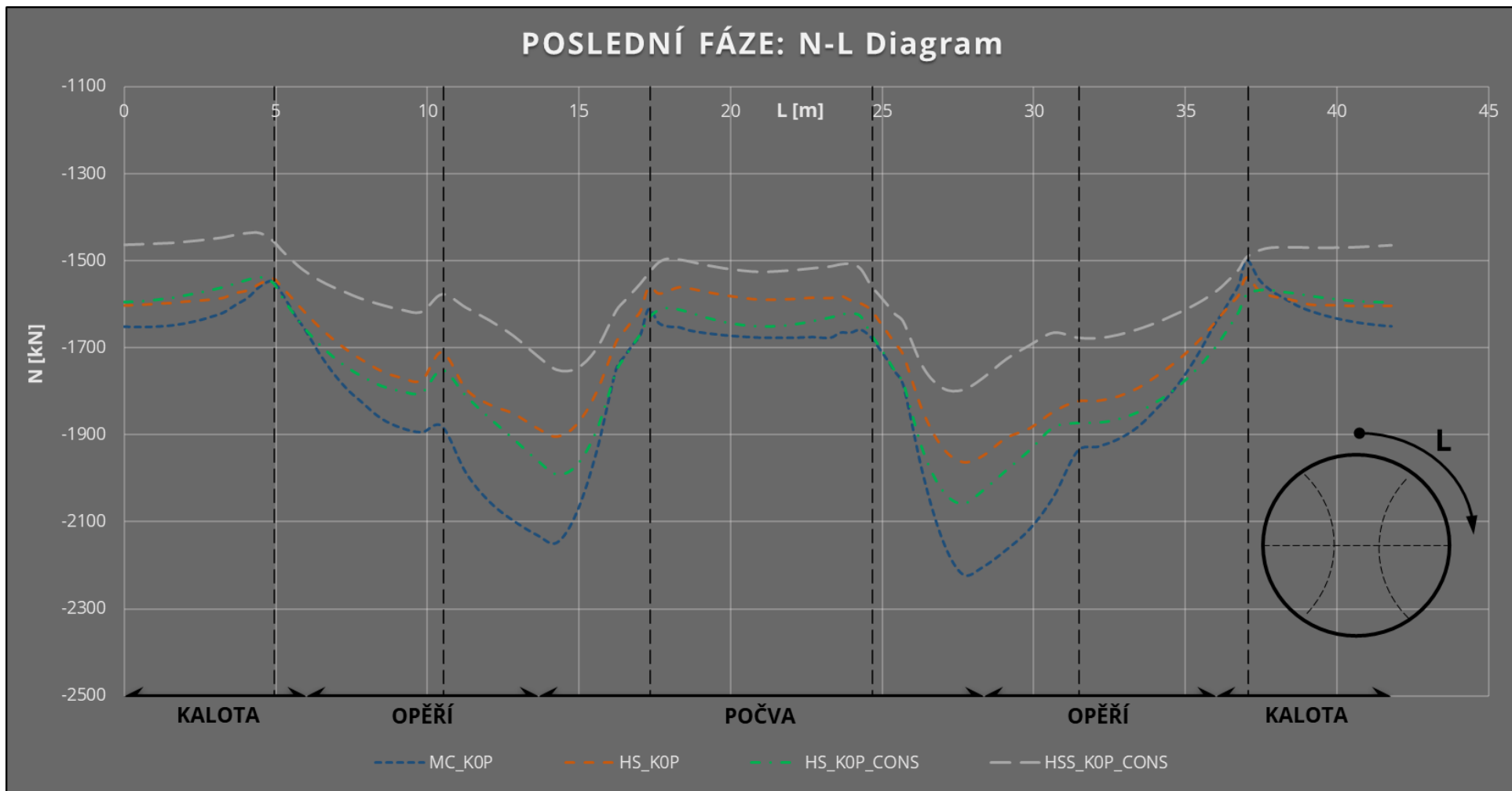
Zavedení pokročilejších parametrů zemin do matematických modelů (tuhosti při malých a velmi malých přetvořeních či překonsolidace zeminy) přineslo přesnější a reálnější výsledky. To lze vidět např. na hodnotách deformací ostění, kde maximální hodnota posunu predikovaného HSS modelem byla 47 mm. Několik dalších výhod využití HS, HSS modelu a konsolidační analýzy lze vidět na srovnáních z Plaxis 2D na obrázcích 6-12 až 6-15.



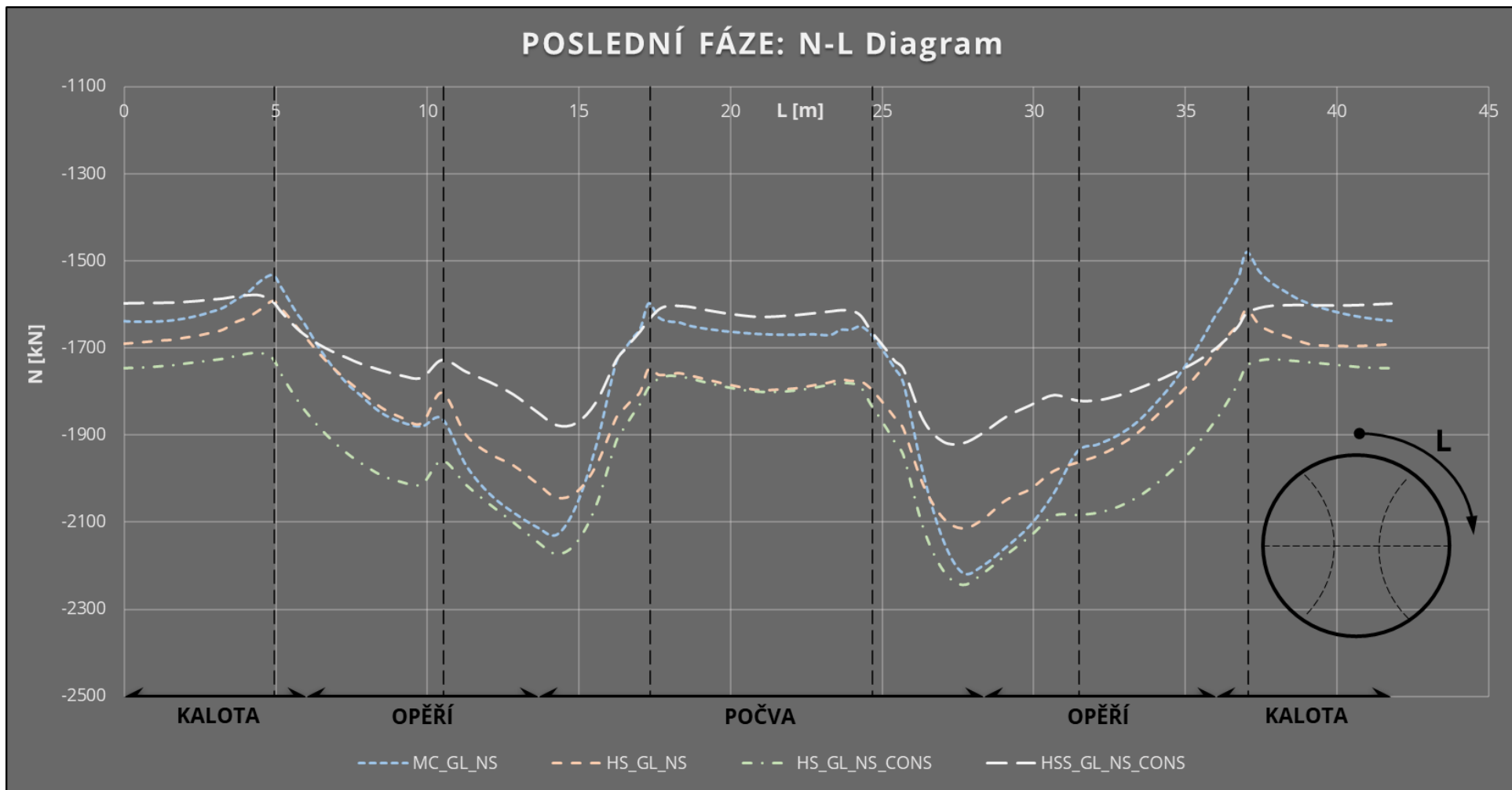
Obr.6-8 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $M$ - $L$  Diagram (KOP)



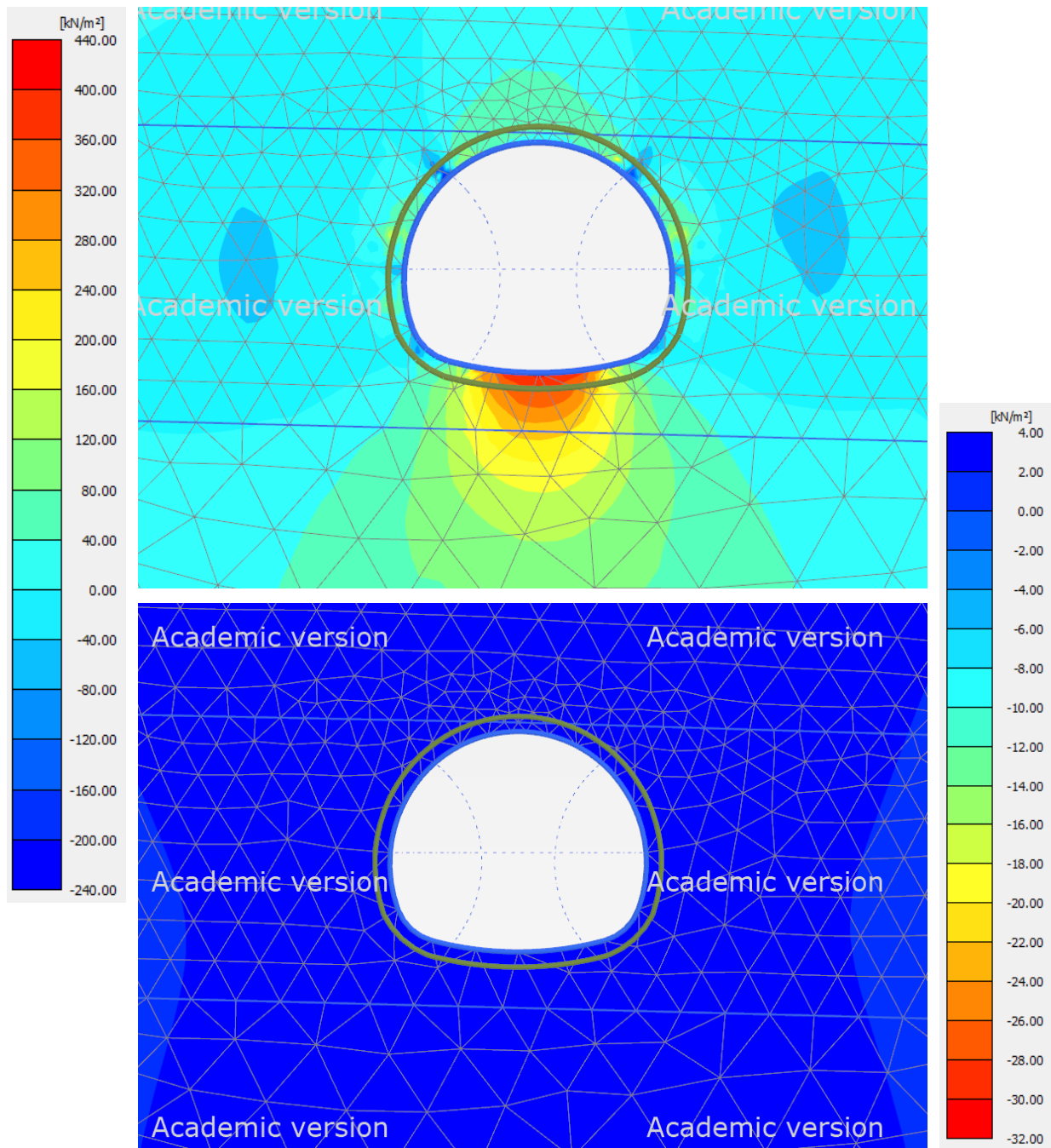
Obr.6-9 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $M$ - $L$  Diagram (GL\_NS)



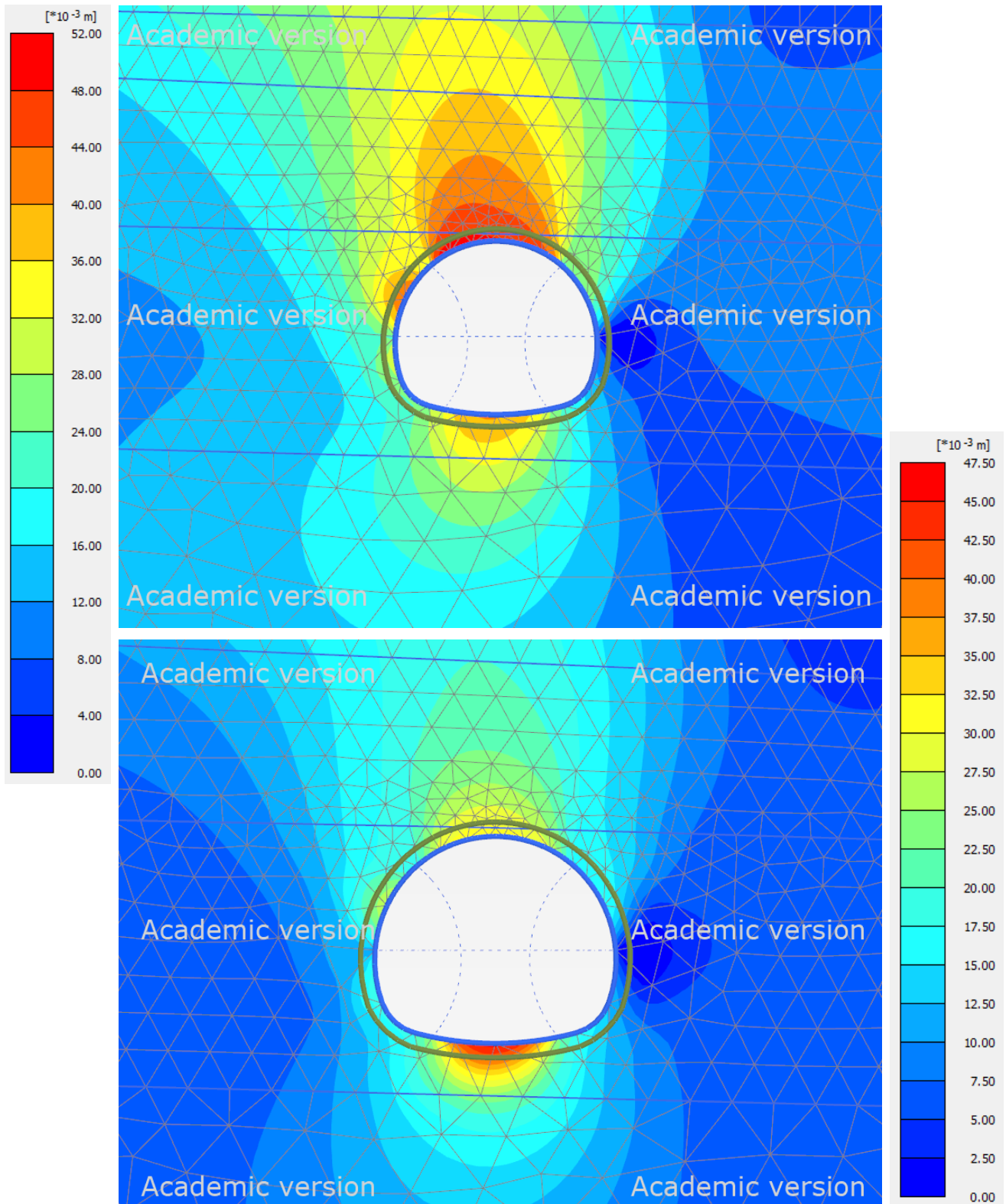
Obr.6-10 Vliv materiálového modelu horninového prostředí: N-L Diagram (K0P)



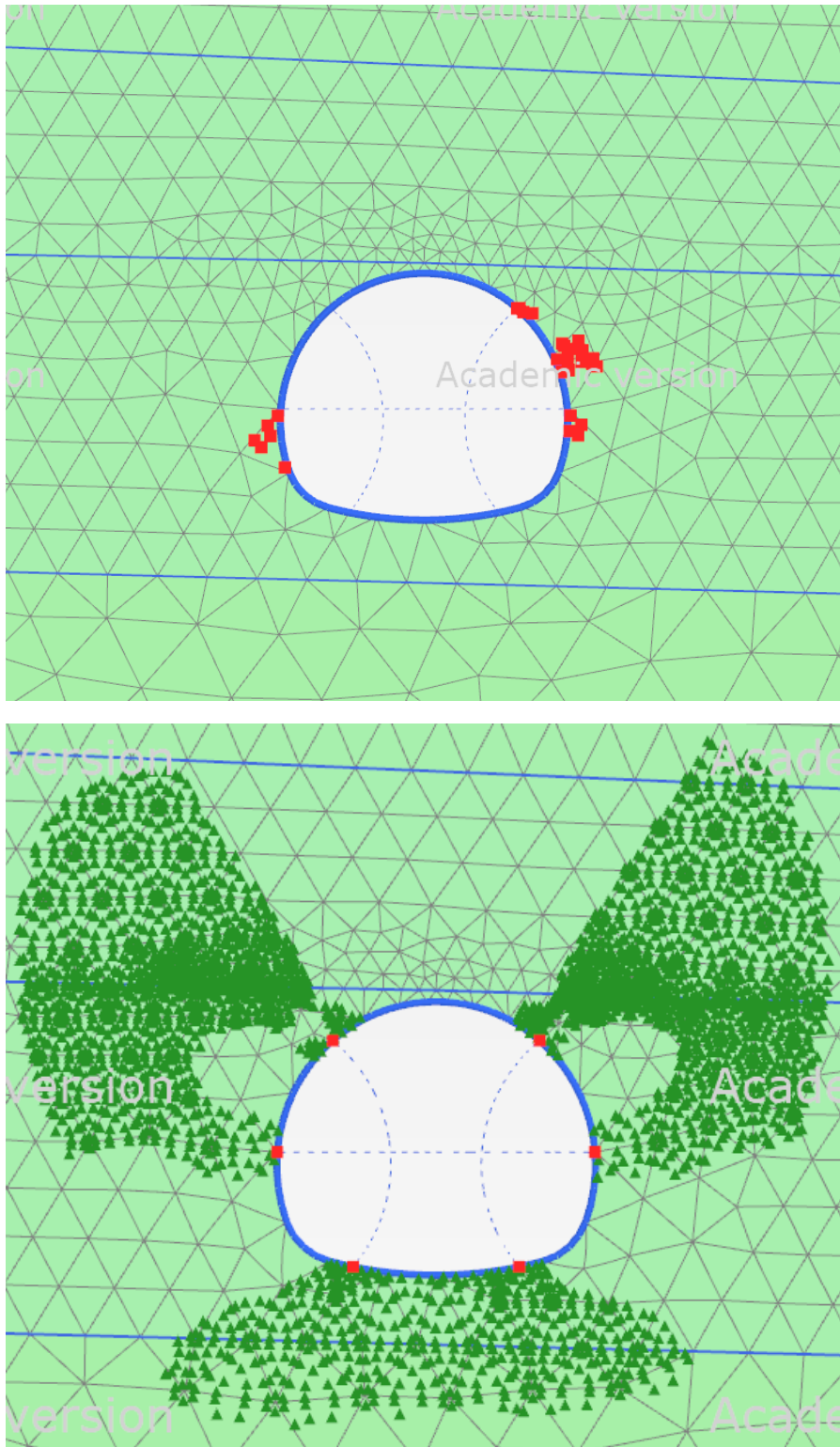
Obr.6-11 Vliv materiálového modelu horninového prostředí: N-L Diagram (GL\_NS)



Obr.6-12 Zvýšené pórové tlaky  $p_{excess}$ : nahoře HS\_K0P (plastický výpočet), dole HS\_K0P\_CONS (konsolidační výpočet) – pórové tlaky jsou disipovány

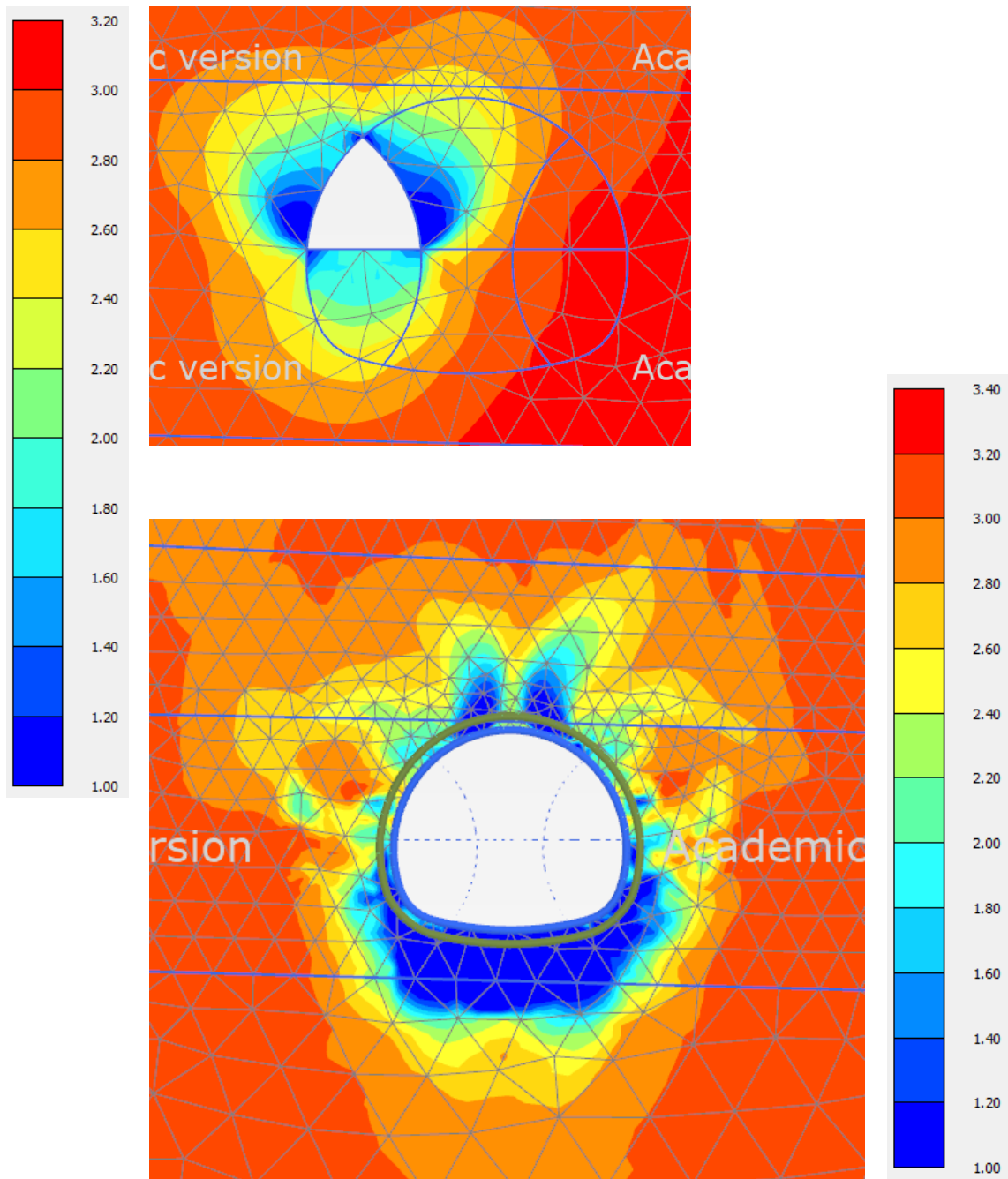


Obr.6-13 Celkové posuny v jílovém masivu: nahoře HS\_K0P (plastický výpočet), dole HSS\_K0P\_CONS (konsolidanční výpočet s tuhostmi při malých a velmi malých přetvořeních) – diametrálně odlišná predikovaná posunutí v kalotě tunelu



Obr.6-14 Plastické body v jílovém masivu: nahoře MC\_KOP (plastický výpočet), dole HSS\_KOP\_CONS (konsolidační výpočet s tuhostmi při malých a velmi malých přetvořeních) – v MC modelu je obálka plasticity statická – pouze body porušení (červená), v HS modelu probíhá smykové zpevnování zeminy (zelená) a obálka plasticity se posouvá



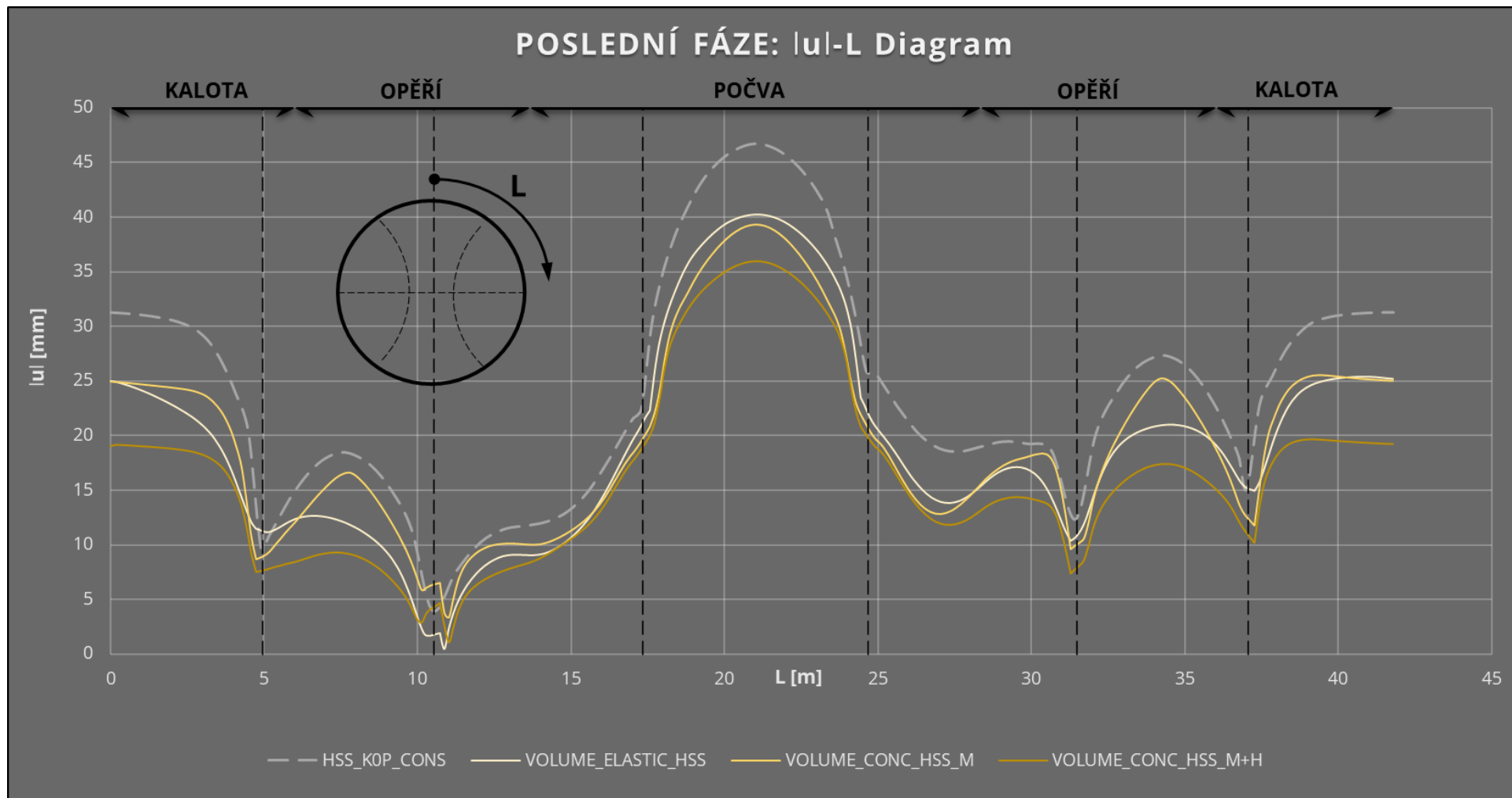


Obr.6-15 Poměr  $G/G_{ur}$  ( $>1 \rightarrow HSS$ ,  $=1 \rightarrow HS$ ): HSS\_KOP\_CONS (konsolidanční výpočet s tuhostmi při malých a velmi malých přetvořeních) - nahoře vyražení první štoly, dole finální fáze odstranění dočasného ostění - barva jiná než tmavě modrá značí využívání zvýšených tuhostí zeminy při malých přetvořeních

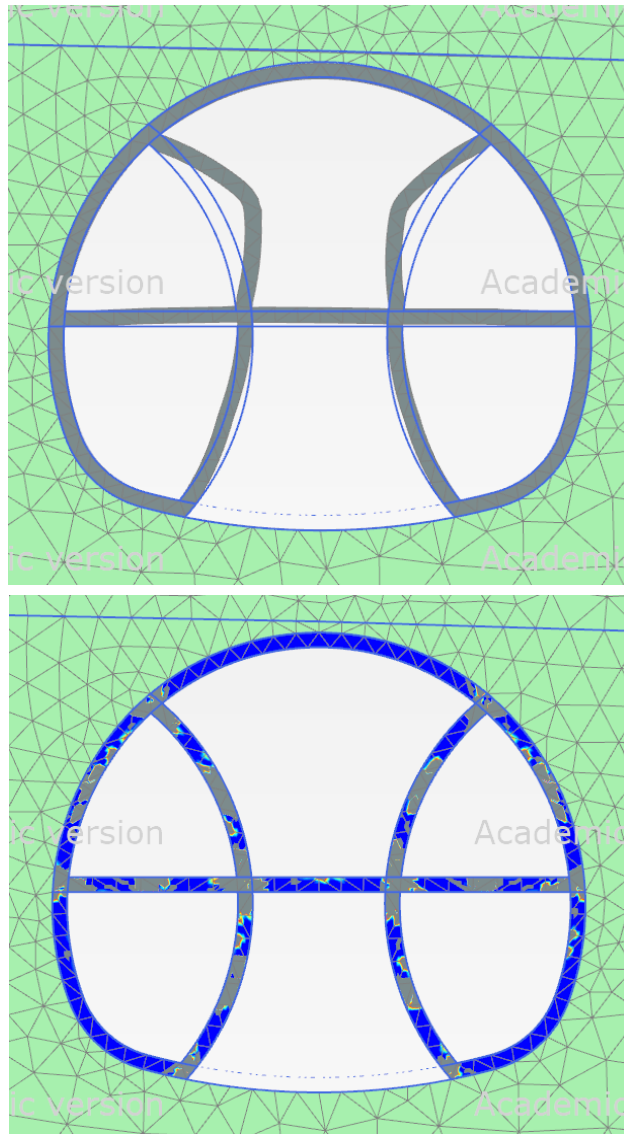
### 6.3 Zhodnocení vlivu materiálového modelu stříkaného betonu

V této kapitole budou zhodnoceny analýzy z fáze V a VI. Jedná se o analýzy, k nimž byl využit stejně jako ve fázi IV materiálový model HSS pro horninové prostředí, ale ostění ze stříkaného betonu je modelováno pomocí objemových prvků (volume plates). Pro analýzu ve fázi V byl těmto objemovým prvkům přiřazen elastický materiálový model a výpočet byl stejně jako ve analýzách I-IV rozfázován dle přístupu mladý/vyzrálý beton. Pro dvě analýzy ve fázi VI byl objemovým prvkům přiřazen SH model. Z důvodu použití SH modelu je třeba stříkaný beton (objemové prvky) vyztužit, k čemuž byly použity prvky „plate“. V první z těchto dvou analýz jsou deskostěnovým prvkům zadány parametry výztužných sítí (model tedy reprezentuje železobeton), ve druhé analýze jsou k těmto hodnotám přičteny parametry tuhé výztuže (model tedy reprezentuje průřez vyztužen betonářskou a tuhou výztuží dle zásad Kernbauweise). Ve všech třech analýzách ve fázích V a VI byl použit přístup „K<sub>0</sub> procedure“ pro stanovení počátečních podmínek. Proto jsou modely pojmenovány VOLUME\_ELASTIC\_HSS (nevyztužené elastické objemové prvky), VOLUME\_CONC\_HSS\_M (objemové prvky využívající SH model (v Plaxisu nazýván Concrete model) vyztužené sítěmi (mesh)), VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H (objemové prvky využívající SH model (Concrete model) vyztužené sítěmi a profilem HEB (mesh+HEB)). Tyto modely budou srovnávány s modelem HSS\_K0P\_CONS, jelikož z něj vychází.

Na Obr.6-16 vidíme průběh posunutí  $u$  po střednici ostění. Je evidentní, že nejdokonalejší z deskostěnových modelů, který představuje šedá dlouze čárkovaná linie, leží nad objemovými modely a vykazuje tedy vyšší deformace. Rozdíly jsou nejmarkantnější v kalotě a počvě tunelu. Nejsvětější ze žlutých linií představuje objemový model s elastickým materiálovým modelem. Takový model je značně zjednodušen, jelikož přípoje dočasného na trvalé ostění jsou v modelu dokonale tuhé – takový stav neodpovídá realitě, neboť v těchto místech platí předpoklad vzniku plastických kloubů. Při pohledu na posunutí finálního ostění je zřejmé, že tato analýza vykazuje nižší posuny než HSS\_K0P\_CONS. Důvodem jsou zřejmě ony tuhé spoje, jelikož v deskostěnovém modelu jsou modelovány jako dokonale kloubové. Středně žlutá linie, která ukazuje posuny SH modelu vyztuženého sítěmi, vykazuje nižší posuny než HSS\_K0P\_CONS. Takové rozdíly jsou logické z pohledu tuhosti ostění, kdy do deskostěnového modelu jsou zadávány pouze tuhosti stříkaného betonu, zatímco zde objemový prvek představuje tuhost betonu a vložený nosník ještě tuhost výztužných sítí (bez výztuže by se beton s SH modelem porušil (Obr.6-17)). Křivka VOLUME\_CONC\_HSS\_M tedy dle předpokladů vykazuje vyšší tuhost nežli HSS\_K0P\_CONS. Tmavě žlutá linie, představující SH model vyztužen tuhou výztuží a sítěmi, predikuje nejnižší deformace. To je dáno příspěvkem tuhosti HEB profilu. Nejvyšší deformace v kalotě poté činí 19 mm a v počvě 36 mm. Na tomto zobrazení je také zřetelně vidět vliv dočasného ostění omezujícího deformace ostění trvalého, neboť v místech



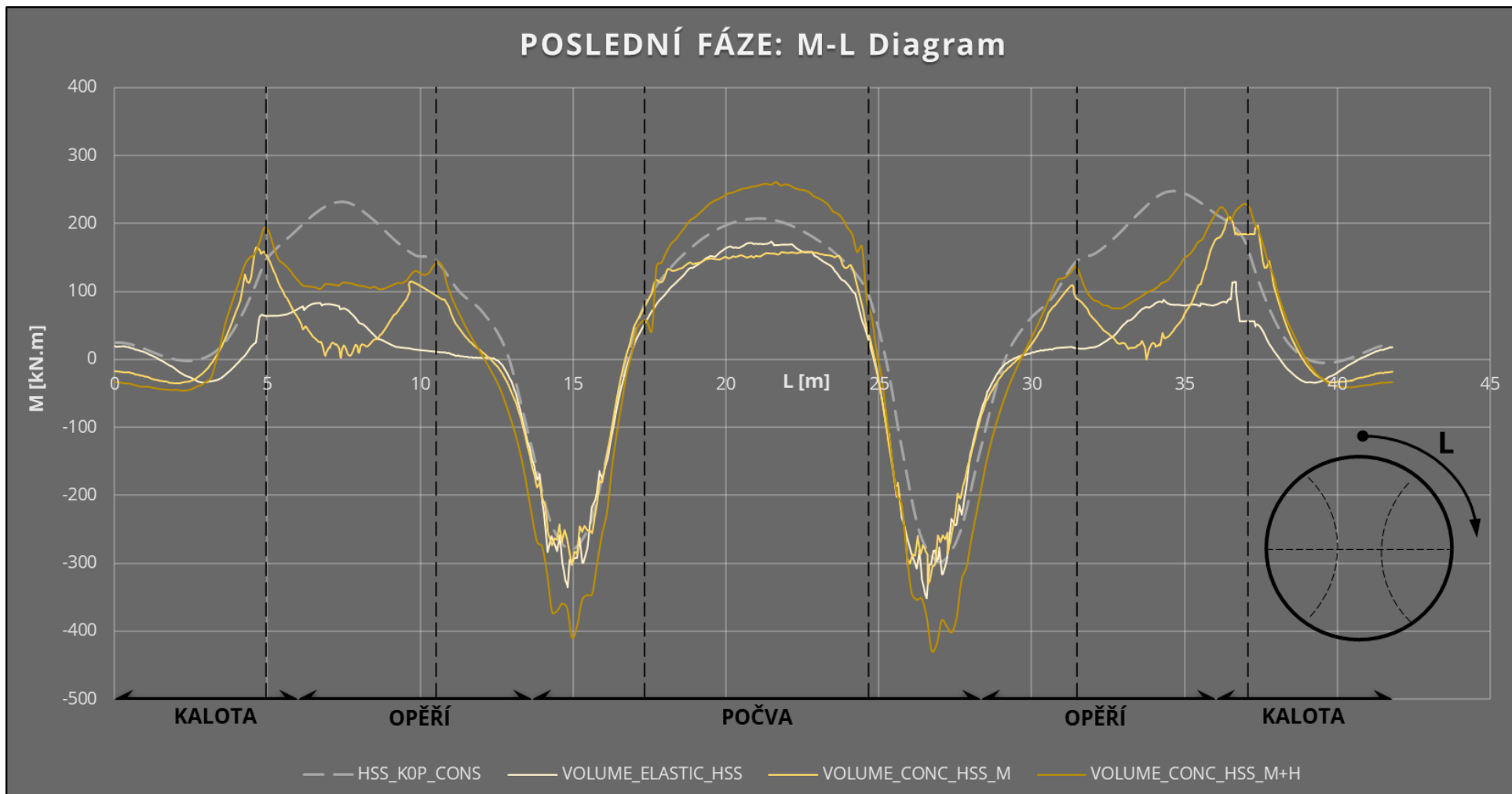
Obr.6-16 Vliv materiálového modelu stříkaného betonu:  $u$ - $L$  Diagram (KOP) (osa  $y$  v měřítku 1:10 vůči  $u$ - $L$  Diagram v kap. 6.1)



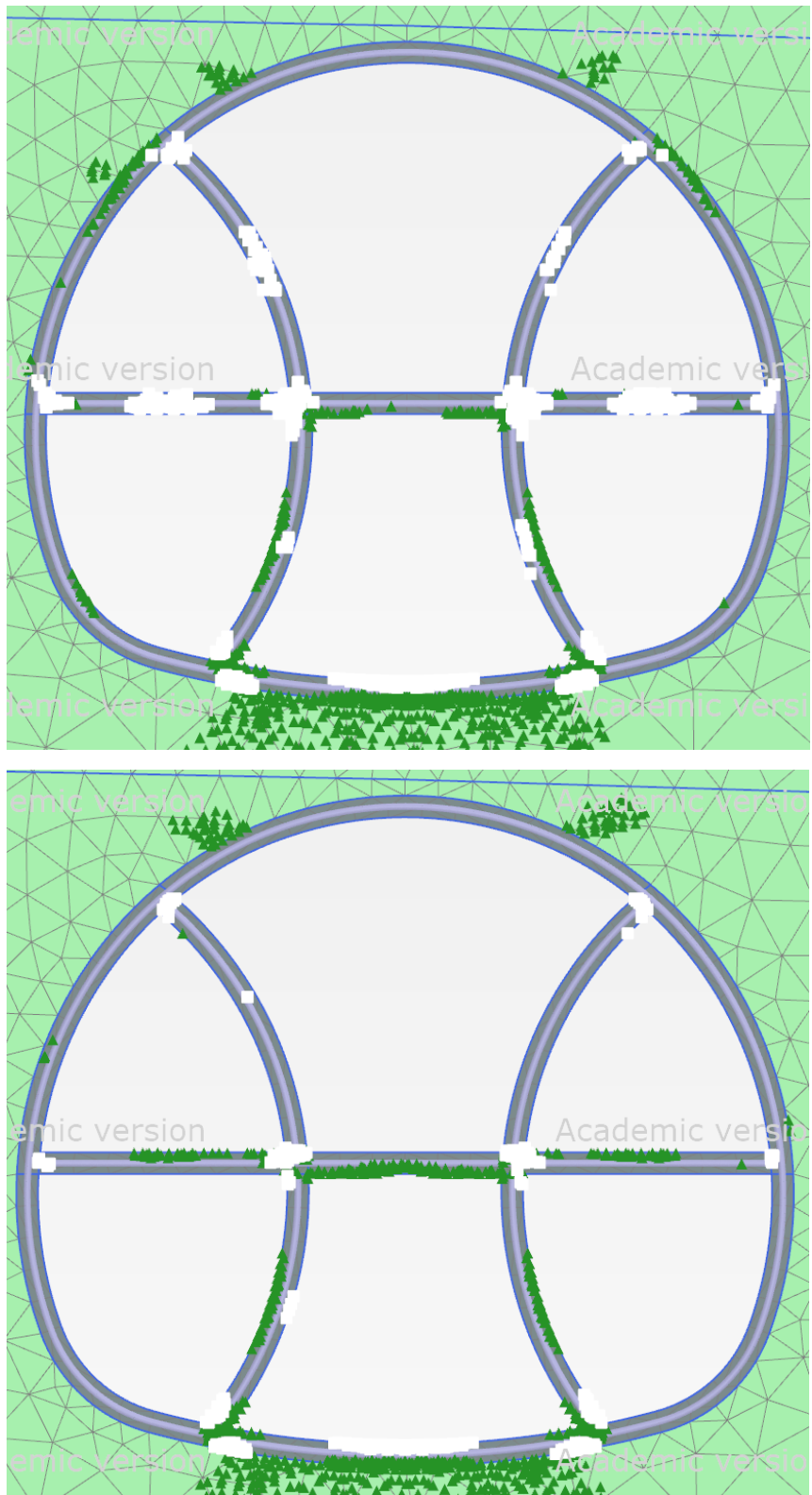
Obr.6-17 Porušení nevztuženého SH modelu při ražbě šesté štoly – nahoře posuny (true scale), dole průběh parametru řídicího změkčování betonu v tahu  $H_t$  (scale 0-1) – šedé plochy =  $H_t > 1$  = dosaženo residuální pevnosti betonu v tahu, tzn. v tomto případě pevnosti již nulové

odstranění těchto prvků jsou posuny predikované jednotlivými analýzami velmi blízké, zatímco ve „volných polích“ se projevují tuhosti jednotlivých typů ostění.

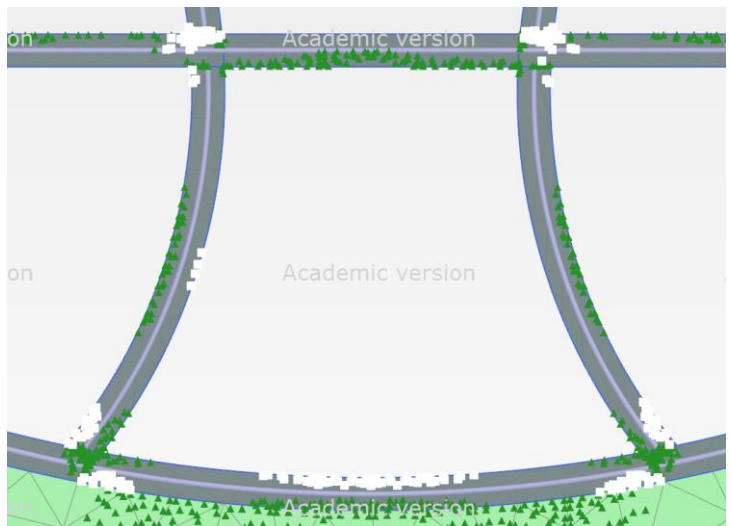
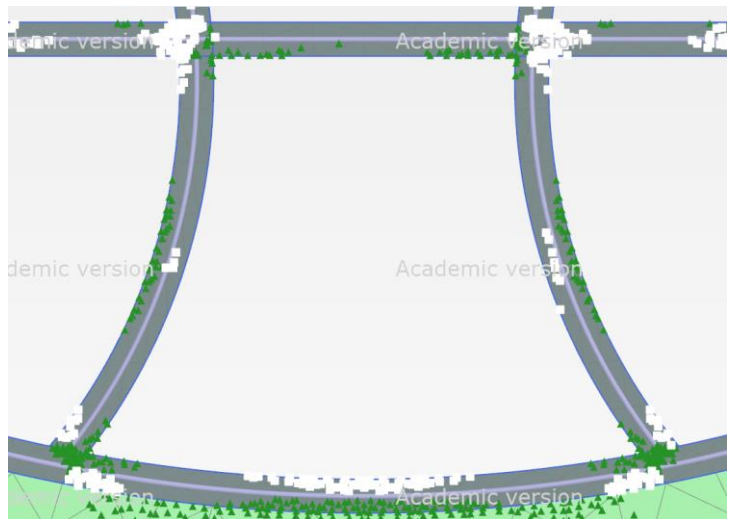
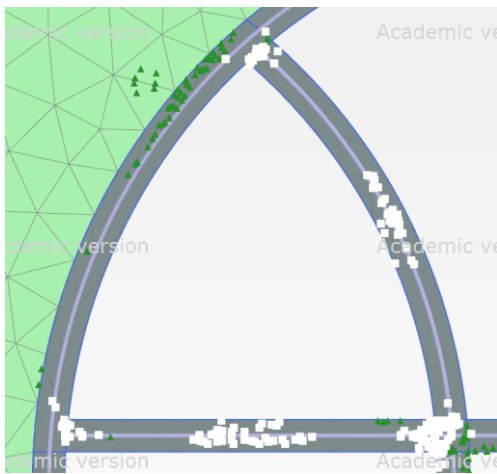
Na Obr.6-18 jsou průběhy ohybových momentů  $M$  na finálním ostění. Můžeme si povšimnout, že zatímco v oblasti dna tunelu jsou si průběhy kvalitativně podobné, v opěří a kalotě se od sebe odlišují. Rozdíly v opěří mezi deskostěnovým modelem (šedá) a kombinovanými modely jsou pravděpodobně dány faktem, že v tomto modelu je ostění zjednodušeně modelováno pomocí střednic a dočasné výztužné prvky jsou připojeny pomocí dokonalého vloženého kloubu, zatímco v objemových SH modelech vznikají v těchto oblastech plastické klouby dle nastavení tahových a tlakových časově závislých parametrů a např. plastizování a porušení betonového průřezu trhlinami postupuje dle mj. dané úrovně zatížení a stáří betonu. Plastizování průřezu SH modelu popisují Obr.6-19 až 6-22, kde lze pozorovat, kde skutečně ke vzniku „kloubů“ dochází.



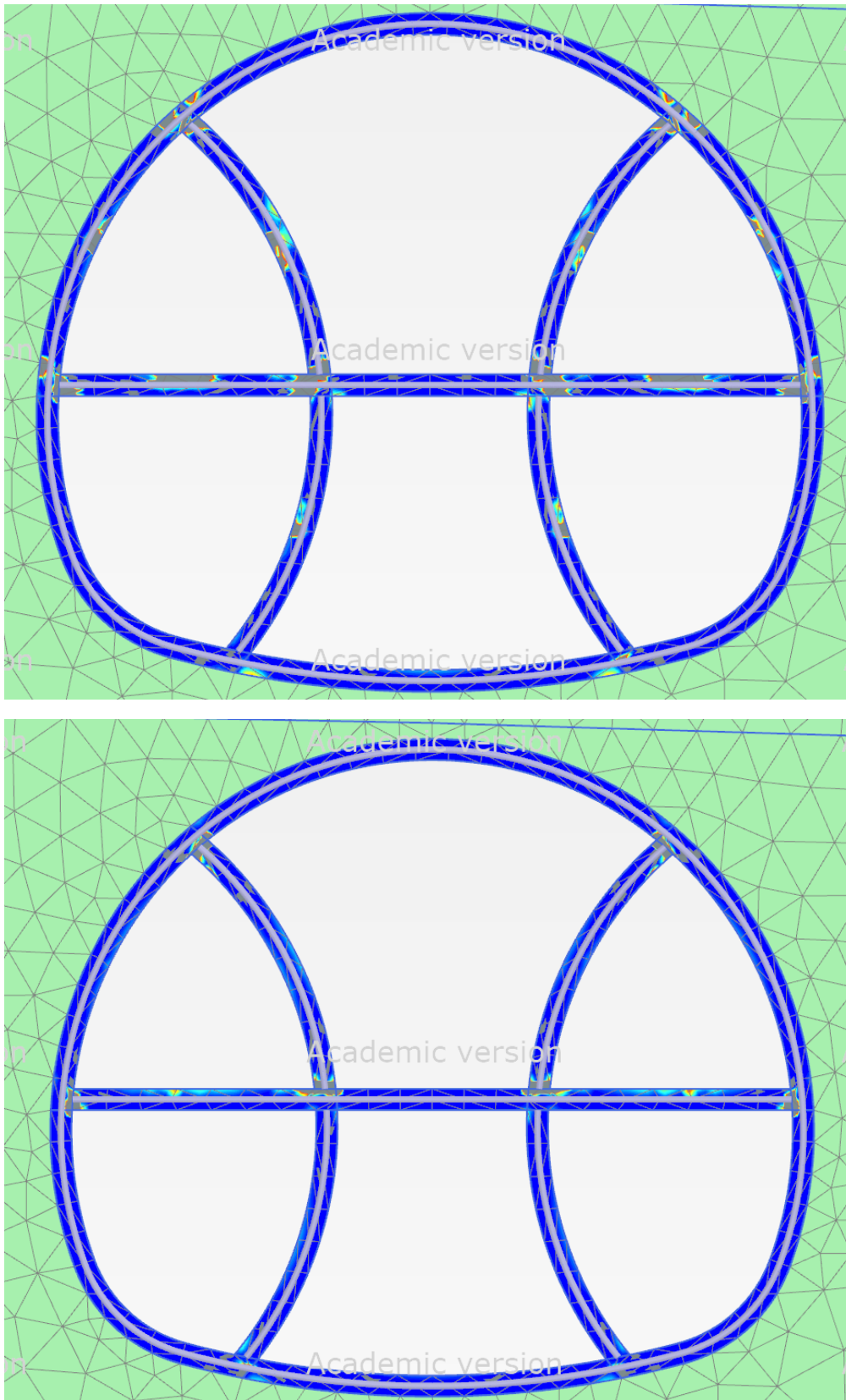
Obr.6-18 Vliv materiálového modelu stříkaného betonu:  $M$ - $L$  Diagram (K0P) (osa  $y$  v měřítku 1:2 vůči  $M$ - $L$  Diagram v kap. 6.1)



Obr.6-19 Plastické body v předposlední fázi výstavby (bílá – dosažení tahové pevnosti, zelená – zpevňování v tlaku) – nahoře VOLUME\_CONC\_HSS\_M, dole – VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H: u ostění vyztuženého HEB a sítěmi nedochází k tak rozsáhlému vývoji tahových trhlin



Obr.6-20 Plastické body v předposlední fázi výstavby - detail (bílá - dosažení tahové pevnosti, zelená - zpevnování v tlaku) - nahoře VOLUME\_CONC\_HSS\_M, dole - VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H: u ostění vyztuženého HEB a sítěmi nedochází k tak rozsáhlému vývoji tahových trhlin

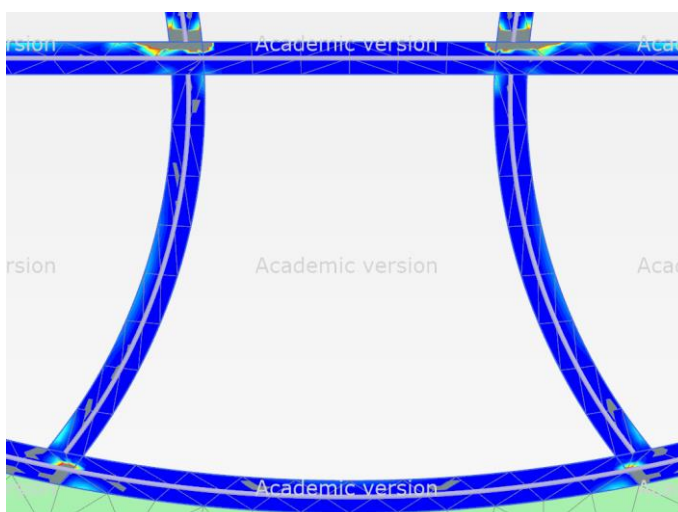
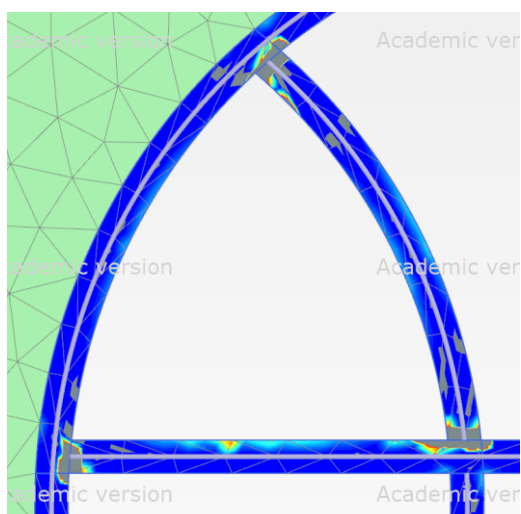
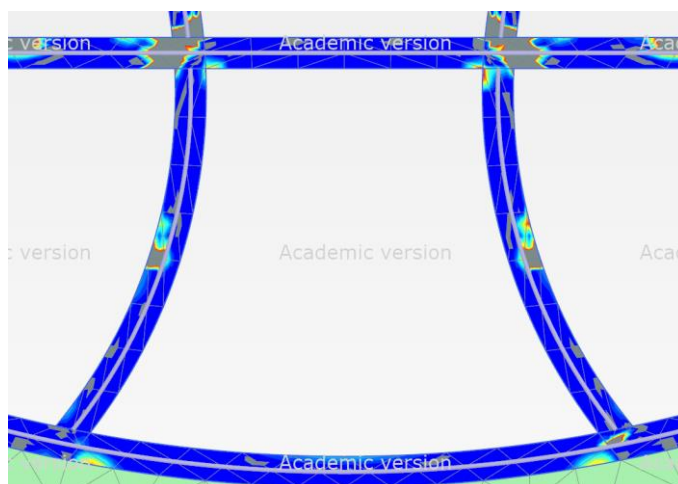
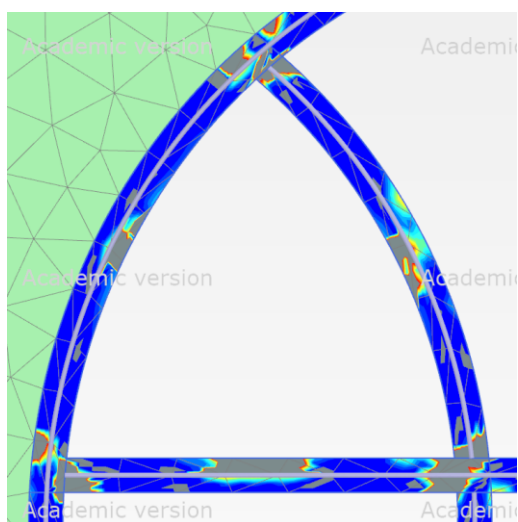


Obr.6-21 Průběh parametru řídicího změkčování betonu v tahu  $H_t$  (scale 0-1) – nahoře VOLUME\_CONC\_HSS\_M, dole - VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H: u ostění vyztuženého HEB a sítěmi nejsou šedé plochy, kde došlo k vyčerpání tahové pevnosti, tak rozsáhlé

$H_t > 1$  = dosaženo residuální pevnosti betonu v tahu

$0 \leq H_t \leq 1$  = dochází k tahovému změkčování a rozvoji trhlin





Obr.6-22 Průběh parametru řídicího změkčování betonu v tahu  $H_t$  (scale 0-1) detail – nahoře VOLUME\_CONC\_HSS\_M, dole – VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H: u ostění vyztuženého HEB a sítěmi nejsou šedé plochy, kde došlo k vyčerpání tahové pevnosti, tak rozsáhlé

$H_t > 1$  = dosaženo residuální pevnosti betonu v tahu

$0 \leq H_t \leq 1$  = dochází k tahovému změkčování a rozvoji trhlin

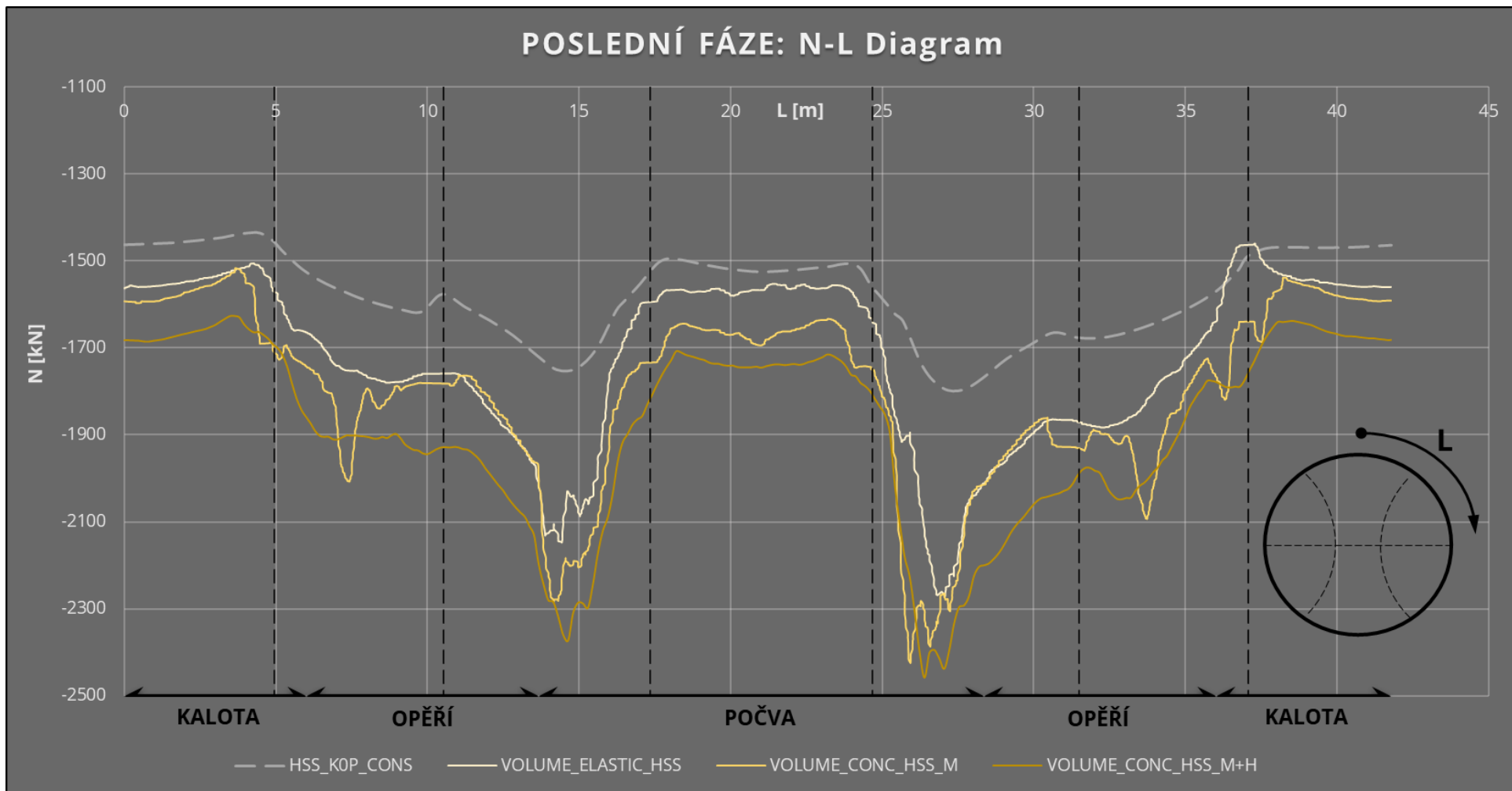
Dle Obr.6-19 až 6-22 se zdá, že předpoklad kloubového spojení mezi dočasným a trvalým ostěním byl korektní pro připojení dočasných prvků do kaloty a opěří. V napojení v počvě tunelu ale nedochází k vyčerpání tahové pevnosti a dokonce, dle zobrazení plastických bodů, k tlakovému zpevnování (Obr.6-20). Tyto skutečnosti jsou zřetelnější na průřezu vyztuženém tuze, ale lze je pozorovat i na železobetonovém průřezu. Další zajímavá oblast jsou spoje dočasného ostění, kde rovněž dochází k vyčerpání tahové pevnosti a ukazuje se, že v tomto spoji, v modelech I-IV uvažován jako tuhý, dochází k rozvoji trhlin. Vnitřní síly vznikající v tomto spoji tedy nebudou dosahovat takové úrovně jako síly v LE spoji.

Rozdílný průběh ohybových momentů v kalotě a opěří mezi VOLUME\_ELASTIC\_HSS a zbylými dvěma objemovými modely zřejmě tkví v tuhých spojích vznikajících v LE objemových prvcích. Průběhy SH objemových modelů v této oblasti se odlišují od deskostěnových modelů špičkou v místech odstranění dočasných výztužných prvků a následným poklesem směrem k ose  $x$ . Pokles je logicky větší u ostění vyztuženého sítěmi než u tužšího ostění s přídatkem HEB profilu. S tím korespondují i posuny ostění, kde tužší ostění vykazuje větší ohybový moment, ale menší deformaci.

Na Obr.6-23 vidíme průběhy normálových sil. Je evidentní, že v porovnání s HSS\_K0P\_CONS došlo opět k jejich nárůstu. Nejvyšší normálové síly vykazuje VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H, což je logické, jelikož se jedná o nejtuhší z ostění. Ostění s parametry tuhostí betonu, tuhé výztuže a výztužných sítí je schopno přebírat více účinků zatížení, které by se u měkčích systémů projeví v jiných veličinách.

Použití objemových prvků s časově závislým materiálovým modelem stříkaného betonu přineslo další snížení predikovaných posunů ostění v porovnání s nejdokonalejším z deskostěnových modelů. Vyztužení těchto objemových prvků nosníky představujících výztuž, je nutné kvůli malé tahové pevnosti betonu a tuhostní parametry těchto prvků dále ovlivňují deformace a vnitřní síly v ostění. Tužší systém (VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H) vykazuje nižší posuny a vyšší vnitřní síly oproti měkčímu systému vyztuženému sítěmi (VOLUME\_CONC\_HSS\_M) a oba tyto systémy z fáze VI predikují nižší deformace než deskostěnový model (HSS\_K0P\_CONS). Nutno podotknout, že stříkanému ostění z fáze I až V byly přiřazeny pouze parametry stříkaného betonu a nikoli ocelové výztuže. Vyztužování objemových prvků ve fázi VI bylo nutnou reakcí na tahové porušování betonu. K tomu ve fázích I až V na LE ostění nemohlo dojít, a proto nebylo uvažování parametrů výztuže nezbytné. Bylo by zajímavé provést LE modely s ekvivalentními vlastnostmi nosníků jako ve fázi VI a učinit porovnání s nimi, jelikož by došlo k odfiltrování vlivu rozdílných tuhostí systémů a lépe by se odhalily pouze vlivy použití pokročilejšího materiálového modelu.

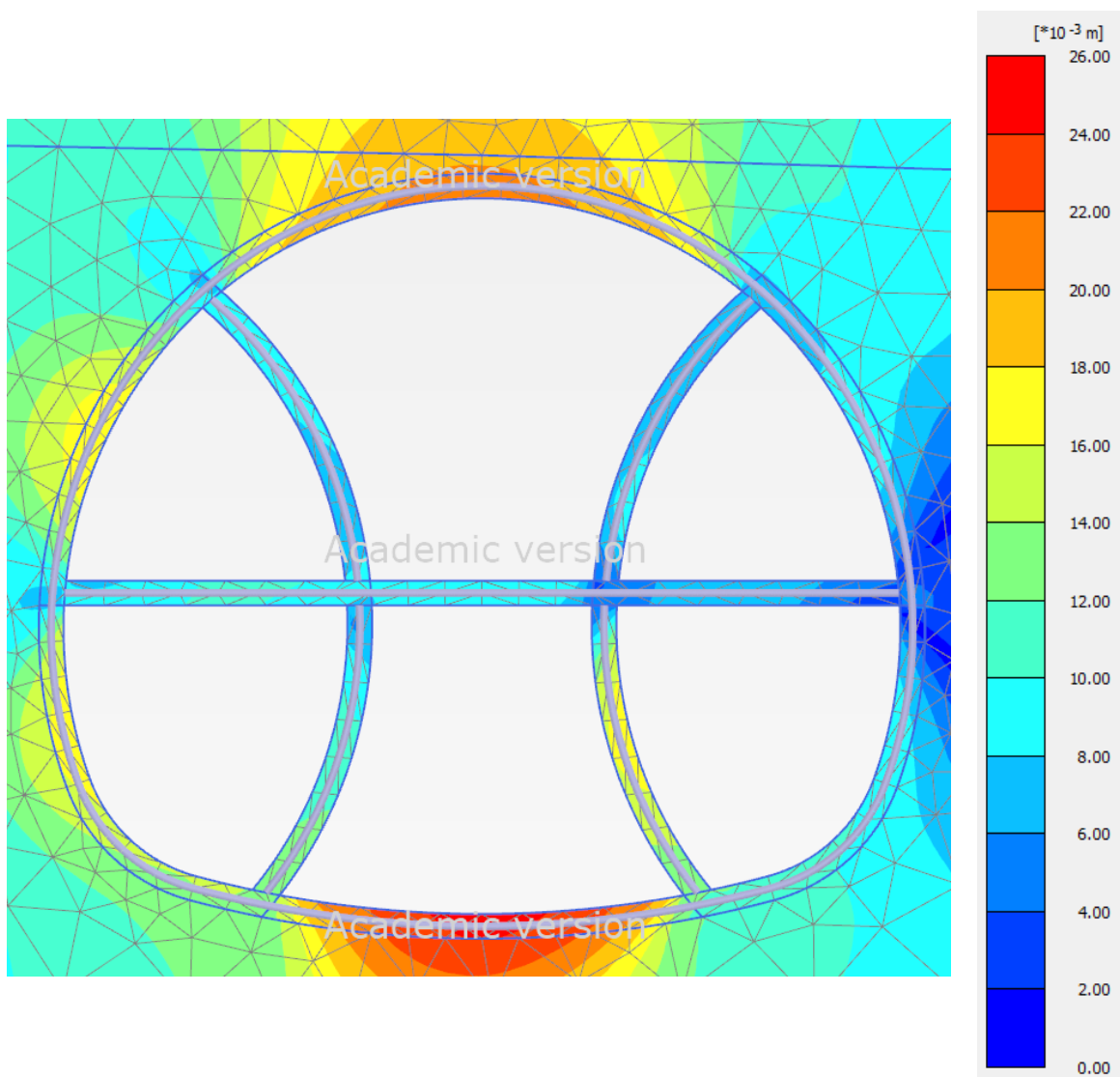
Průběhy ohybových momentů z analýz, kde bylo ostění ze stříkaného betonu modelováno



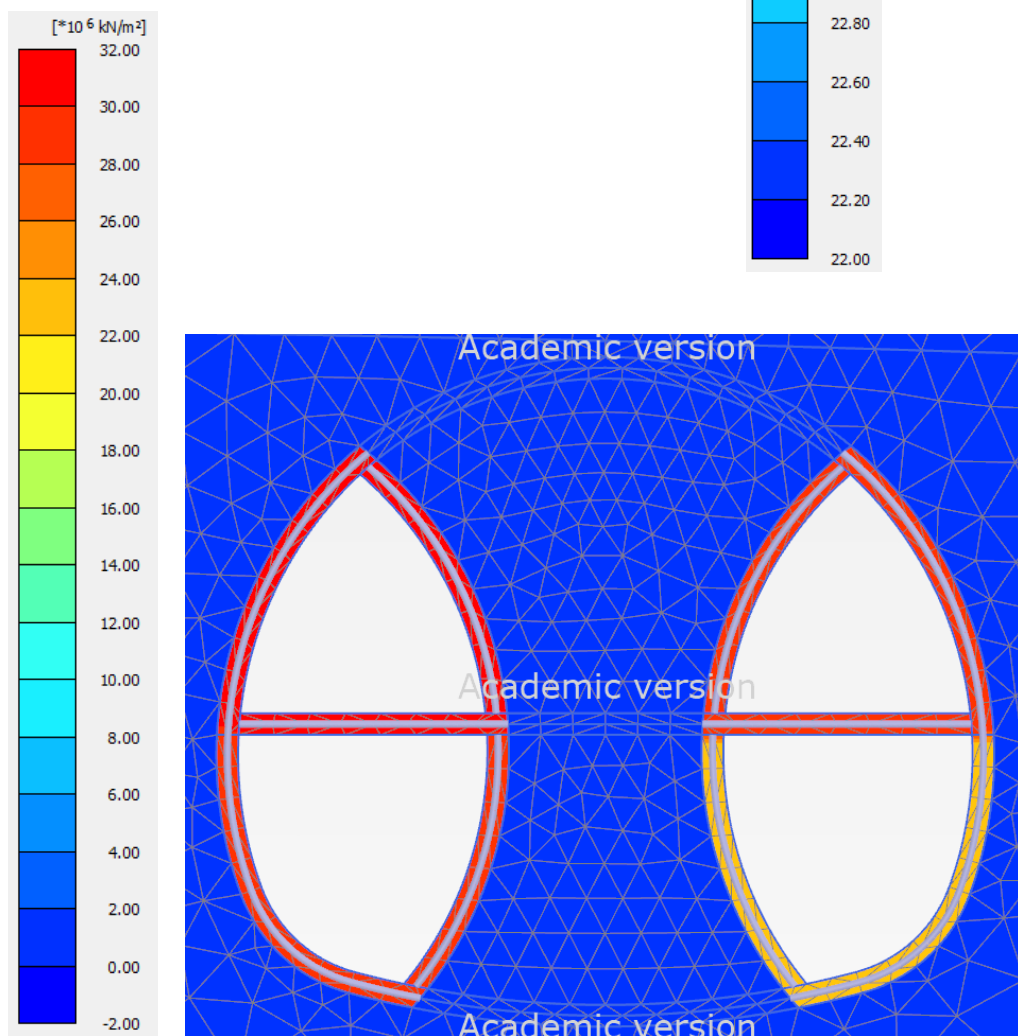
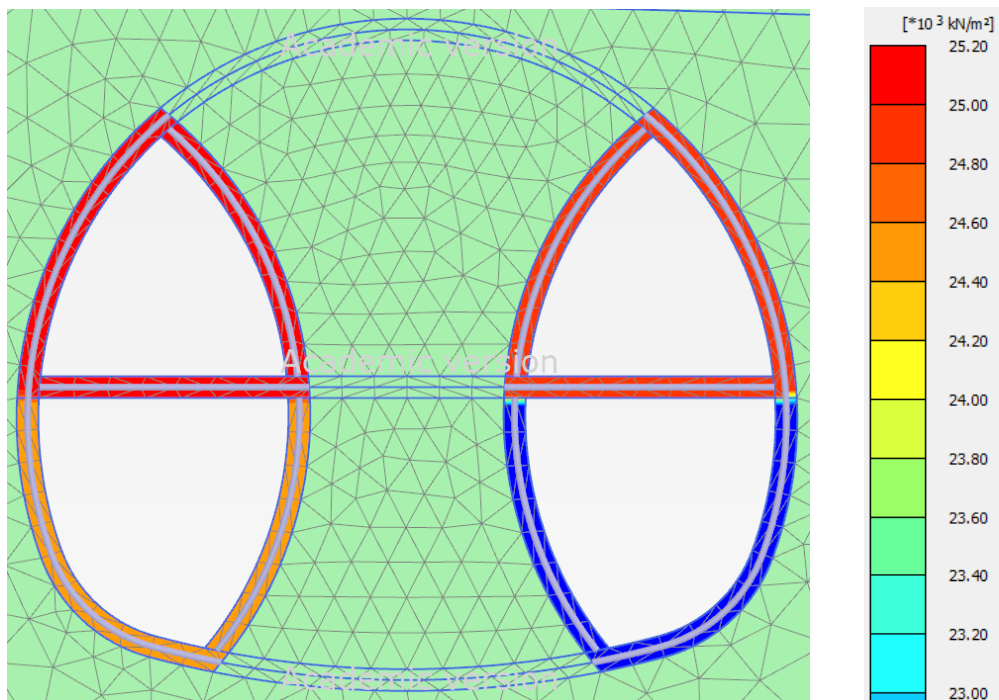
Obr.6-23 Vliv materiálového modelu stříkaného betonu: N-L Diagram (K0P)

pomocí SH objemových prvků ukazují dobrou kvalitativní i kvantitativní shodu s modelem z fáze IV v počvě tunelu, nicméně v opěří (a částečně v kalotě) jsou kvalitativně i kvantitativně značně odlišné. Získané normálové síly mají kvalitativně podobné průběhy, ale došlo k jejich navýšení. Nutno podotknout, že nárůst tlakových normálových sil, nehraje tak důležitou roli jako by tomu bylo v případě nárůstů ohybových momentů či konvergence ostění, které by z hlediska návrhu ostění tunelu byly problematictější. Beton i ocelová výztuž jsou materiály, jež namáhání tlakem zvládají spolehlivě.

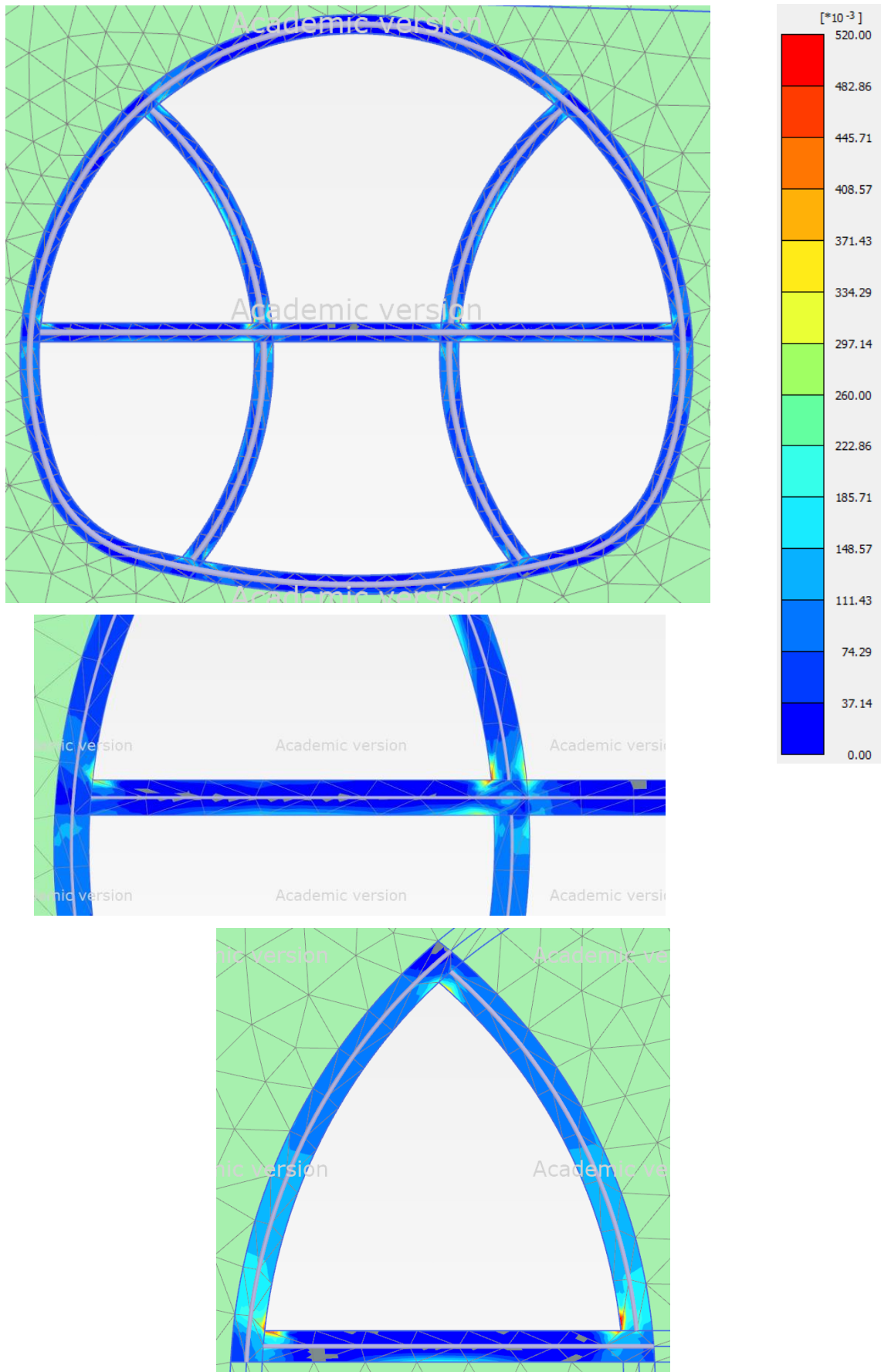
Zavedením SH modelu také došlo k redukci fází výstavby z 19 na 13. Další výhody, které tento model přináší jsou k vidění na Obr.6-19 až 6-22 a na obrázcích 6-24 až 6-26 z Plaxis 2D.



Obr.6-24 Posuny ostění  $u$  zobrazeny na skutečné tloušťce ostění



Obr.6-25 Zobrazení aktuální pevnosti betonu  $f_c$  pro danou fázi výstavby (nahore) a aktuálního modulu pružnosti betonu  $E$  (dole)

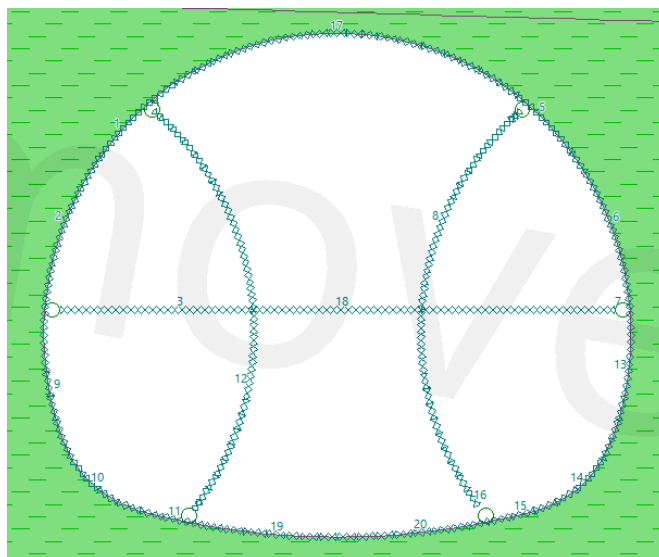


Obr.6-26 Průběh parametru řídicího zpevňování betonu v tlaku  $H_c$  (VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H): šedá místa =  $H_c=0$ , tzn. beton nezpevňuje;  $0 < H_c < 1$  = beton zpevňuje; zde  $\max H_c=0,52 < 1$ , tzn. ke změkčování nedochází

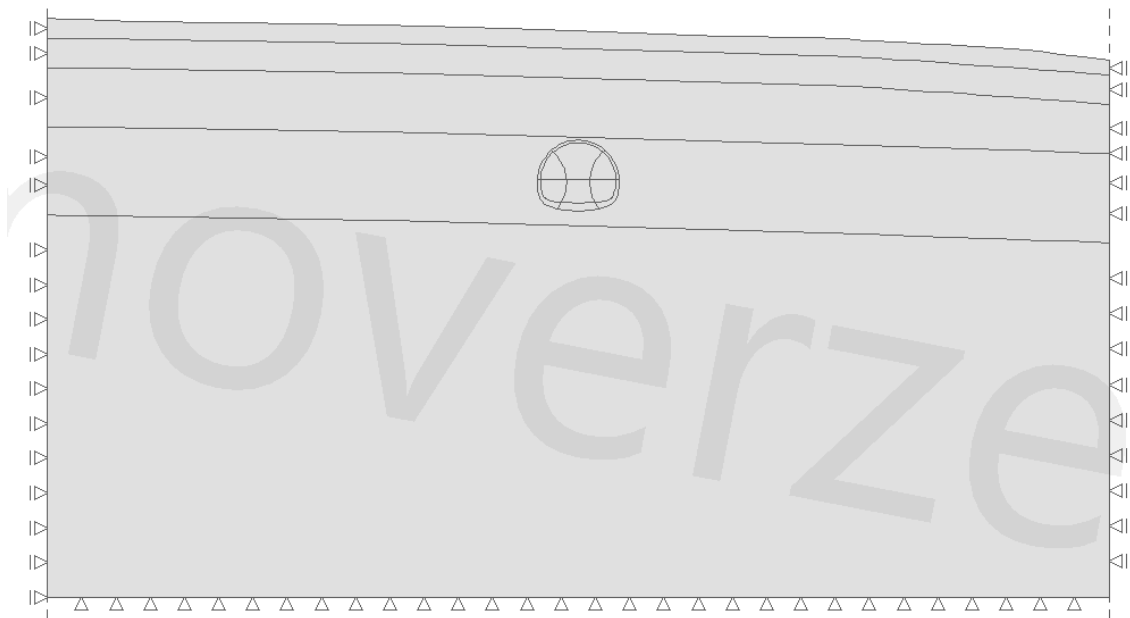
## 6.4 Porovnání analýz s alternativním výpočtem v GEO5 MKP

V této kapitole jsou graficky zobrazeny všechny provedené analýzy v Plaxis 2D. Tyto grafy jsou doplněny o průběhy získané výpočtem v programu GEO5 MKP (Obr.6-27 a 6-28). Tento výpočet byl proveden firmou AFRY v rámci dokumentace územního rozhodnutí (DÚR). Jednalo se o analýzu provedenou k získání dimenzí tunelového ostění a podrobnost a nastavení matematického modelu odpovídali stupni DÚR. Tento výpočet využíval pro horninové prostředí Mohr-Coulombův modifikovaný model. Oproti parametrům zemin použitým pro MC model v Plaxis ve fázi I, byl tedy navíc zadán modul odtížení  $E_{ur}=3 \cdot E$ . Pro výstavbu byl užit přístup mladý/vyzrálý beton s parametry betonu identickými jako ty, použité ve fázích I až V v Plaxis. Ostění bylo modelováno pomocí nosníků. V terminologii Plaxis byly počáteční podmínky stanoveny pomocí „Gravity loading“ (na základě Poissonova součinitele) a výpočet byl nastavený „plastic“, tzn. bez uvažování konsolidace.

Na Obr.6-29 je celkové srovnání průběhů posunutí  $u$  na finálním ostění. Je zde patrná tendence, že s každým zdokonalením modelu v jednotlivých analýzách od fáze I až do fáze VI, se deformace ostění snižovala (s výjimkou HS modelů z fáze III, kde došlo k zahrnutí konsolidace a posuny se navýšily). Nejmenší posuny vykazuje model VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H, kde maximální deformace činí 36 mm. Křivka z GEO5 je zobrazena černě čerchovaně. Jak vidíme, její průběh leží v mezích stanovených výpočty v Plaxis a kvalitativně přibližně odpovídá i tvaru ostatních křivek. Největší kvantitativní shodu má tato křivka s modely z fáze III, konkrétně s HS\_GL\_NS\_CONS, tedy Hardening soil model s počátečními podmínkami vypočtenými pomocí „Gravity loading s Nil-step“ a fázemi výstavby s nastavením „consolidation“. Toto je z pohledu GEO5 poměrně dobrý výsledek, který je pravděpodobně způsoben modifikací MC modelu pomocí modulu odtížení  $E_{ur}$ . MC modely v Plaxis bez této modifikace predikují podstatně vyšší posuny.



Obr.6-27 Model tunelu v GEO5 MKP v předposlední fázi budování

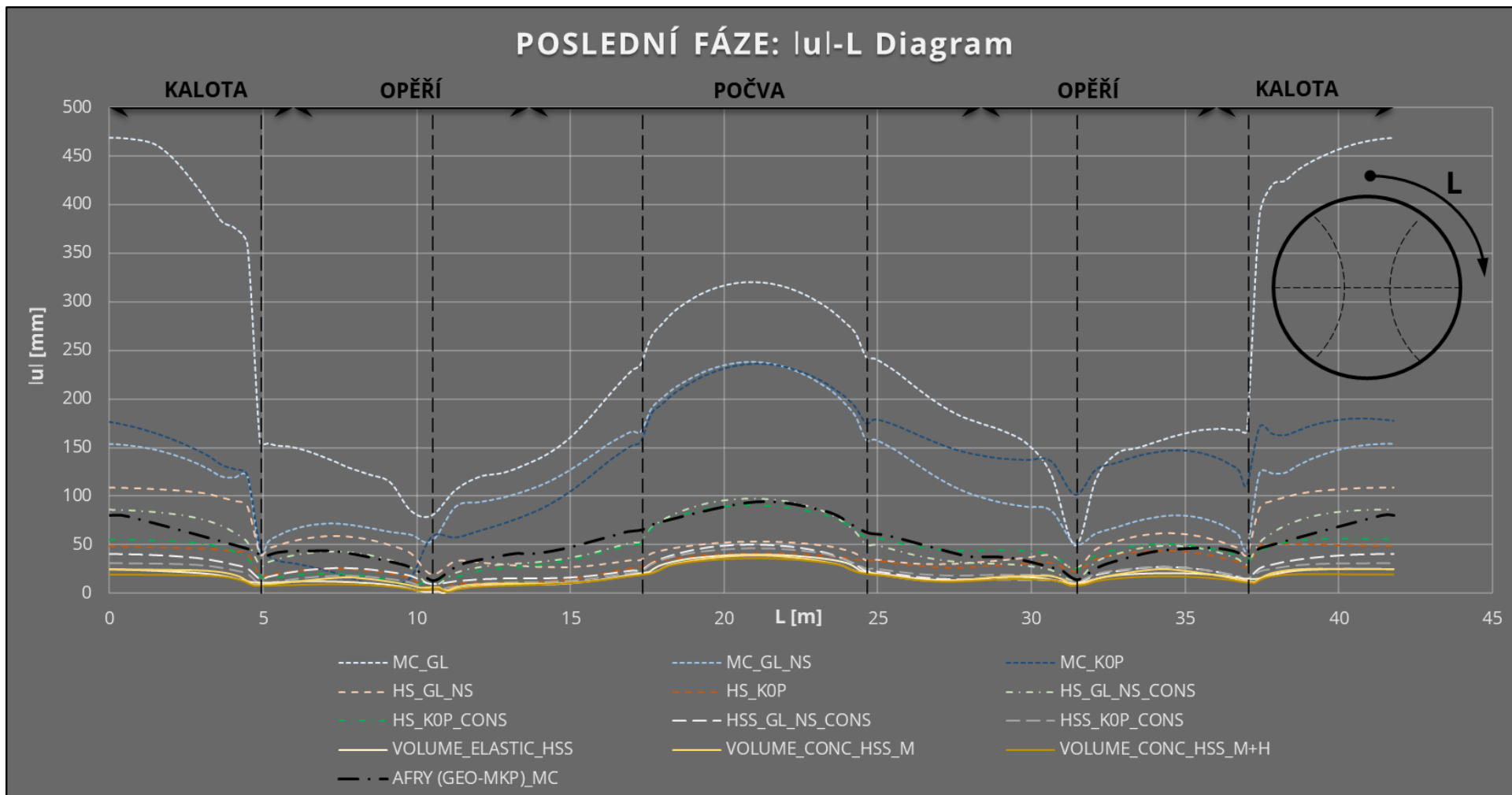


Obr.6-28 Celkový pohled na geometrii matematického modelu v GEO5 MKP

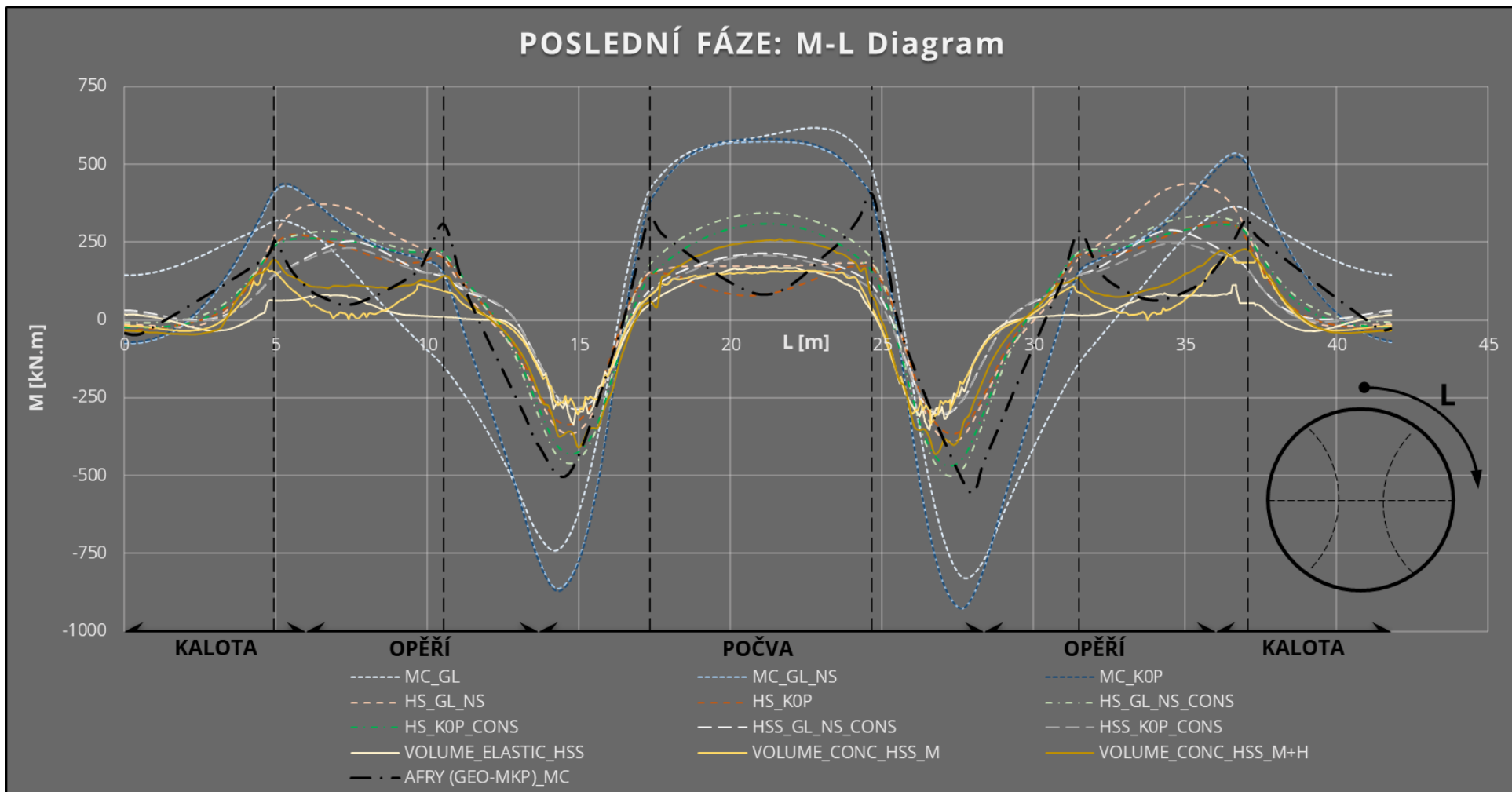
Na Obr.6-30 jsou průběhy ohybových momentů. V jejich případě není srovnávání tak přímočaré jako v případě deformací a je třeba tunel rozdělit na kalotu, opěří a počvu. Průběhy v kalotě jsou kvalitativně srovnatelné, ale kvantitativně dochází k fluktuacím hodnot, a to i se změnou znaménka, nicméně rozdíly absolutních hodnot jsou poměrně malé (v řádu desítek kN.m). V opěří jsou si modely z fází I až IV kvalitativně i kvantitativně poměrně blízké, modely z fází V a VI se odlišují v obou směrech, přičemž u modelů fáze VI lze pozorovat charakteristický pokles. V počvě tunelu lze sledovat téměř identické zakřivení (s výjimkou poklesu HS\_K0P v ose dna), kde hodnoty odvisí od použitých materiálových modelů. V nejpokročilejším modelu VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H má ostění vyšší tuhost než v HSS\_K0P\_CONS, a tudíž jeho průběh leží mezi liniemi z fáze III a IV (HS\_K0P\_CONS a HSS\_K0P\_CONS). V opěří vykazují nižší hodnoty zbylé dva objemové modely. Zajímavý je průběh momentů z GEO5. V kalotě na rozdíl od linií z Plaxis stoupá poměrně strmě, ale v opěří zcela překvapivě kopíruje svým tvarem charakteristické poklesy pokročilých SH objemových modelů. V počátku počvy pokračuje v tvarově dobré shodě s ostatními modely, ale jeho tvar v ose dna tunelu je od predikcí Plaxis diametrálně odlišný. Navíc je průběh poznamenán výraznými špičkami v místech odstranění dočasných výztužných prvků. Kvantitativně jsou maxima z GEO5 s výjimkou kaloty mírně vyšší než ty z pokročilých modelů z Plaxis. Celkově nejde tomuto průběhu přisoudit dobrou shodu s žádnou z ostatních křivek.

Na Obr.6-31 vidíme průběhy normálových sil  $N$ . Křivky jsou si kvalitativně blízké, ale v objemových modelech je pozorovatelné výraznější maximum v počátku počvy. Kvantitativní rozdíly mezi analýzami jsou podobné jako u ohybových momentů. Od fáze I do fáze IV dochází ke snižování normálových sil s výjimkou fáze III, kde se vlivem zahrnutí konsolidace síly navýšily, aby se po započtení příspěvku tuhostí při malých a velmi malých přetvořeních opět

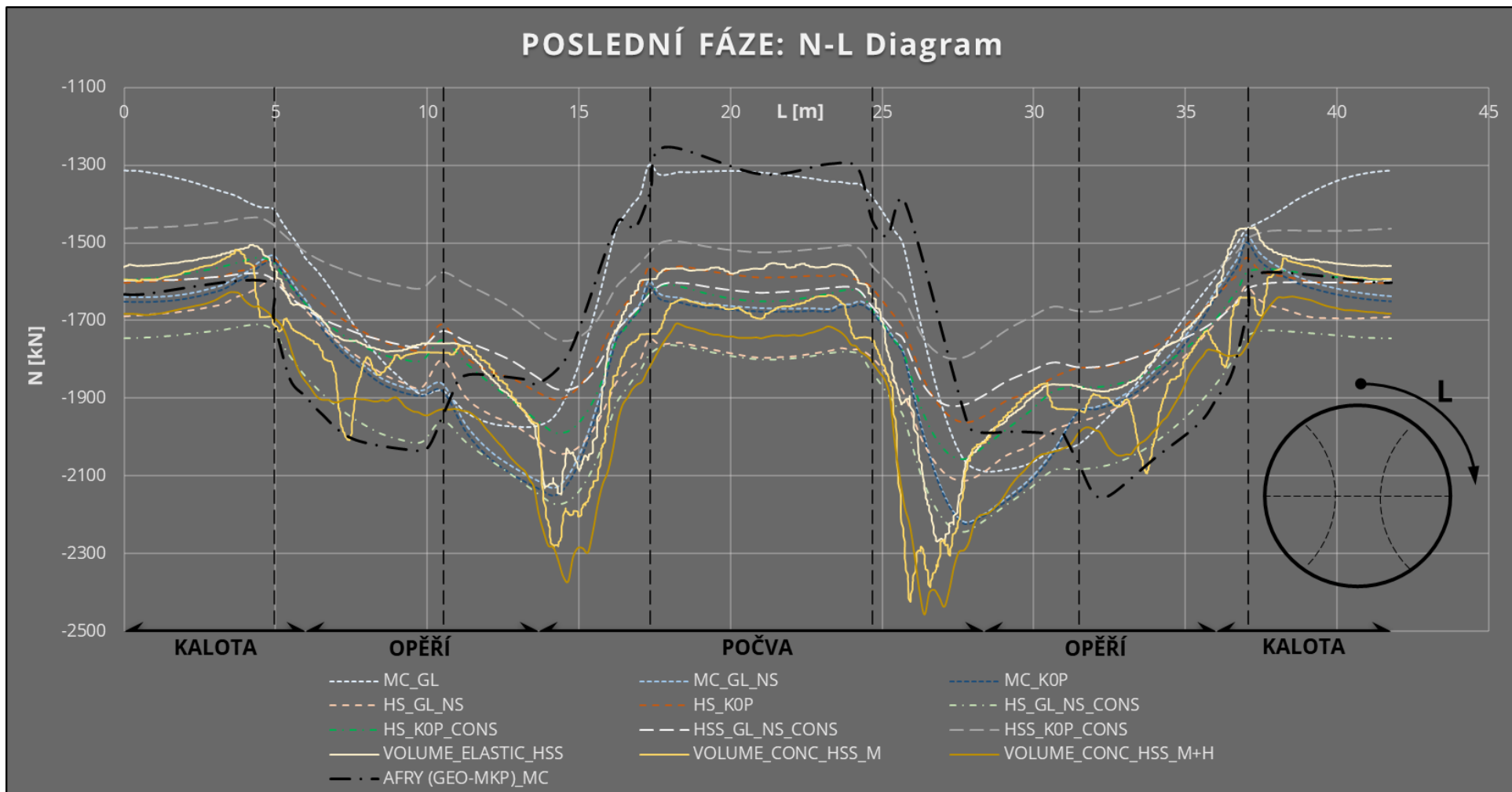




Obr.6-29 Porovnání analýz s alternativním výpočtem v GEO5 MKP:  $u$ -L Diagram



Obr.6-30 Porovnání analýz s alternativním výpočtem v GEO5 MKP: M-L Diagram



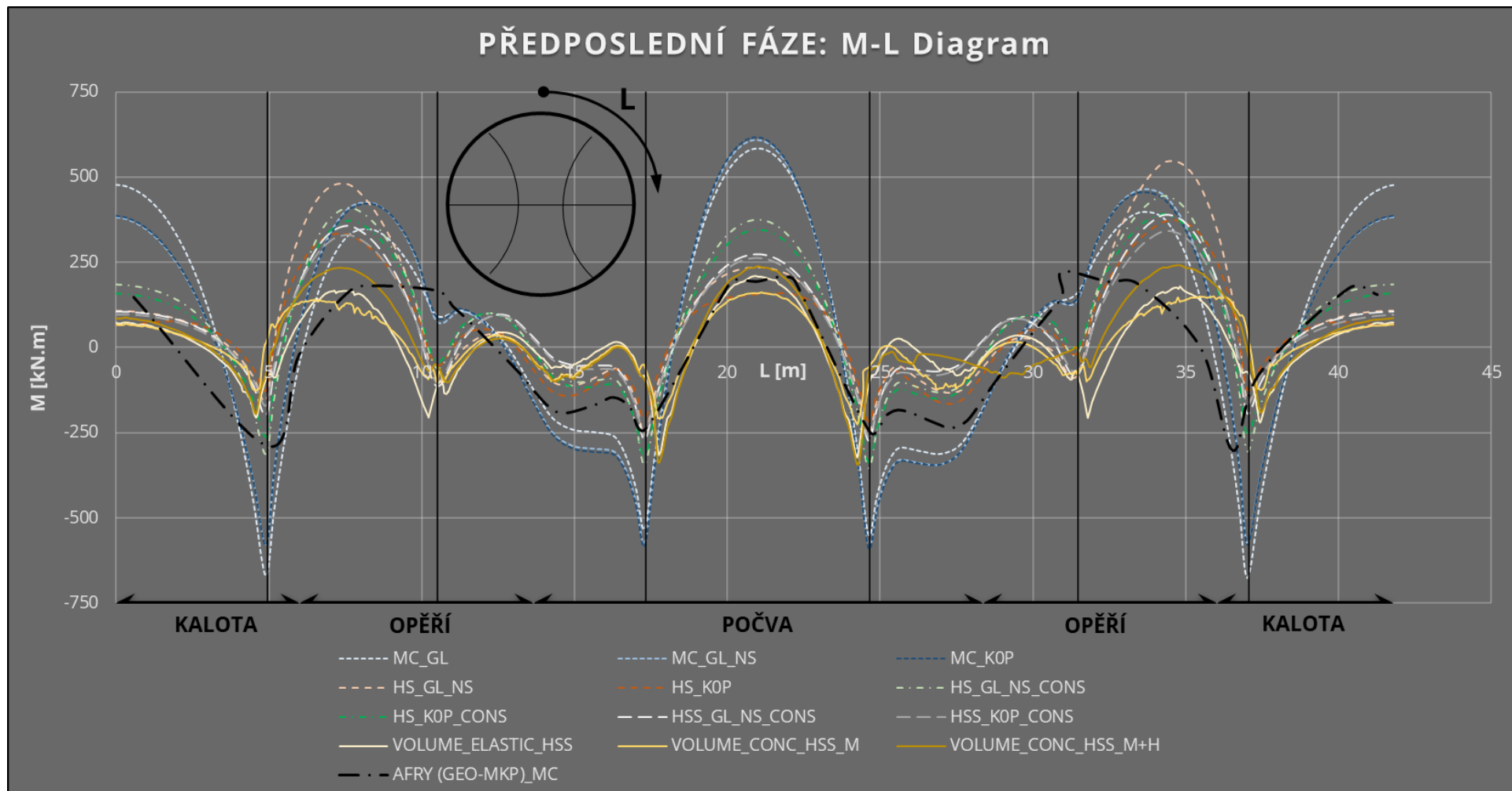
Obr.6-31 Porovnání analýz s alternativním výpočtem v GEO5 MKP: N-L Diagram

snížily na minimální hodnoty. Při objemových modelech z fáze V a VI dochází opět k navyšování hodnot až nejpokročilejší model VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H, kde ostění má nejvyšší osovou tuhost, predikuje logicky nejvyšší maxima normálových sil. Průběh z GEO5 je v kalotě a počvě tvarově blízky ostatním křivkám, ale v opěři je pozorovatelný skokový pokles z maximální hodnoty, který se u křivek z Plaxis nevyskytuje. Obecně však tento výpočet vykázal stejnou nesymetričnost jako modely v Plaxis, kdy maximum v levém opěři (v grafu vpravo) je vyšší než v pravém opěři (v grafu vlevo). Kvantitativně má linie z GEO5 dobrou shodu s ostatními modely v kalotě, v opěři stoupá poněkud strměji do vyšších hodnot a následně padá do počvy, kde na druhou stranu vykazuje hodnoty normálové síly velmi nízké. Celkově nejde tomuto průběhu přisoudit dobrou shodu s žádnou z ostatních křivek.

Průběhy posunů z GEO5 ukázaly poměrně dobrou shodu s jedním z ostatních modelů (HS\_GL\_NS\_CONS) a ze třech porovnávaných veličin jsou průběhům z Plaxis nejbližší. Nutno podotknout, že HS\_GL\_NS\_CONS má následující nedostatky:

- Není zahrnuta tuhost při malých a velmi malých přetvořeních, ale pouze základní HS model. Zahrnutí HSS modelu vedlo k poklesu posunů ostění až o 50 %.
- V modelu je zahrnuta konsolidační analýza. Při zahrnutí vlivu času do modelu v GEO5 by mělo dojít k nárůstu posunů. V Plaxis uvažování časových intervalů fází výstavby vedlo k nárůstu deformací až o 100 %.
- Není zahrnuta překonsolidace. To způsobuje nesprávné nastavení počáteční polohy objemové plochy plasticity. V kalotě tunelu, kde se tato chyba nejvíce projevuje, způsobuje nárůst posunů o 50 % (v případě plastického výpočtu HS\_GL\_NS i 120 %).

Deformace z GEO5 MKP analýzy jsou téměř symetrické podle osy tunelu, tak jako GL\_NS modely. Průběhy ohybových momentů a normálových sil ukázaly několik tvarových podobností s ostatními modely, ale celkově se nedají přirovnat k žádné z ostatních provedených analýz. Kvantitativně se maxima těchto veličin ovšem příliš neodchylují. Z těchto důvodů bylo vytvořeno srovnání průběhů ohybových momentů pro předposlední fázi výstavby. To můžeme vidět na Obr.6-32. Vidíme, že průběhy všech modelů z Plaxis vykazují tvarovou shodu. Pro deskostěnové modely z fází I-IV platí stejné rozdíly, jaké byly zjištěny na průbězích v poslední fázi výstavby. Je ale evidentní, že objemové modely zde predikují nižší maxima než modely deskostěnové. Rozdíly jsou největší v opěři, ale i v oblasti počvy je patrné, že např. model VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H, v kterém ostění má nejvyšší tuhost, již neleží mezi liniemi HS\_KOP\_CONS a HSS\_KOP\_CONS tak jako v poslední fázi, nýbrž pod nimi. Při pohledu na výstup z GEO5 je patrné, že v této fázi je průběh tvarově ostatním modelům bližší, s výjimkou výztuh v opěři. Zatímco Plaxis zde predikuje tah na vnější straně primárního ostění s ostrou špičkou, GEO 5 vypočítá tah na vnitřní straně ostění. Kvantitativně jsou predikované momenty



Obr.6-32 Porovnání analýz s alternativním výpočtem v GEO5 MKP: M-L Diagram (Předposlední fáze)

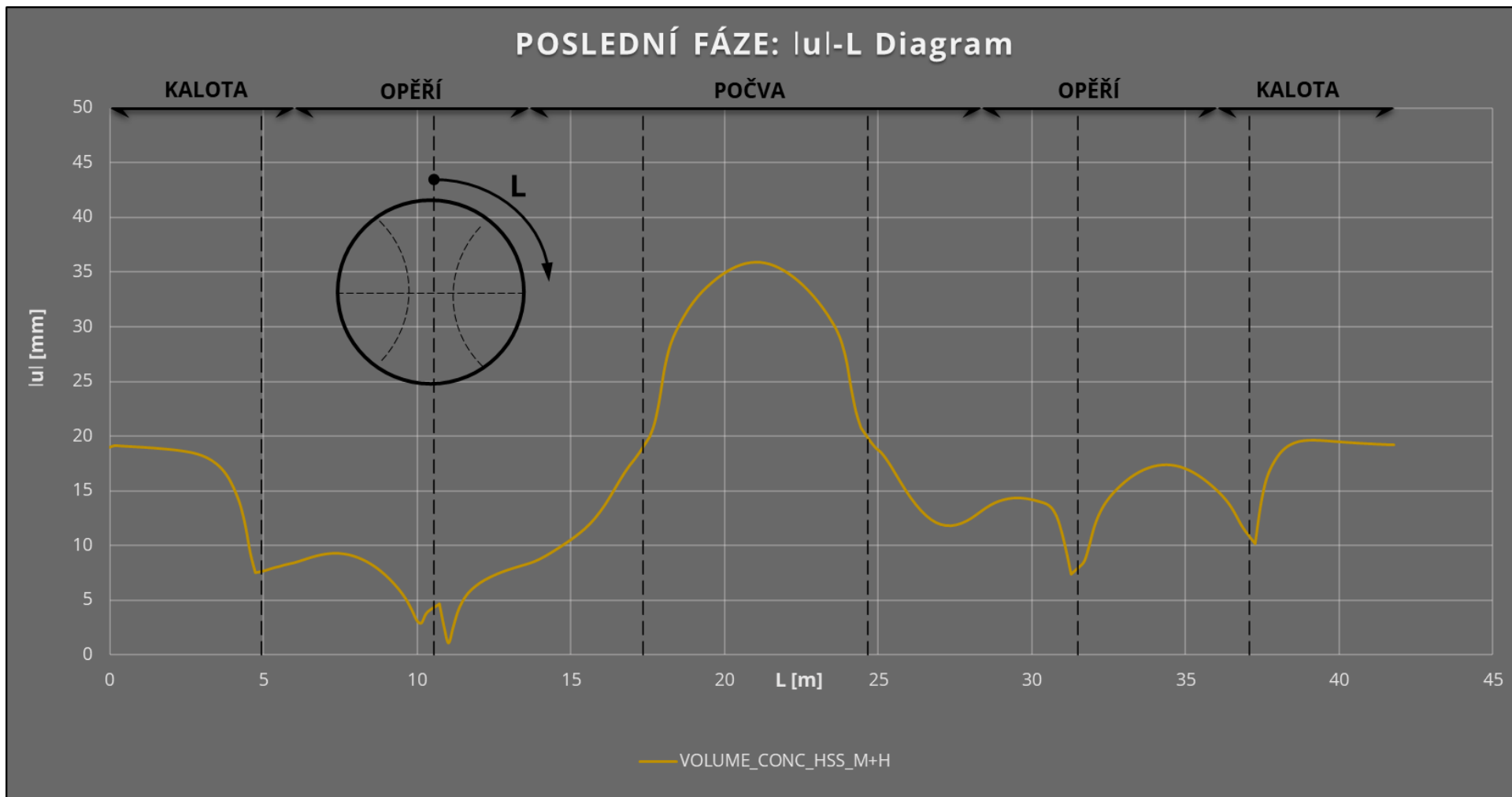
střídavě mírně vyšší i nižší než ty predikované Plaxis u pokročilých modelů. Zajímavé je, že v ose dna má průběh poměrně dobrou shodu s objemovými modely. Celkově ovšem znovu nejde tomuto průběhu přisoudit dobrou shodu s žádnou z ostatních křivek.

Na základě průběhů z Obr.6-32 se zdá, že odstranění dočasných podpor vnese do průběhů finálních ohybových momentů v Plaxis a GEO5 MKP poměrně odlišný vliv, který způsobuje, že v poslední fázi výstavby se průběh ohybového momentu tvarově odlišuje ještě více než ve fázi předposlední.

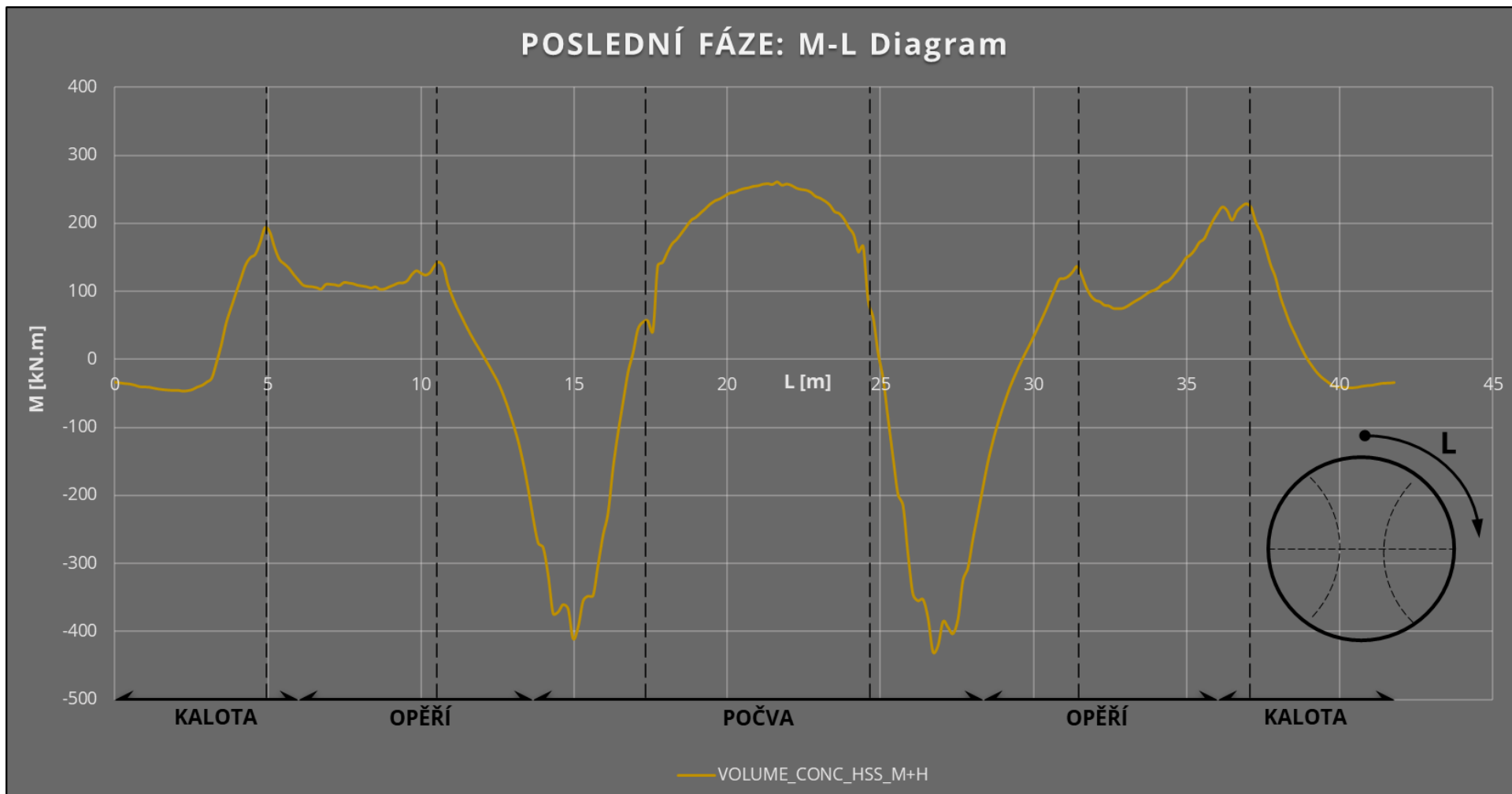
## 6.5 Finální průběhy vnitřních sil a deformací pro dimenzaci ostění

Z dvanácti vytvořených matematických modelů musí být vybrán jeden, který bude použit pro dimenzaci tunelového ostění. Tímto modelem je VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H, jelikož se jedná o ten nejpokročilejší model, který nejuvěrněji aproximuje aspekty reálného chování zemin a stříkaného betonu.

Ve vybrané analýze byl pro horninové prostředí použit HSS model, který, jak ukázaly analýzy sledu I až IV, je nejdokonalejším z vyzkoušených materiálových modelů pro tuto geologii. Umožňuje totiž zahrnout do výpočtu historii geologického prostředí, tuhost zeminy závislou na režimu zatěžování, zpevňování materiálu při posouvání plochy plasticity a zvýšené smykové tuhosti zeminy při malých a velmi malých pretvořeních. Pro spočtení počátečních podmínek je zde užitá „K<sub>0</sub> procedure“, která umožňuje správné nastavení počáteční polohy objemové plochy plasticity. Pro materiál stříkaného betonu je ve vybrané analýze použit SH model, který, jak ukázaly analýzy fáze VI, svým nastavením realisticky aproximuje chování skutečného betonu. Tento model se také nejvíce přibližuje zásadám metody Kernbauweise tím, že využívá deskostěnové prvky k modelování tuhé a betonářské výztuže, které jsou umístěny v objemovém prvku, skutečné tloušťky primárního ostění. Jak ukázaly analýzy fáze VI, plastické klouby v tomto materiálu vznikají přirozeně v důsledku porušení betonu v místech, kde je vlivem zatížení vyčerpána tahová pevnost materiálu. Na obrázcích 6-33 až 6-35 na následujících stranách jsou průběhy vnitřních sil a posunutí, které budou použity pro posouzení primárního ostění, zobrazeny samostatně.

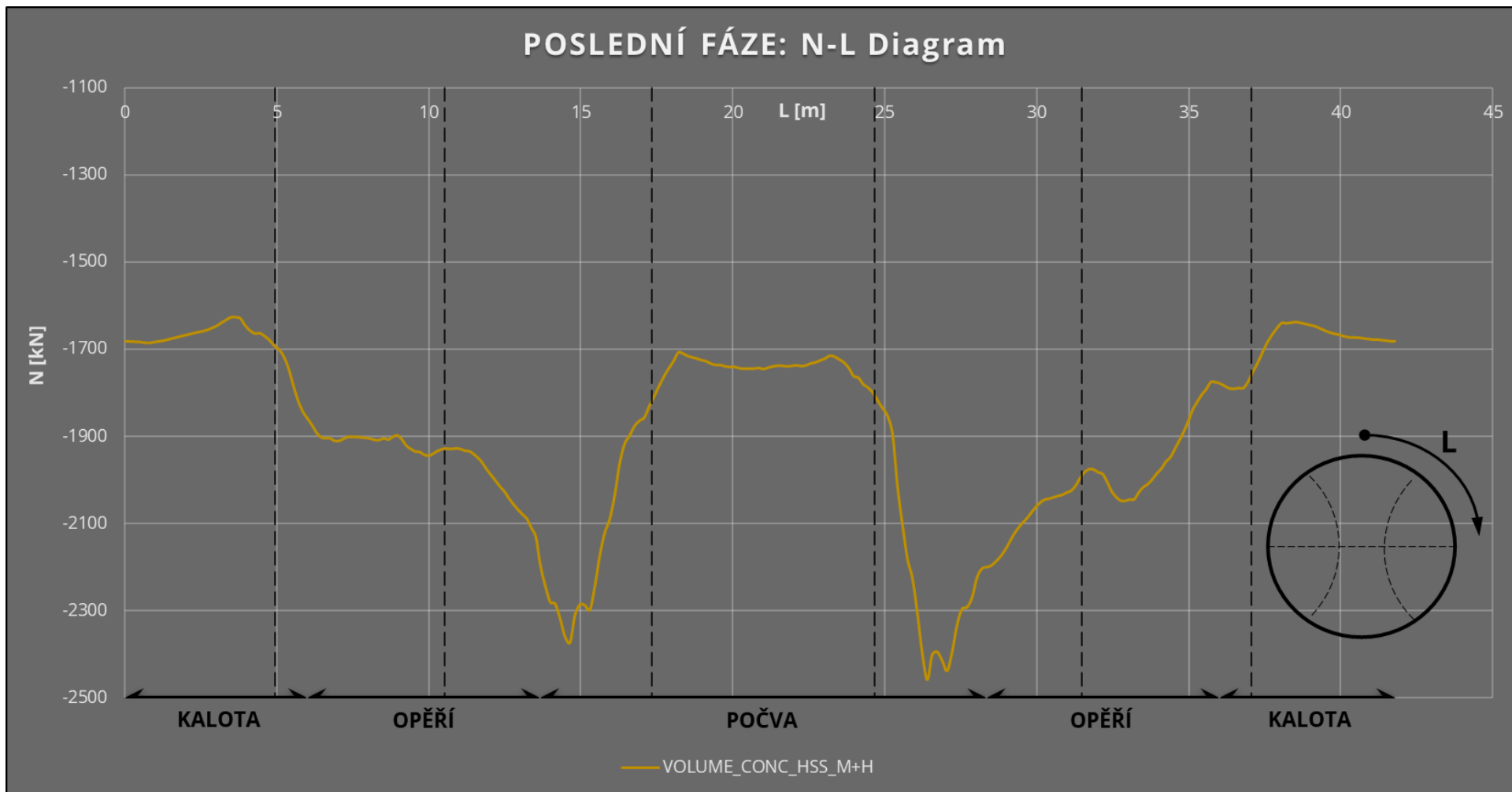


Obr.6-33 Finální průběhy vnitřních sil a deformací pro dimenzaci ostění:  $u$ -L Diagram



Obr.6-34 Finální průběhy vnitřních sil a deformací pro dimenzaci ostění: M-L Diagram





Obr.6-35 Finální průběhy vnitřních sil a deformací pro dimenzaci ostění:  $N$ - $L$  Diagram

## 7 STATICKÝ NÁVRH OSTĚNÍ

V této kapitole bude primární ostění posouzeno na extrémní kombinaci ohybového momentu a normálové síly pomocí M-N interakčního diagramu dle ČSN EN 1992-1-1 za použití metody výpočtu pro ocelobetonové spřažené konstrukce dle ČSN EN 1994-1-1.

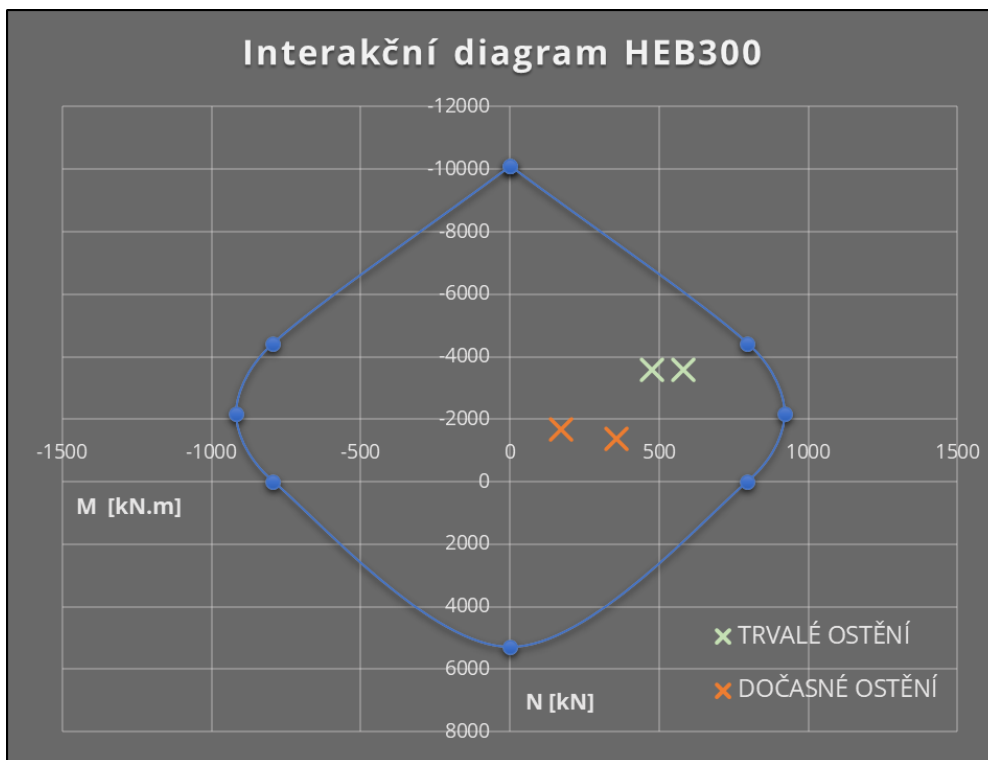
Posouzení bude provedeno pro extrémní hodnoty z poslední fáze výpočtu (trvalé ostění) a z předposlední fáze výpočtu (dočasné ostění). Důvodem je fakt, že v dočasném ostění nevznikají tak velké vnitřní síly a je možné použít subtilnější výztužné profily (průběhy na dočasném ostění nejsou v předchozích kapitolách uvedeny). V tabulce 18 jsou uvedeny hodnoty použité do výpočtu interakčního diagramu, které odpovídají parametrům uvažovaným do matematických modelů.

Tab.18 Hodnoty pro výpočet interakčního diagramu a posouzení primárního ostění

Geometrie průřezu			
h=	400	mm	Výška průřezu
b=	1000	mm	Šířka průřezu
Beton			
Typ	SB25/typII/obor J2		
Třída	C20/25		
$f_{ck}$ =	20	MPa	Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku
$\gamma_c$ =	1.5	-	Dílčí součinitel materiálu pro beton
$\alpha_{cc}$ =	0.85	-	Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku
$f_{cd}$ =	11.33	-	Návrhová pevnost betonu v tlaku
Tuhá výztuž			
Profil	HEB300		
$h_a$ =	300	mm	Výška profilu
$b_a$ =	300	mm	Šířka profilu
$t_f$ =	19	mm	Tloušťka pásnice
$t_w$ =	11	mm	Tloušťka stojiny
$h_w$ =	262	mm	Výška stojiny
$c_z$ =	50	mm	Krytí pásnice ve směru y
$c_y$ =	350	mm	Krytí pásnice ve směru x
$A_a$ =	1.49E+04	mm <sup>2</sup>	Průřezová plocha
$E_y$ =	210	GPa	Modul pružnosti oceli
$f_{yk}$ =	355	MPa	Charakteristická pevnost oceli
$\gamma_{Mo}$ =	1	-	Součinitel spolehlivosti materiálu
$f_{yd}$ =	355.00	MPa	Návrhová pevnost oceli
Betonářská ocel			

Profil	ø8 - 100x100							
Třída	B500B							
$f_{yk}$ =	500	MPa	Charakteristická pevnost oceli					
$\gamma_s$ =	1.15	-	Součinitel spolehlivosti materiálu					
$f_{yd}$ =	434.78	MPa	Návrhová pevnost oceli					
$E_s$ =	210	GPa	Modul pružnosti oceli					
Kombinace vnitřních sil								
	Trvalé ostění				Dočasné ostění			
	Charakt. hodnoty		Návrhové hodnoty		Charakt. hodnoty		Návrhové hodnoty	
	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]
$N_{max}$	-2665	352	-3598	475	-1232	127	-1663	171
$M_{max}$	-2660	429	-3591	579	-1013	264	-1367	356

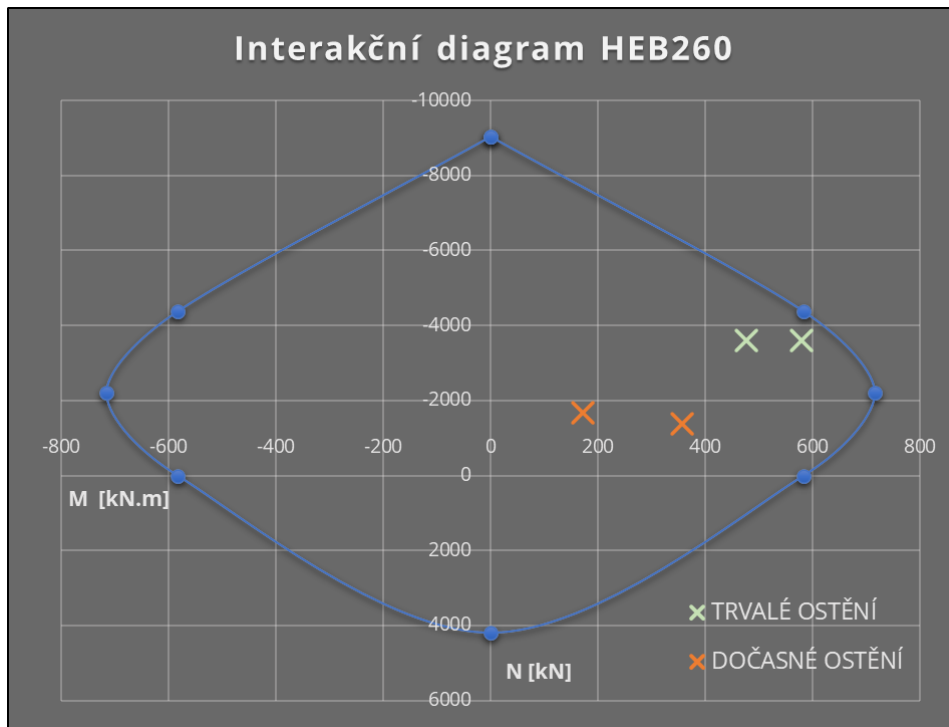
Výsledný M-N interakční diagram vidíme na Obr.7-1.



Obr.7-1 Interakční diagram pro průřez vyztužený profilem HEB300

Průřez vyhoví pro všechny kombinace.

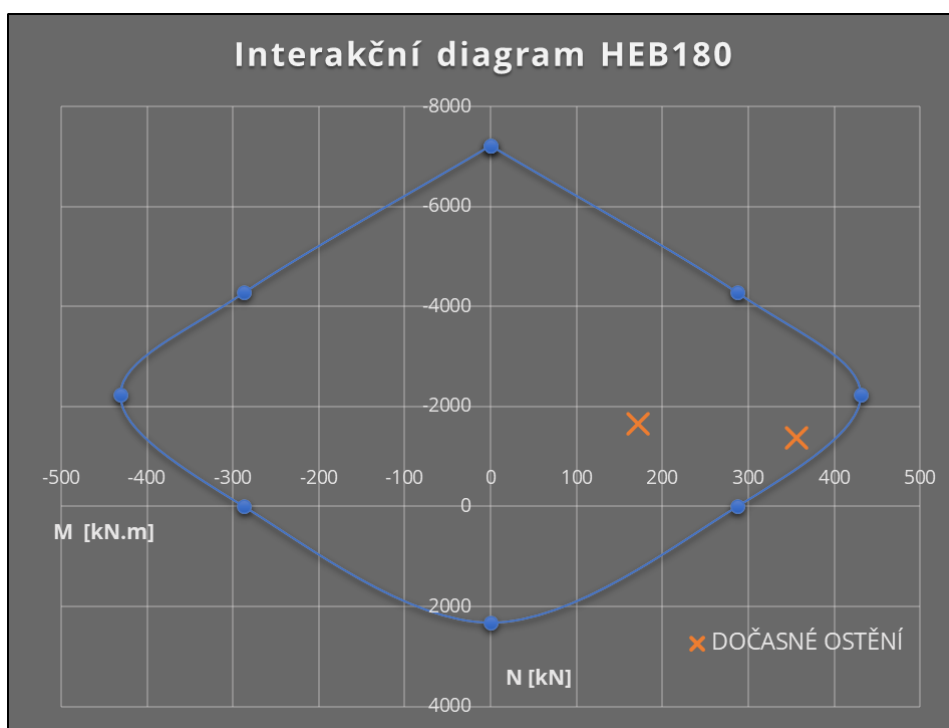
Z diagramu je patrné, že by šlo docílit úspory nejen v případě dočasného ostění, ale i v případě ostění trvalého. Iteračním postupem byl profil HEB300 nahrazován profily menšími a na následujícím Obr.7-2 vidíme finální posouzení průřezu primárního ostění vyztuženého profilem HEB260.



Obr.7-2 Interakční diagram pro průřez vyztužený profilem HEB260

Průřez se subtilnějším vyztužením vyhoví pro všechny kombinace.

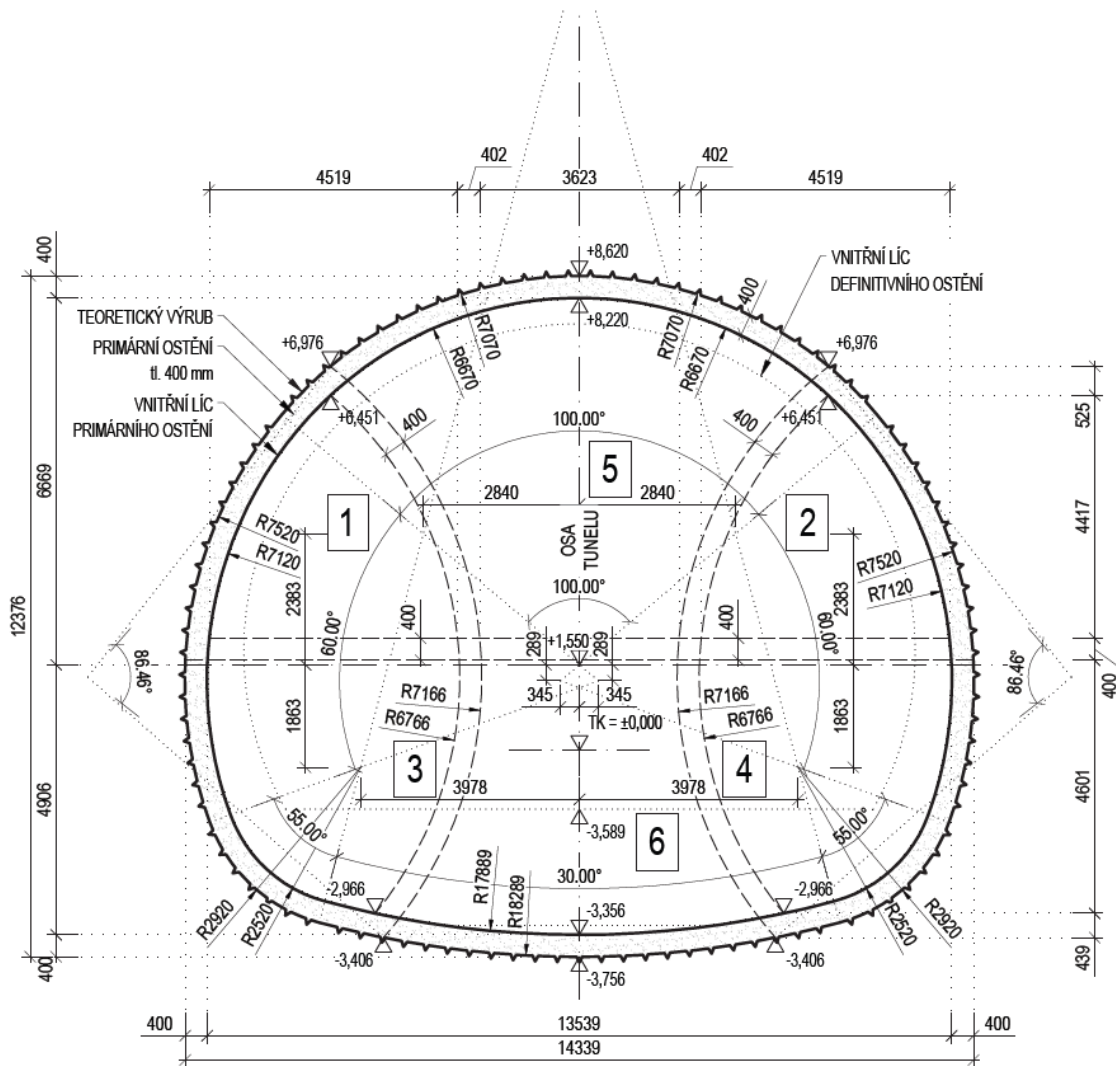
Nyní je třeba navrhnout vyztužení pro dočasné ostění, které stále disponuje vysokou rezervou spolehlivosti. Iteračním postupem byl profil HEB260 nahrazován profily menšími a na následujícím Obr.7-3 vidíme finální posouzení průřezu dočasného primárního ostění vyztuženého profilem HEB180.



Obr.7-3 Interakční diagram pro průřez vyztužený profilem HEB180

Průřez dočasného primárního ostění se subtilnějším vyztužením vyhoví pro všechny kombinace.

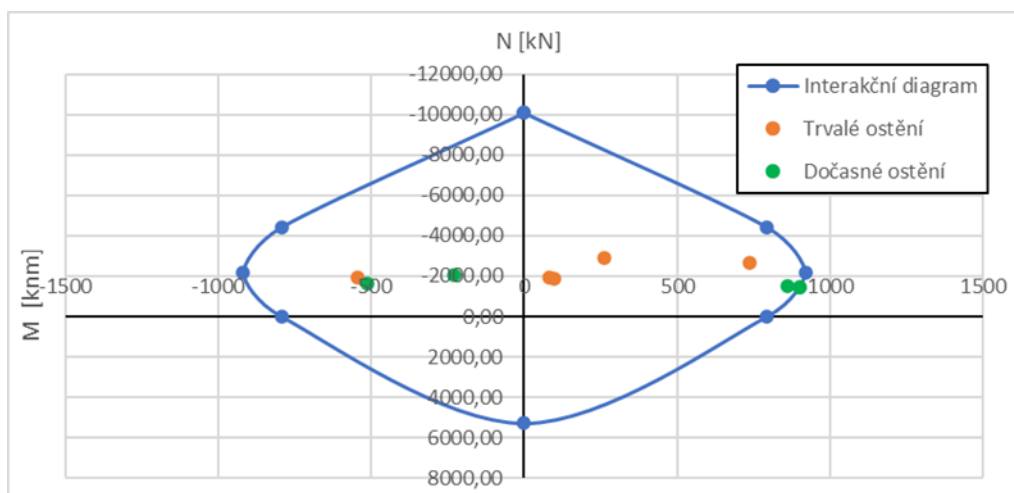
Na Obr.7-4 vidíme výsledné dimenze navrženého primárního ostění.



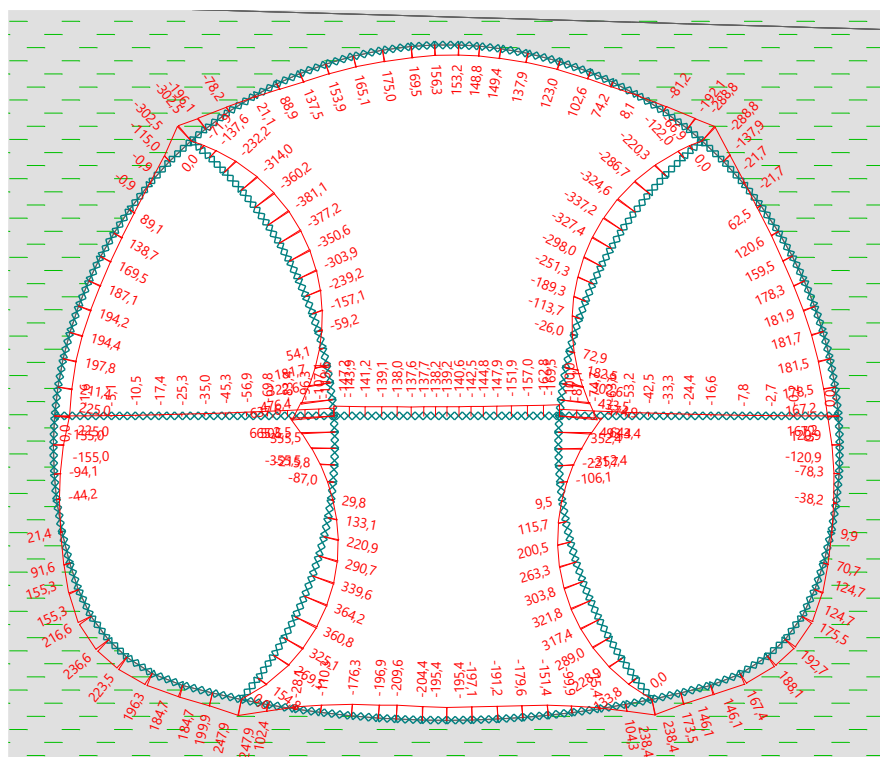
Obr.7-4 Vzorový příčný řez primárního ostění

Provedené posouzení můžeme porovnat se statickým výpočtem provedeným AFRY v rámci DÚR. Tento výpočet uvažuje vyztužení profilem HEB300 (při stejné tloušťce ostění a totožných vyztužných sítích). Na Obr.7-5 vidíme interakční diagram z tohoto statického výpočtu. Je vidět, že zatímco kombinace vnitřních sil na trvalém ostění odpovídá hodnotám použitým v této kapitole, kombinace vnitřních sil na dočasném ostění tyto hodnoty velice převyšuje. Důvodem k takto vysokým ohybovým momentům na dočasných vyztužných prvcích je zřejmě užití lineárně elastického modelu v GEO5 MKP. Na Obr.7-6 vidíme průběhy ohybových momentů z předposlední fáze výpočtu v GEO5 (fáze před odstraněním vyztužných prvků). Maximální ohybový moment zde dosahuje 665 kN.m. Této hodnoty dosáhne ve špičce průběhu v místě tuhého spoje dočasného primárního ostění. Jak se ovšem ukázalo ve výpočtech s Shotcrete modelem, tento spoj se nedá považovat za ohybově tuhý a dochází v něm k plastizování

materiálu a porušení stříkaného betonu. Tato hodnota je tedy ve výpočtu s SH modelem nereálná (viz. Obr.7-7).

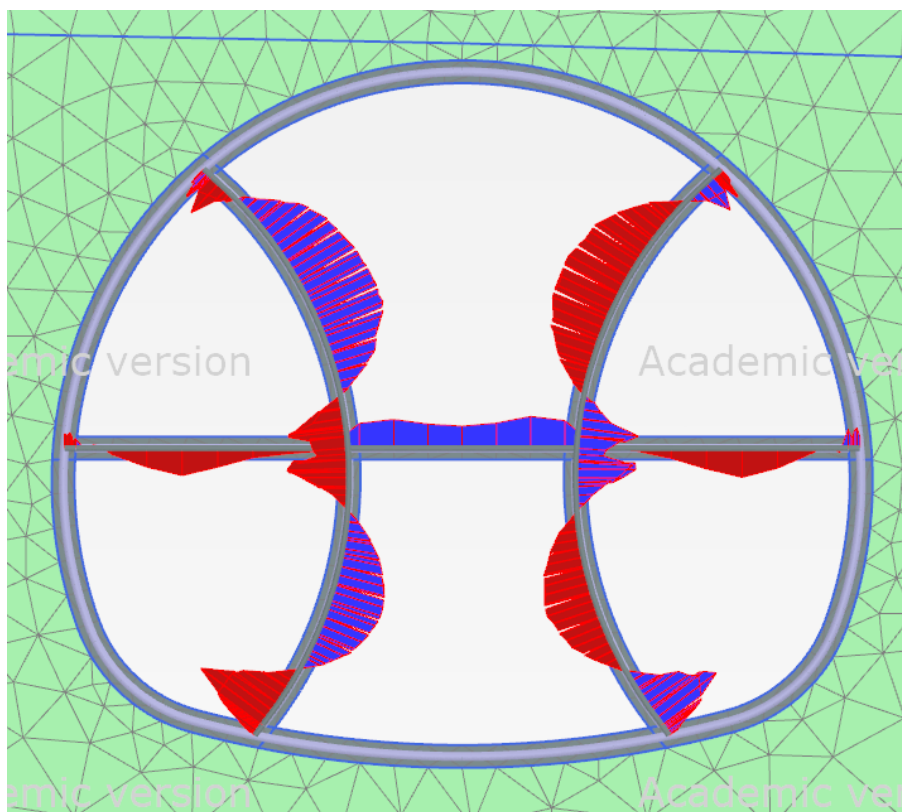


Obr.7-5 Interakční diagram ze statických výpočtů DÚR od AFRY



Obr.7-6 Průběhy ohybových momentů z předposlední fáze výpočtu GEO5 MKP

Na Obr.7-7 si lze také povšimnout, že zatímco ve čtyřech spojích dočasného a trvalého ostění v kalotě a opěří je hodnota ohybového momentu poměrně nízká, ve dvou spojích v počvě dosahuje ohybový moment vyšších hodnot. Ukazuje to fakt zmíněný v kap. 6.3, že zatímco tyto čtyři spoje se kvůli porušení betonu trhlinami blíží kloubovému stavu, dva dolní spoje mají vyšší ohybovou tuhost, jelikož u nich nedošlo k tak mohutnému plastizování materiálu.



Obr.7-7 Průběhy ohybových momentů z předposlední fáze výpočtu VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H. Maximum 264 kN.m (levý horní oblouk uprostřed). Ve spojích dočasného ostění je znatelný pokles průběhu ohybových momentů.

Výsledky dimenzace primárního ostění lze také srovnat s tunelovými stavbami představenými v kap. 4.1 a 4.2. V případě Královopolských tunelů bylo navrženo ostění tloušťky 350 mm, které bylo vyztuženo tuhou výztuží HBX200. Dimenze ostění i tuhé výztuže jsou tedy srovnatelné s dimenzemi ostění navrženými v této kapitole. V případě Uetlibergtunnelu primární ostění sestávalo ze stříkaného drátkobetonu tloušťky 25 cm a ocelového profilu HEM-180. V tomto případě nelze srovnávat přímo, poněvadž tento tunel nebyl ražen v prostředí neogenních jíílů. Nicméně i zde je návrh v poměrně dobré shodě s navrženými dimenzemi, nižší tloušťka ostění (25 cm) mohla být dosažena použitím stříkaného drátkobetonu.

## 8 ZÁVĚR

Tato práce se zabývala analýzou faktorů ovlivňujících průběh vnitřních sil v primárním tunelovém ostění na základě použití několika modelovacích přístupů. Jejím cílem byla aplikace výsledků získaných z výpočtů s použitím pokročilých materiálových modelů na návrh primárního ostění Dřevnovického tunelu.

V teoretické části práce byly vysvětleny nedostatky standardních přístupů k modelování ražby tunelu a následně byly představeny vylepšení v podobě Hardening soil modelu a Shotcrete modelu, pokročilých materiálových modelů pro horninové prostředí a stříkaný beton. Byla představena zvláštní metoda tunelování Kernbauweise, dle jejíž zásad byla ražba Dřevnovického tunelu modelována.

V praktické části práce došlo nejdříve k představení dvanácti analýz, provedených v programu Plaxis 2D. Provádění analýz bylo pro přehlednost rozděleno do fází I až VI. Ve fázi I (MC modely) bylo zjištěno, že nejvhodnějším přístupem k výpočtu počátečních podmínek horninového masivu tohoto typu (překonsolidované neogenní jíly) je tzv. „K<sub>0</sub> procedure“. Použitím KOP lze zahrnout do výpočtu historii zeminy a korektně nastavit počáteční polohu objemové plochy plasticity. Tento předpoklad se potvrdil ve sledu analýz II až IV (HS modely). Dále bylo zjištěno, že metodu „Gravity loading“ lze pomocí vložení „Nil-step“ modifikovat tak, aby dávalo podmínky blízké KOP. Aspekt překonsolidace lze však do výpočtu zavést jen pomocí KOP, což se projevilo na rozdílech v predikovaných posunech v kalotě tunelu.

Dále bylo odhaleno, že modely uvažující konsolidaci (III) vypočtou vyšší posuny ostění a vnitřní síly oproti modelům s plastickým nastavením (II). Zavedení zvýšených tuhostí zeminy při malých a velmi malých přetvořeních (IV) pomocí HSS modelu naopak vede ke snížení těchto sledovaných veličin. I při ražbě velkoprofilového tunelu tohoto typu je tedy možno s výhodou využívat těchto zvýšených tuhostí zeminy.

Díky analýzám ve fázích V a VI se potvrdilo, že k modelování ostění tunelu lze použít objemové prvky (volume plates) místo standardních prvků „plate“. Tyto objemové prvky využívaly ve fázi VI Shotcrete model (Concrete model), díky kterému se zredukoval počet výpočetních fází z 19 na 13 a zrání betonu bylo řízeno pomocí časových intervalů jednotlivých kroků výstavby. Výhodou použití tohoto postupu je přirozené vznikání plastických kloubů v průřezu, díky čemuž se do matematického modelu nemusí vkládat dokonalé klouby. Naopak bylo zjištěno, že do objemových prvků je nutno vložit „plate“ představující ocelovou výztuž. Důležitým závěrem této práce je jednak to, že se zdá, že v přípojích dočasného ostění do počvy tunelu nedošlo oproti předpokladu ke vzniku plastických kloubů a jednak skutečnost, že ve spojích dočasného ostění naopak k plastizování a porušení betonu dochází. Použití lineárně



elastického modelu s tuhými spoji tedy vede ke vzniku nereálně vysokých vnitřních sil v dočasném ostění.

Modely v Plaxis byly dále srovnány s alternativním výpočtem z GEO5 MKP. Dle tohoto srovnání byla nalezena poměrně dobrá shoda v průběhu deformací (ovšem s modelem, který zahrnuje řadu nedostatků), průběhy normálových sil a ohybových momentů byly ale do značné míry odlišné.

V poslední kapitole bylo posouzeno primární ostění Dřevnovického tunelu pomocí interakčního diagramu. Oproti návrhu od firmy AFRY v rámci DÚR došlo k úspoře tuhé výztuže. Výsledky z Plaxis vedly k rozdělení návrhu na výztuž pro trvalé (HEB 260) a pro dočasné ostění (HEB 180). Tuhá výztuž pro dočasné ostění byla navržena subtilnější, jelikož vnitřní síly na zplastizovaném průřezu nedosáhly zdaleka takových maxim jako v GEO5 MKP.

I tato pokročilá analýza ražby tunelu nicméně zahrnovala několik zjednodušení. V potenciálních navazujících analýzách by bylo zajímavé modelovat tento problém ve 3D, neboť odpadne užívání  $\beta$ -metody pro určování podélného vlivu. Zároveň dojde k odstranění zjednodušení, kdy v nynějších objemových modelech je tuhá výztuž de facto modelována jako deskostěnový prvek na 1 metr běžný. Tuhá výztuž je ve skutečnosti prvek liniový, ukládaný po určité vzdálenosti. V deskostěnových modelech nebylo s tuhostí ocelové výztuže vůbec uvažováno, aby bylo možno výsledky přímo porovnat s GEO5 MKP, kde bylo uvažováno pouze s tuhostí stříkaného betonu. Tento fakt ovšem brání přímému srovnání mezi deskostěnovým (IV) a kombinovaným modelem (VI).

## 9 CITOVANÁ LITERATURA

- [1] P. C. E. V21.01, „Material Models Manual,“ 2021.
- [2] „Matematický model,“ 2022. [Online]. Available: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Matematick%C3%BD\\_model](https://cs.wikipedia.org/wiki/Matematick%C3%BD_model).
- [3] „Česká tunelářská asociace,“ 2009. [Online]. Available: [https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2009/1/tunel\\_1\\_09-7.pdf](https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2009/1/tunel_1_09-7.pdf).
- [4] F. Klepsatel, P. Kusý a L. Mařík, Výstavba tunelů ve skalních horninách, Bratislava: Jaga, 2003.
- [5] O. BRODZKI, „Stanovení součinitele relaxace beta- metody pro modelování tunelů,“ Ostrava, 2016. Diplomová práce. VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství. Vedoucí práce doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.. [Online]. Available: <https://dspace.vsb.cz/handle/10084/116647>.
- [6] J. Chalmovský, „Rozdělení konstitutivních modelů, základní pojmy, elastické konstituční modely,“ Prezentace Aplikace inženýrských úloh v geotechnice, Brno.
- [7] „Česká tunelářská asociace,“ 2008. [Online]. Available: [https://www.ita-aites.cz/files/edice\\_CTuK/ctuk\\_03\\_strikany\\_beton.pdf](https://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/ctuk_03_strikany_beton.pdf).
- [8] J. Chalmovský, „Ideálně plastické materiálové modely,“ Prezentace Aplikace inženýrských úloh v geotechnice, Brno.
- [9] P. C. E. V20.02, „PLAXIS 2D-Reference Manual,“ 2020.
- [10] J. Chalmovský, „Hardening soil model,“ Prezentace Aplikace inženýrských úloh v geotechnice, Brno.
- [11] J. Havlíček, „Tuhost zemin v oboru malých přetvoření a způsoby jejího měření,“ Brno, 2020. 79 s. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D..
- [12] R. Molák a et al, „Studie proveditelnosti: Modernizace trati Brno - Přerov,“ Brno, 2015.
- [13] J. Bastl, „Návrh ražby a primárního ostění Dřevnovického tunelu na stavbě vysokorychlostního železničního spojení Brno – Přerov,“ Brno, 2018. 103 s., 14 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
- [14] „Předběžný geotechnický průzkum; Modernizace trati Brno-Přerov, I. Etapa Blažovice-Nezamyslice, SO 22-20-00, Dřevnovický tunel.,“ Ostrava, 2009.
- [15] „Česká tunelářská asociace,“ 2019. [Online]. Available: [https://www.ita-aites.cz/files/edice\\_CTuK/prirucka-konvencni-tunelovani-191120.pdf](https://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/prirucka-konvencni-tunelovani-191120.pdf).
- [16] „Česká tunelářská asociace,“ [Online]. Available: [https://www.ita-aites.cz/cz/podzemni\\_stavby/podzemni\\_stavby\\_v\\_provozu/kralovopolske-tunely-brno-vmo-dobrovskeho.html](https://www.ita-aites.cz/cz/podzemni_stavby/podzemni_stavby_v_provozu/kralovopolske-tunely-brno-vmo-dobrovskeho.html).
- [17] J. Rožek, „Královopolské tunely - Realizace ražených částí tunelu z pohledu projektanta,“ 2009. [Online]. Available: <https://adoc.pub/kralovopolske-tunely-realizace-raenych-asti-tunelu-z-pohledu.html>.
- [18] O. Schnell, D. Marti, S. Maurhofer a J. Bolliger, „Tunnel - Uetlibergtunnel: Schlüsselbauwerk der Westumfahrung Zürich,“ 2002. [Online]. Available: <https://silo.tips/download/uetliberg-tunnel-key-structure-for-uetlibergtunnel-schlsselbauwerk-der-westumfah>.
- [19] „Amberg Group - Uetlibergtunnel,“ [Online]. Available:

<https://www.amberggroup.com/de/referenzen/projekte/uetlibergtunnel>.

[20] AFRY, „Dokumentace pro územní rozhodnutí - Dřevnovický tunel,“ Brno, 2022.

[21] M. Krupička, „Stanovení horizontálního napětí brněnského jílu oedometrickou zkouškou,“ Praha, Bakalářská práce. Vedoucí bakalářské práce: Ing. Jan Boháč, CSc. 2012.

## 10 SEZNAM OBRÁZKŮ

- Obr.2-1 Odezva horniny na ražbu [3]  
Obr.2-2 Rozdělení primární napjatosti do dvou částí  $\beta$ -metodou [4]  
Obr.2-3 Princip  $\beta$ -metody  
Obr.2-4 Konstituční model  
Obr.2-5 Rozdělení konstitučních modelů [6]  
Obr.2-6 Ostění sestavené z nosníků pro horizontálně i vertikálně členěnou ražbu tunelu – dočasné ostění připojeno na trvalé kloubově – GEO5 MKP  
Obr.2-7 MC pracovní diagram v porovnání s reálným chováním [8]  
Obr.2-8 Pracovní diagram zahrnující rozdílnou tuhost při odtížení [8]  
Obr.2-9 Aktivace plochy plasticity  $F_0$  a zpevnění na  $F_1$  [8]  
Obr.2-10 Přetížení z  $F_0$  na  $F_1$  a následné odtížení na  $F_0$  [8]  
Obr.2-11 Hyperbolický pracovní diagram HS modelu [1]  
Obr.2-12 Definice  $E_{50}^{ref}$  a  $E_{ur}^{ref}$  skrze výsledek odvodněné triaxiální zkoušky [1]  
Obr.2-13 Definice  $E_{oed}^{ref}$  skrze výsledek oedometrické zkoušky [1]  
Obr.2-14 Příklady nevhodných terénů k použití v K0 procedure [9]  
Obr.2-15 Grafické znázornění plastického zpevňování [10]  
Obr.2-16 Závislost smykové tuhosti zeminy na smykovém přetvoření s příklady [1]  
Obr.2-17 Plochy plasticity  $F_t$  a  $F_c$  a obálka porušení Concrete modelu [1]  
Obr.2-18 Pracovní diagram v tlaku Concrete modelu [1]  
Obr.2-19 Pracovní diagram v tahu Concrete modelu [1]  
Obr.2-20 Závislost plastického přetvoření na čase Concrete modelu (-3 %, -0,5 %, -0,2 %) [1]
- Obr.3-1 Mapa železničních koridorů [12]  
Obr.3-2 Lokalita Dřevnovického tunelu 1:150 000 [13]  
Obr.3-3 Lokalita Dřevnovického tunelu 1:25 000 [13]  
Obr.3-4 Vzorový příčný řez ražené části tunelu – definitivní stav 1:100  
Obr.3-5 Podélný řez Dřevnovického tunelu 1:1000/100  
Obr.3-6 Situace Dřevnovického tunelu 1:1000
- Obr.4-1 Ražba stanice metra pomocí NATM [15]  
Obr.4-2 Ražba vertikálně členěného výrubu [15]  
Obr.4-3 Členění výrubu při metodě Kernbauweise [15]  
Obr.4-4 Skladba ostění při metodě Kernbauweise (příklad z Královopolských tunelů) [15]  
Obr.4-5 Členění jednoho z Královopolských tunelů [17]  
Obr.4-6 Vzorový příčný řez jednoho z Královopolských tunelů [17]  
Obr.4-7 Výztužné profily HEBREX z Královopolských tunelů [17]  
Obr.4-8 Plochy jednotlivých výrubů jednoho z Královopolských tunelů – celkem 130 m<sup>2</sup> [17]  
Obr.4-9 Ražba jednoho z Královopolských tunelů - portál [17]  
Obr.4-10 Ražba jednoho z Královopolských tunelů – levá horní kaple [17]  
Obr.4-11 Ražba jednoho z Královopolských tunelů – výztuže HEBREX [17]  
Obr.4-12 Ražba jednoho z Královopolských tunelů – lávka do kaloty [17]

- Obr.4-13 Ražba Uetlibergtunnel [18]
- Obr.4-14 Vzorový příčný řez Uetlibergtunnel [18]
- Obr.4-15 Plochy jednotlivých výrubů Uetlibergtunnel – celkem 148 m<sup>2</sup> [18]
- Obr.4-16 Ražba jádra výrubu Uetlibergtunnel [19]
- Obr.4-17 Uzavření počvy výrubu tuhými rámy - Uetlibergtunnel [18]
- Obr.4-18 Sled ražby Dřevnovického tunelu
- 
- Obr.5-1 Rozměry matematického modelu (deskostěnové prvky)
- Obr.5-2 Vygenerovaná síť konečných prvků (deskostěnové prvky)
- Obr.5-3 Trvalé ostění s kontaktními prvky, dočasné ostění a klouby (deskostěnové prvky)
- Obr.5-4 Rozměry matematického modelu (objemové prvky)
- Obr.5-5 Vygenerovaná síť konečných prvků (objemové prvky)
- Obr.5-6 Trvalé ostění s kontaktními prvky a dočasné ostění (objemové prvky)
- Obr.5-7 Rozměry matematického modelu (kombinace deskostěnových a objemových prvků)
- Obr.5-8 Vygenerovaná síť konečných prvků (kombinace deskostěnových a objemových prvků)
- Obr.5-9 Trvalé ostění s kontaktními prvky, dočasné ostění a výztuž (kombinace deskostěnových a objemových prvků)
- Obr.5-10 Určení parametru  $G_0$  [11]
- Obr.5-11 Princip “Nil-step” ve výpočtu
- Obr.5-12 Fáze 2 – zajištěná levá kaple – výztuž modelována jako “plate” ve střednici
- Obr.5-13 Experiment na prostém nosníku
- 
- Obr.6-1 Vliv stanovení počátečních podmínek:  $u$ - $L$  Diagram
- Obr.6-2 Vysvětlení rozdílů mezi  $GL\_NS$  a  $KOP$
- Obr.6-3 Plastické body (nahore  $HS\_KOP$ , dole  $HS\_GL\_NS$ ): zelená-smykové zpevnování, modrá-objemové zpevnování, hnědá-kombinované zpevnování
- Obr.6-4 Vliv stanovení počátečních podmínek:  $M$ - $L$  Diagram
- Obr.6-5 Vliv stanovení počátečních podmínek:  $N$ - $L$  Diagram
- Obr.6-6 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $u$ - $L$  Diagram ( $KOP$ ) (osa  $y$  v měřítku 1:2 vůči  $u$ - $L$  Diagram v kap. 6.1)
- Obr.6-7 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $u$ - $L$  Diagram ( $GL\_NS$ ) (osa  $y$  v měřítku 1:2 vůči  $u$ - $L$  Diagram v kap. 6.1)
- Obr.6-8 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $M$ - $L$  Diagram ( $KOP$ )
- Obr.6-9 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $M$ - $L$  Diagram ( $GL\_NS$ )
- Obr.6-10 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $N$ - $L$  Diagram ( $KOP$ )
- Obr.6-11 Vliv materiálového modelu horninového prostředí:  $N$ - $L$  Diagram ( $GL\_NS$ )
- Obr.6-12 Zvýšené pórové tlaky  $p_{excess}$ : nahore  $HS\_KOP$  (plastický výpočet), dole  $HS\_KOP\_CONS$  (konsolidační výpočet) – pórové tlaky disipovány
- Obr.6-13 Celkové posuny v jílovém masivu: nahore  $HS\_KOP$  (plastický výpočet), dole  $HSS\_KOP\_CONS$  (konsolidační výpočet s tuhostmi při malých a velmi malých přetvořeních) – diametrálně odlišná predikovaná posunutí v kalotě tunelu
- Obr.6-14 Plastické body v jílovém masivu: nahore  $MC\_KOP$  (plastický výpočet), dole  $HSS\_KOP\_CONS$  (konsolidační výpočet s tuhostmi při malých a velmi malých přetvořeních) –

v MC modelu je obálka platicity statická – pouze body porušení (červená), v HS modelu probíhá smykové zpevnování zeminy (zelená) a obálka plasticity se posouvá

Obr.6-15 Poměr  $G/G_{ur}$  ( $>1 \rightarrow HSS, =1 \rightarrow HS$ ): HSS\_KOP\_CONS (konsolidančí výpočet s tuhostmi při malých a velmi malých přetvořeních) - nahoře vyražení první štoly, dole finální fáze odstranění dočasného ostění – barva jiná než tmavě modrá značí využívání zvýšených tuhostí zeminy při malých přetvořeních

Obr.6-16 Vliv materiálového modelu stříkaného betonu:  $u$ -L Diagram (KOP) (osa  $y$  v měřítku 1:10 vůči  $u$ -L Diagram v kap. 6.1)

Obr.6-17 Porušení nevyztuženého SH modelu při ražbě šesté štoly – nahoře posuny (true scale), dole průběh parametru řídicího změkčování betonu v tahu  $H_t$  (scale 0-1) – šedé plochy =  $H_t > 1$  = dosaženo residuální pevnosti betonu v tahu, tzn. v tomto případě pevnosti již nulové

Obr.6-18 Vliv materiálového modelu stříkaného betonu:  $M$ -L Diagram (KOP) (osa  $y$  v měřítku 1:2 vůči  $M$ -L Diagram v kap. 6.1)

Obr.6-19 Plastické body v předposlední fázi výstavby (bílá – dosažení tahové pevnosti, zelená – zpevnování v tlaku) – nahoře VOLUME\_CONC\_HSS\_M, dole – VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H: u ostění vyztuženého HEB a sítěmi nedochází k tak rozsáhlému vývoji tahových trhlin

Obr.6-20 Plastické body v předposlední fázi výstavby - detail (bílá – dosažení tahové pevnosti, zelená – zpevnování v tlaku) – nahoře VOLUME\_CONC\_HSS\_M, dole – VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H: u ostění vyztuženého HEB a sítěmi nedochází k tak rozsáhlému vývoji tahových trhlin

Obr.6-21 Průběh parametru řídicího změkčování betonu v tahu  $H_t$  (scale 0-1) – nahoře VOLUME\_CONC\_HSS\_M, dole – VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H: u ostění vyztuženého HEB a sítěmi nejsou šedé plochy, kde došlo k vyčerpání tahové pevnosti, tak rozsáhlé

$H_t > 1$  = dosaženo residuální pevnosti betonu v tahu

$0 \leq H_t \leq 1$  = dochází k tahovému změkčování a rozvoji trhlin

Obr.6-22 Průběh parametru řídicího změkčování betonu v tahu  $H_t$  (scale 0-1) detail – nahoře VOLUME\_CONC\_HSS\_M, dole – VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H: u ostění vyztuženého HEB a sítěmi nejsou šedé plochy, kde došlo k vyčerpání tahové pevnosti, tak rozsáhlé

$H_t > 1$  = dosaženo residuální pevnosti betonu v tahu

$0 \leq H_t \leq 1$  = dochází k tahovému změkčování a rozvoji trhlin

Obr.6-23 Vliv materiálového modelu stříkaného betonu:  $N$ -L Diagram (KOP)

Obr.6-24 Posuny ostění  $u$  zobrazeny na skutečné tloušťce ostění

Obr.6-25 Zobrazení aktuální pevnosti betonu  $f_c$  pro danou fázi výstavby (nahoře) a aktuálního modulu pružnosti betonu  $E$  (dole)

Obr.6-26 Průběh parametru řídicího zpevnování betonu v tlaku  $H_c$  (VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H): šedá místa =  $H_c=0$ , tzn. beton nezpevňuje;  $0 < H_c < 1$  = beton zpevňuje; zde  $\max H_c=0,52 < 1$ , tzn. ke změkčování nedochází

Obr.6-27 Model tunelu v GEO5 MKP v předposlední fázi budování

Obr.6-28 Celkový pohled na geometrii matematického modelu v GEO5 MKP

Obr.6-29 Porovnání analýz s alternativním výpočtem v GEO5 MKP:  $u$ -L Diagram

Obr.6-30 Porovnání analýz s alternativním výpočtem v GEO5 MKP:  $M$ -L Diagram

Obr.6-31 Porovnání analýz s alternativním výpočtem v GEO5 MKP:  $N$ -L Diagram

Obr.6-32 Porovnání analýz s alternativním výpočtem v GEO5 MKP:  $M$ -L Diagram (Předposlední fáze)

Obr.6-33 Finální průběhy vnitřních sil a deformací pro dimenzaci ostění: *u-L* Diagram  
Obr.6-34 Finální průběhy vnitřních sil a deformací pro dimenzaci ostění: *M-L* Diagram  
Obr.6-35 Finální průběhy vnitřních sil a deformací pro dimenzaci ostění: *N-L* Diagram

Obr.7-1 Interakční diagram pro průřez vyztužený profilem HEB300  
Obr.7-2 Interakční diagram pro průřez vyztužený profilem HEB260  
Obr.7-3 Interakční diagram pro průřez vyztužený profilem HEB180  
Obr.7-4 Vzorový příčný řez primárního ostění  
Obr.7-5 Interakční diagram ze statických výpočtů DÚR od AFRY  
Obr.7-6 Průběhy ohybových momentů z předposlední fáze výpočtu GEO5 MKP  
Obr.7-7 Průběhy ohybových momentů z předposlední fáze výpočtu  
VOLUME\_CONC\_HSS\_M+H. Maximum 264 kN.m (levý horní oblouk uprostřed). Ve spojích  
dočasného ostění je znatelný pokles průběhu ohybových momentů.

## 11 SEZNAM TABULEK

- Tab.1 Fáze ražby pro metodu redukce napětí a fázování stáří betonu
- Tab.2 Parametry Hardening soil modelu [1]
- Tab.3 Střední hodnoty pevností v čase pro třídy J1, J2 a J3 Concrete modelu [1]
- Tab.4 Parametry Concrete modelu [1]
- Tab.5 Délka tunelu
- Tab.6 Srovnání konvenčních tunelovacích metod [15]
- Tab.7 Grafické srovnání konvenčních tunelovacích metod [15]
- Tab.8 Parametry MC modelu
- Tab.9 Parametry HS a HSS modelu
- Tab.10 Parametry LE modelu
- Tab.11 Parametry SH modelu
- Tab.12 Parametry LE modelu pro výztužné sítě
- Tab.13 Parametry LE modelu pro tuhou výztuž+výztužné sítě
- Tab.14 Postup výstavby v Plaxis 2D pro LE ostění
- Tab.15 Postup výstavby v Plaxis 2D pro SH ostění
- Tab.16 Výsledky experimentu na prostém nosníku vyztuženém HEB300 a dvěma sítěmi
- Tab.17 Pořadí provedených analýz v Plaxis 2D
- Tab.18 Hodnoty pro výpočet interakčního diagramu a posouzení primárního ostění