

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

Fakulta stavební

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Brno, 2021

Vladimír Koporec



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

**NÁVRH ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY V MĚSTSKÉ ČÁSTI
BRNO-SEVER**

DESIGN OF RETAINING STRUCTURE IN THE BRNO- SEVER DISTRICT

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

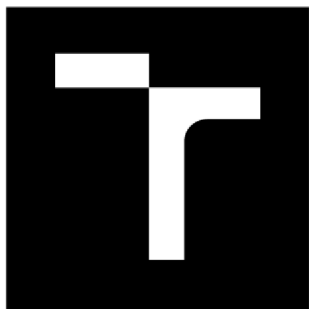
Vladimír Koporec

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. LUMÍR MIČA, Ph.D.

BRNO 2021



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

**NÁVRH ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY V MĚSTSKÉ ČÁSTI
BRNO-SEVER**

DESIGN OF RETAINING STRUCTURE IN THE BRNO- SEVER DISTRICT

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Vladimír Koporec

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. LUMÍR MIČA, Ph.D.

BRNO 2021



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Vladimír Koporec
Název	Návrh zajištění stavební jámy v městské části Brno-sever
Vedoucí práce	doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Datum zadání	30. 11. 2020
Datum odevzdání	28. 5. 2021

V Brně dne 30. 11. 2020

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

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady o inženýrsko geologických poměrech a konstrukčním řešením nového objektu budou předány vedoucím práce. K práci budou dále využita skripta vydaná na VUT FAST či na jiných stavebních fakultách v ČR.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Předmětem bakalářské práce je provést návrh zajištění budoucí stavební jámy v městské části Brno-sever. Cílem je najít technické řešení, které zajistí nejmenší dopad na přilehlý konstrukce. Návrh se provede v jednom příčném řezu. Součástí práce budou tyto kapitoly:

1. Úvod
2. Použité podklady
3. Inženýrsko-geologické podmínky
4. Rozbor možných způsobů zajištění stavební jámy
5. Statický výpočet (popsat metody řešení, které se použily pro návrh, vstupní parametry, statický výpočet v jednom řezu včetně posouzení hlavních konstrukčních prvků.
6. Výkresová dokumentace (příčný řez).
7. Závěr

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).
2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Bakalárska práca sa zaoberá návrhom pažiacej konštrukcie stavebnej jamy podzemného parkoviska polyfunkčného domu v Brne a jej vplyvu na priľahlý tunel. Návrh a posúdenie pažiacej konštrukcie je vypracovaný na základe výsledkov získaných v programe GEO5. Pre detailnejšiu analýzu vplyvu navrhovanej pažiacej konštrukcie na priľahlý tunel je zhotovená numerická analýza v programe PLAXIS 2D. V rámci tejto analýzy je zhotovená štúdia vplyvu materiálového modelu (Mohr-Columb, Hardening soil a Hardening soil small) na zmenu deformácií a vnútorných síl v tunelu. Výsledky práce zobrazujú interakciu medzi navrhovanou konštrukciou a tunelom.

Kľúčové slová: tunel, podzemná stena, stavebná jama, polyfunkčný dom, metóda Top down, prvý medzný stav, GEO5, metóda konečných prvkov, PLAXIS, deformácie, druhý medzný stav, numerická analýza.

Abstract

The bachelor's thesis deals with the design of the sheet pile construction of the construction pit of the underground car park of a multifunctional house in Brno and its impact on the adjacent tunnel. The design and assessment of the sheet pile structure is developed on the basis of the results obtained in the GEO5 program. For a more detailed analysis of the impact of the proposed sheet pile structure on the adjacent tunnel, a numerical analysis is performed in the PLAXIS 2D program. As part of this analysis, a study of the influence of the material model (Mohr-Columb, Hardening soil and Hardening soil small) on the change of deformations and internal forces in the tunnel is made. The results of the work show the interaction between the proposed structure and the tunnel.

Key words: tunnel, diaphragm wall, excavation, multifunctional house, top-down method, ultimate limit state, GEO5, finite element method, PLAXIS, deformation, serviceability limit state, numerical analysis.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Vladimír Koporec *Návrh zajištění stavební jámy v městské části Brno-sever*. Brno, 2021. 69 s., 19 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce s názvem *Návrh zajištění stavební jámy v městské části Brno-sever* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 24. 5. 2021

Vladimír Koporec
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Návrh zajištění stavební jámy v městské části Brno-sever* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 24. 5. 2021

Vladimír Koporec
autor práce

OBSAH

1	ÚVOD	12
2	VOĽBA METÓDY ZAISTENIA STAVEBNEJ JAMY	13
2.1	konštrukcia zhora nadol „top down“	13
2.1.1	Postup výstavby metódou „Top down“ (Obr. 1).....	13
2.1.2	Výhody konštrukcie „Top down“	16
3	ZÁKLADNÉ INFORMÁCIE O KONŠTRUKCII A ZÁKLADOVÝCH POMEROCH	17
3.1	ZÁUJMOVÉ ÚZEMIE	17
3.2	GEOTECHNICKÉ POMERY	17
3.2.1	Geomorfologické a geologické pomery (1)	18
3.3	HYDROGEOLOGICKÉ POMERY (1)	19
3.4	PRIESKUMNÉ PRÁCE (1)	19
4	STATICKÝ VÝPOČET PAŽIACEJ KONŠTRUKCIE	21
4.1	PREDPOKLADY VÝPOČTU	21
4.1.1	Metóda výpočtu pomocou programu GEO5	21
4.2	VÝPOČET PODZEMNEJ STENY POMOCOU PROGRAMU GEO5	22
4.2.1	Vstupné parametre	22
4.2.2	Fázy výstavby	23
4.2.3	Výstupy	26
4.2.4	Vyhodnotenie.....	28
5	VPLYV PODZEMNEJ STENY NA TUNEL	29
5.1	VÝPOČET POMOCOU PROGRAMU PLAXIS 2D	29
5.1.1	Predpoklady výpočtu	30
5.1.2	Konštitučné modely	30
5.2	MODELOVANÁ OBLASŤ	34
5.3	TUNEL	35
5.4	PODZEMNÁ STENA	37
5.4.1	Porovnanie výsledkov pre rôzne materiálové modely	37
5.4.2	Porovnanie výsledkov z Plaxis a GEO5	48
5.5	INTERAKCIA TUNELA S PODZEMNOU STENOU	50
6	ZÁVER	60
7	POUŽITÁ LITERATURA	61

ZOZNAM TABULIEK	63
ZOZNAM OBRÁZKOV	65
ZOZNAM POUŽITÝCH SKRATIEK A SYMBOLOV	67
ZOZNAM PRÍLOH.....	69

1 ÚVOD

Cieľom tejto práce je návrh pažiacej konštrukcie stavebnej jamy, ktorá sa nachádza v blízkosti tunela.

Prvá časť práce sa zaoberá stručným popisom voľby vhodného spôsobu zaistenia stavebnej jamy s ohľadom na priľahlý tunel. Detailnejšie je potom popísaná zvolená metóda, a to „Top down“, ktorá sa používa na miestach, kde sa v tesnej blízkosti nachádzajú už existujúce stavby, konštrukcie alebo tunely.

Druhá časť práce sa zaoberá popisom stavby. Predovšetkým inžiniersko-geologickým prieskumom a jeho vyhodnotením z ktorého boli získané návrhové charakteristiky zemín a geologický rez v mieste paženia.

V tretej časti práce sa zaoberáme návrhom pažiacej konštrukcie a jej statickým výpočtom. Statický výpočet bol zhotovený pomocou programu GEO5, v praxi jedným z najrozšírenejších programov. Program umožňuje kompletný návrh a posúdenie zvislých pažiacich konštrukcií rôznych typov.

Štvrtá časť práce je zameraná na detailnejšiu analýzu vplyvu pažiacej konštrukcie a na existujúci tunel. Analýza bola vytvorená pomocou pokročilého geotechnického programu PLAXIS 2D, ktorý vykonáva 2D analýzu deformácií a stability. Pridanou hodnotou práce je použitie a porovnanie výsledkov troch rôznych materiálových modelov.

Na základe statického výpočtu bude pre navrhnuté riešenie stavebnej jamy vypracovaná projektová dokumentácia, ktorá sa skladá zo zvislého rezu pažiacej konštrukcie a tunela.

2 VOLĽBA METÓDY ZAISTENIA STAVEBNEJ JAMY

Založenie novostavby v husto zastavaných častiach miest prináša mnoho problémov, zvlášť keď sú v projekte navrhnuté podzemné garáže. V takýchto prípadoch je nevyhnutné riešiť zabezpečenie stavebnej jamy suterénu. Pre zaistenie stavebnej jamy existuje celá rada metód. Ak sa však v blízkosti objektu nachádza ďalšia budova, alebo iná stavba, kde nie je možné použitie horninových kotiev, treba hľadať iný spôsob, ako zaistiť stavebnú jamu. Konštrukciu je nutné rozopierať. V rámci tejto stavby navyše zo strany prevádzkovateľa tunela je požiadavka, že stavba nesmie ovplyvniť tunel. Ide o veľmi striktnú požiadavku, ktorú ani nie je možné splniť. Táto požiadavka vedie k tomu, že konštrukcia musí byť veľmi tuhá a teda zemný tlak blízko kľudovému. Po zvážení všetkých možných spôsobov prichádza v úvahu jedna možnosť a to zaistenie stavebnej jamy metódou „Top down“.

2.1 KONŠTRUKCIA ZHORA NADOL „TOP DOWN“

Pri najbežnejších metódach výstavby sú budovy s podzemnými časťami postavené metódou zdola nahor, kde sú spodné a nadstavbové podlahy budované postupne od najnižšej úrovne suterénu po hornú časť budovy. Aj keď je táto konvenčná metóda, ktorá sa tiež nazýva metóda zdola nahor, jednoduchá v dizajne aj konštrukcii, nie je uskutočniteľná pre projekty s obmedzeným časom výstavby alebo s obmedzeniami na stavenisku (veľkosť miesta, právne problémy atď.). Riešením týchto problémov je konštrukčná metóda zhora nadol.

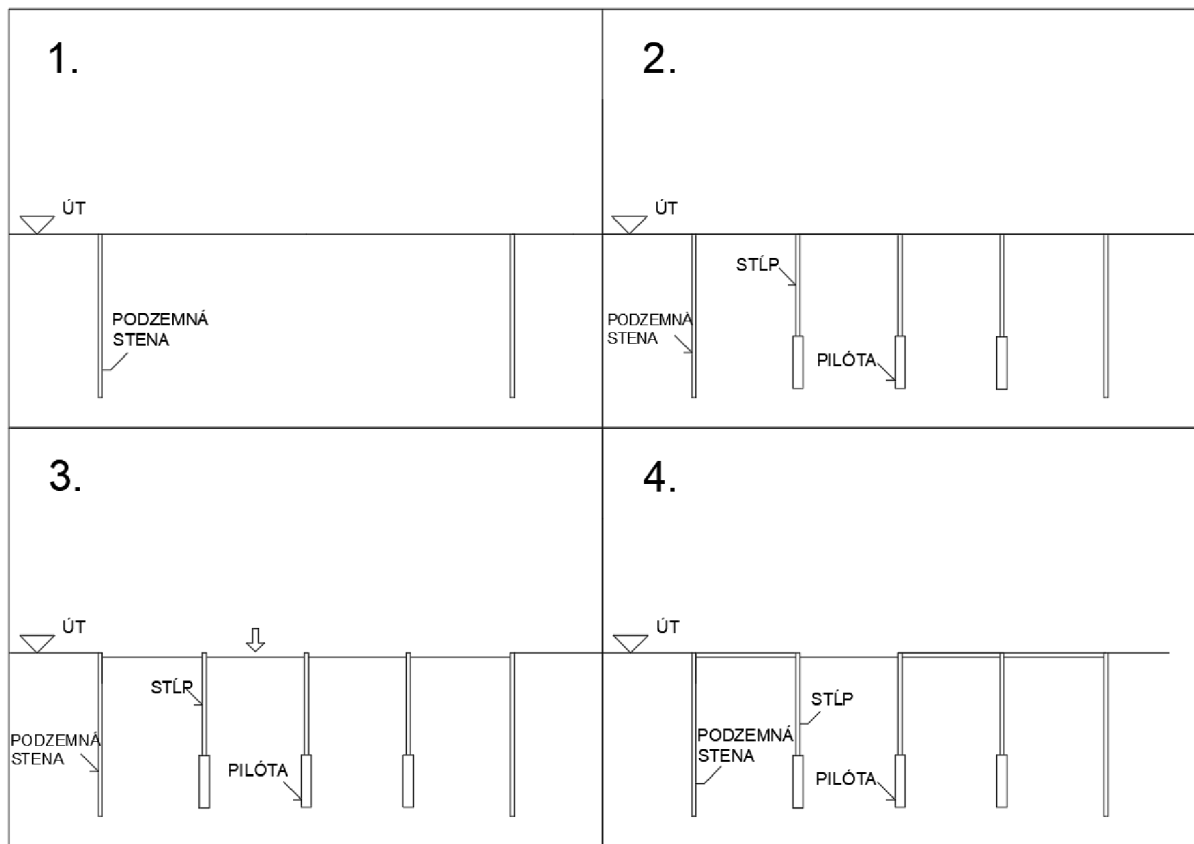
Konštrukcia zhora nadol sa bežne používa v stiesnených oblastiach, kde sa v tesnej blízkosti nachádzajú existujúce stavby, konštrukcie alebo tunely. Táto metóda sa používa pri projektoch hlbokých výkopov, pri ktorých nie je možné vykonať kotvenie a bolo potrebné minimalizovať pohyby pôdy. „Top down“ metóda je definovaná použitím trvalej vnútornej konštrukcie, kde sa dosky vyššej úrovne betónujú pred doskami nižšej úrovne, aby pri postupe výrubu fungovali ako vodorovné rámy na podopretie stien. Metóda „Top down“ je vhodná na výstavbu vysokých budov s hlbokým suterénom, podzemných garáží, alebo stanice metra. Táto metóda je navrhnutá tak, aby umožňovala vykonávať nadzemné stavebné práce súčasne s výkopom suterénu. To vedie k výraznej úspore času na projekte.

2.1.1 Postup výstavby metódou „Top down“ (Obr. 1)

- 1) Inštalácia podzemnej steny až do návrhovej hĺbky. Podzemná stena je navrhnutá tak, aby v úrovni kde sa bude nachádzať železobetónová doska bola možnosť napojenia

dosky k stene za pomoci spojovacích tyčí, alebo hmoždín. Podzemná stena sa zhotoví po oboch stranách za pomoci prefabrikovaných dielcov, alebo monoliticky na mieste.

- 2) Ak je rozpätie medzi stenami väčšie, môžu byť ako podporné body použité medziľahlé stĺpy, ktoré sú zasadené do pilót, a spolu so stenou budú niest' budúcu nadstavbu.
- 3) Po zhotovení podzemnej steny sa vyťaží zemina tesne pod úroveň budúcej stropnej dosky.
- 4) Osadí sa výstuž pre železobetónovú dosku a taktiež spojovacie tyče/ hmoždiny, ktoré budú slúžiť ako spoj medzi podzemnou stenou a doskou. Železobetónová doska sa nezaleje celá, ale nechá sa otvor v strope, ktorý umožní nepretržitý prechod, ako aj správne vetranie.
- 5) Po stvrdnutí betónu stropnej konštrukcie sa vo výkope pokračuje a to za pomoci bagrov s dlhým ramenom, alebo žeriavom. Cez otvory v strope sa do výkopu spustí malý bager, ktorý bude zhŕňať zeminu na miesto, kde dosiahne bager s dlhým ramenom.
- 6) Postup sa opakuje, kým sa nedosiahne požadovaná hĺbka.





Obr. 1 Fázy výstavby- Metóda „Top down“

2.1.2 Výhody konštrukcie „Top down“

Podľa podkladu (5) medzi výhody patrí:

- Nadzemné stavby je možné vykonávať súčasne s podzemnými stavbami. To výrazne skracuje čas výstavby.
- Podzemné steny sú nákladovo efektívnejšie, pretože fungujú ako izolácia proti podzemnej vode a zadržiavajú pôdu počas fázy razenia. Potom ako trvalé podzemné steny s možnosťou zaťaženia hotovej stavby.
- Ľahšia a ekonomickejšia konštrukcia stropu, pretože je možné ju zalievať na pripravený podklad namiesto použitia spodných foriem.
- Vyžaduje menšiu šírku stavebnej plochy. Zníženie znečistenie životného prostredia spojené s predkonštrukčnými zemnými prácami.
- Eliminuje potrebu podpory susedných stavieb.

2.2.3 Nevýhody konštrukcie „Top down“

Medzi nevýhody je možné zaradiť podľa podkladu (5) nasledujúce prípady:

- Neschopnosť inštalovať vonkajšiu hydroizoláciu na vonkajšiu stranu steny.
- Potencionálny únik vody v kĺboch.
- Zložitejšie spojenie podzemnej steny so stropnou doskou.
- Prístup k výkopu a priestor na zhotovenie základovej dosky je obmedzený.

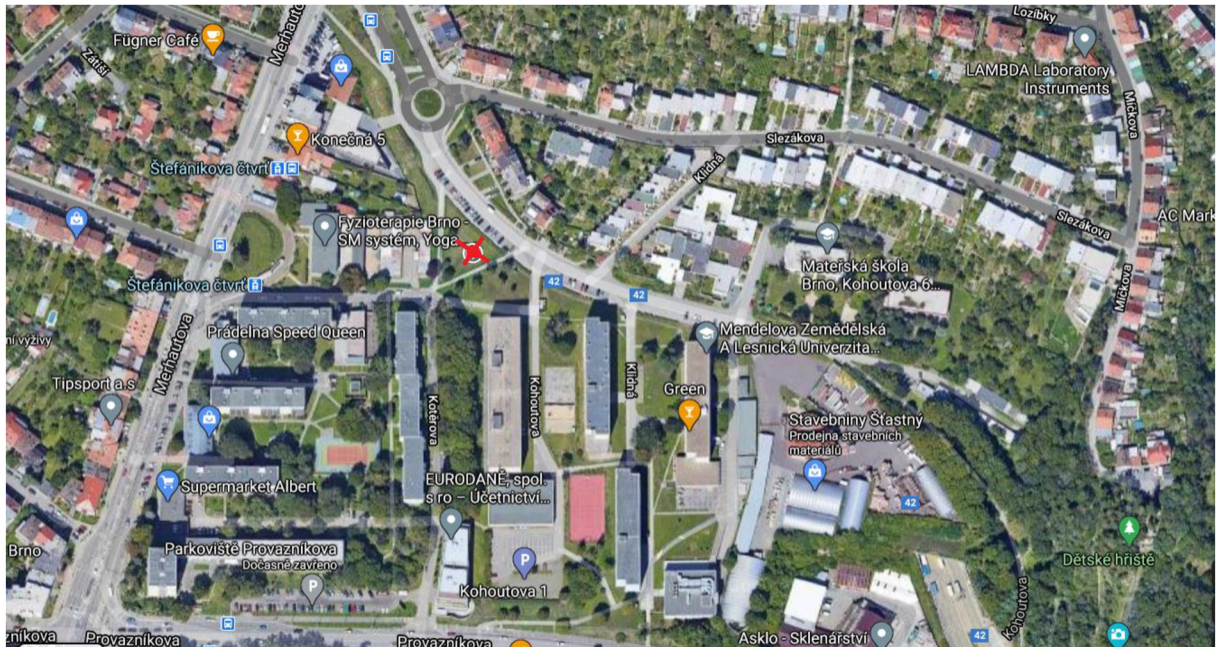


Obr. 2 Metóda „Top down“ (zdroj: Indochine engineering)

3 ZÁKLADNÉ INFORMÁCIE O KONŠTRUKCII A ZÁKLADOVÝCH POMEROCH

3.1 ZÁUJMOVÉ ÚZEMIE

Predmetom práce je zabezpečenie steny stavebnej jamy pre novostavbu polyfunkčného objektu v meste Brno, v mestskej časti Brno - sever. Súčasťou objektu bude dvojpodlažné podzemné parkovisko. Tento objekt sa nachádza v tesnej blízkosti Husovitského tunela a okolitých stavieb a neumožňuje jamu zhotoviť pomocou svahovania výkopu a ani zhotovenie stavebnej jamy s použitím kotiev.



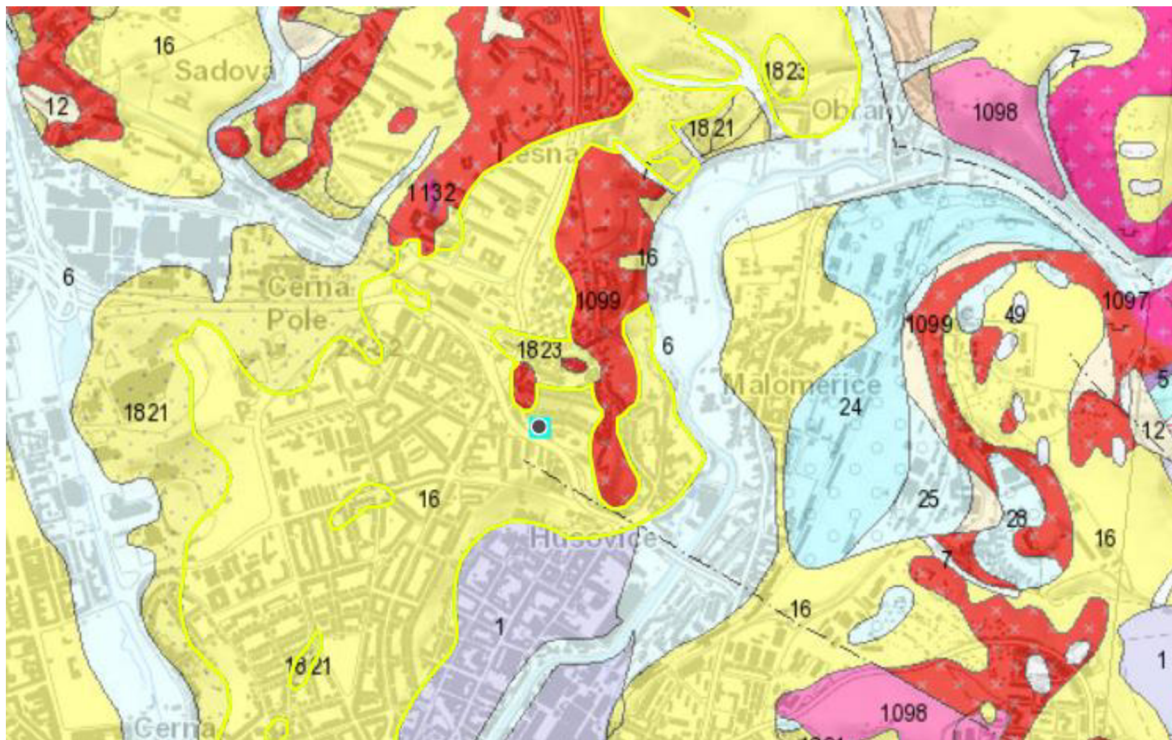
Obr. 3 Poloha objektu (zdroj: Google Maps)

3.2 GEOTECHNICKÉ POMERY

Pri spracovaní tejto kapitoly sa vychádza z podkladu Inžiniersko-geologického prieskumu (1), ktorý pojednáva o zhotovených prieskumných prácach a zistených geotechnických pomeroch na predmetnej lokalite.

3.2.1 Geomorfologické a geologické pomery (1)

Lokalita prieskumu je umiestnená v severnej časti mesta Brna, v mestskej časti Černá pole. Terén je v miernom svahu v celkovom sklone smerom k juhovýchodu.



Obr. 4 Geologická mapa M1:50000 (zdroj: Česká geologická mapa)

Podľa geomorfologického členenia ČR patrí posudzovaná lokalita do obvodu Soběšická vrchovina, podcelku Adamovská vrchovina, celku Dražanská vrchovina a oblasti Brněnská vrchovina.

Geologické podložie predkvaterného obdobia je v posudzovanej lokalite tvorené výhradne skalnými horninami z obdobia neoproterozoika. Jedná sa predovšetkým o šedé až načervenalé biotitické granodiority. Skalné podložie bolo zachytené v novo zhotovenej sonde v hĺbke približne 15 m. Novo zhotovenou sondou bolo zachytené iba zvetralé skalné podložie triedy R5 podľa ČSN 73 1001.

Skalné podložie bolo v sonde V-1 prekryté záilovaným pieskom triedy S5-SC, resp. cISa. Konzistencia výplne týchto sedimentov bola stanovená ako tuhá až pevná. Nad piesčitou vrstvou boli zaistené vysoko plastické zeminy. V spodnej polohe sa jednalo o vysoko plastické íly triedy F8-CH, resp. CI, vyššie potom vysoko plastické hliny triedy F7-MH, resp. cISi. Konzistencia zemín sa pohybovala od tuhej po tuhú až pevnú.

Kvartérny pokryv vytvára jemnozrnné ílovitoprachové hliny triedy F6-CI, resp. siCI. Zeminý nebvávajú tuhej až pevnej konzistencie.

Vrchná vrstva bola tvorená v mieste sondy V-1 navážkou, zasahujúcu do hĺbky 0,8 m. Dá sa očakávať, že mocnosť navážky bude premenlivá. Ale vzhľadom k predpokladanému zahĺbeniu konštrukcie, nebude mať navážka vplyv na spôsob založenia

3.3 HYDROGEOLOGICKÉ POMERY (1)

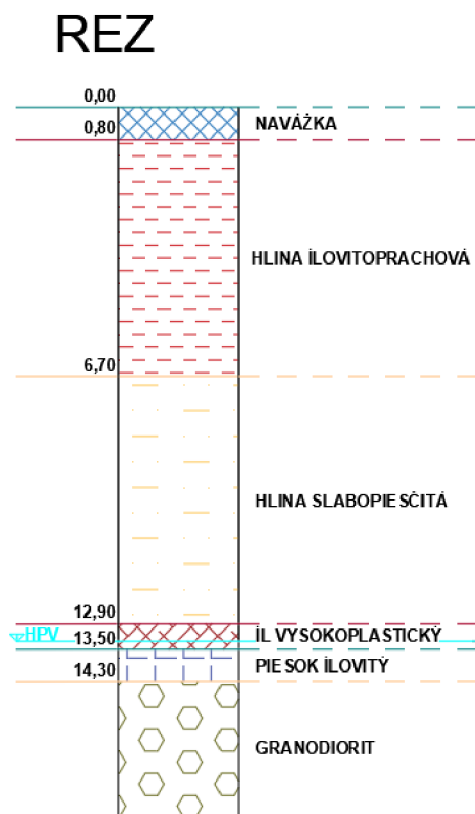
Počas zhotovovania vrtných prác dochádzalo k slabému priesaku podzemnej vody v úrovni 13,2 m. Po dokončení vrtných prác bol vrt stiahnutý a nebolo teda možné odobrať vzorku podzemnej vody pre stanovenie laboratórnych rozborov podzemnej vody na agresivitu. Dá sa však predpokladať, že hladina podzemnej vody sa ustáli v hĺbke 12 až 13 m a nemala by mať vplyv na podzemné konštrukcie. U hlbinného zakladania je však nutné s touto hladinou podzemnej vody počítať.

3.4 PRIESKUMNÉ PRÁCE (1)

Pri návrhu zaistenia stavebnej jamy a základových konštrukcií sa vychádzalo zo správy inžiniersko - geologického prieskumu a hydrogeologického prieskumu. V rámci prieskumu bola zhotovená vrtná sonda označená ako V-1. Boli použité strojné pojazdné hydraulické súpravy typu UVS 15 na podvozku ľahkého terénneho automobilu IVECO Daily 4x4. Vrtané bolo jadrovým spôsobom, náradím s profilom 137 mm, s dovrtom špirálovým vrtným nástrojom s profilom 150 mm. Sonda bola zhotovená do hĺbky 15 m pod počiatočným terénom. Jednotlivé vrstvy boli na základe príslušných fyzikálno-indexových vlastností zaradené do tried podľa klasifikácie ČSN 73 1001, resp. ČSN EN ISO 14688.

Tab. 1 Geologický profil v mieste navrhovanej stavebnej jamy

Hĺbka	Klasifikácia	Názov	Konzistencia
0,0 -0,8	Y	Navážka	tuhá až pevná
0,8 - 6,7	F6 -CI siCI	Hlina ílovitoprachová, tmavo hnedá, stredne plastická	tuhá až pevná
6,7 - 12,9	F7 - MH cISi	Hlina hnedá, slabo piesčitá, vysoko plastická	tuhá až pevná
12,9 - 13,5	F8 - CH CI	Íl vysoko plastický, hnedý	tuhý
13,5 - 14,3	S5 - SC cISa	Piesok ílovitý, svetle hnedý	tuhý až pevný
14,3 -	R5	Zvetralé skalné podložie - biotitický granodiorit	-



Obr. 5 Priečný rez v mieste paženia

4 STATICKÝ VÝPOČET PAŽIACEJ KONŠTRUKCIE

4.1 PREDPOKLADY VÝPOČTU

Cieľom návrhu zaistenia stavebnej jamy je navrhnuť takú konštrukciu, ktorá by spĺňala všetky statické požiadavky. Bola aj ekonomicky najvhodnejšia a navrhnutá konštrukcia mala čo najmenší negatívny vplyv na priľahlý tunel. Na základe rozboru možných spôsobov zaistenia stavebnej jamy tak, aby bol čo najmenší dopad na priľahlý tunel, som pristúpil k riešeniu, ktoré tvorí tuhý systém. Je navrhnutý systém „Top and down“. Autor navrhol na zaistenie stavebnej jamy podzemnú stenu, ktorá je rozoprená pomocou definitívnych stropov za použitia „Top – down“ metódy, kde sú stropné dosky založené na zvislých podzemných stenách. Statický výpočet tejto varianty zhotovíme pomocou programov FINE GEO5 - paženie posudok. Z dôvodu, že program GEO5 neumožňuje zahrnúť do výpočtu i konštrukciu tunela spolu s podzemnou stenou, bola detailnejšia analýza vzájomného spolupôsobenia zhotovená v program Plaxis 2D.

4.1.1 Metóda výpočtu pomocou programu GEO5

Riešenie podzemnej steny bolo zhotovené v programe GEO5 firmy Fine - Paženie posudok (22). Tento program umožnil výpočet konštrukcie počas jednotlivých fáz budovania a poskytol komplexnú analýzu rozoprených pažiacich konštrukcií metódou závislých tlakov. Metóda závislých tlakov predpokladá, že zemina resp. hornina v okolí podzemnej steny sa chová ako ideálne pružno-plastická hmota. Táto hmota je určená modulom reakcie podložia k_h , ktorá charakterizuje pretvorenie zeminy v pružnej oblasti. Modul reakcie podložia k_h nie je možné stanoviť priamo pomocou IG prieskumu z dôvodu závislosti na veľkosti zaťažovanej plochy a typu zeminy. Program GEO5 Paženie posudok umožňuje stanovenie tohto parametru niekoľkými spôsobmi. V tejto práci bola zvolená metóda podľa Schmitta pomocou závislosti na ohybovej tuhosti konštrukcie a edometrickom modulu zeminy.

Druhým parametrom je maximálna deformácia konštrukcie, kde sa pri jej prekročení hmota zmení z ideálne pružnej na ideálne plastickú.

Výpočet podľa metódy zvislých tlakov je založený na interakcii pomocou dvoch predpokladov. Na konštrukciu pôsobí zemný tlak o veľkosti pohybujúcej sa v intervale medzi aktívnym a pasívnym zemným tlakom. Ďalej na nedeformovanú konštrukciu pôsobí zaťaženie

o veľkosti zemného tlaku v kľude. Pri výpočte sa všetkým prvkom priradí modul reakcie podložia k_h a konštrukcia sa zaťaží tlakom v kľude.

Výpočet v programy GEO5- Paženie posudok je zhotovený ako pre 1. MS, tak i pre 2. MS. Veľkosť návrhového momentu bol stanovený ako 1,5 ohybového momentu zisteného z 2. MS.

4.2 VÝPOČET PODZEMNEJ STENY POMOCOU PROGRAMU GEO5

4.2.1 Vstupné parametre

Na výpočet podzemnej steny bol použitý program GEO5 – Paženie posudok. Podzemná stena bola zhotovená do hĺbky 14m pod úroveň terénu a hrúbka steny je 0,6m. Návrhové hodnoty zemín boli použité z inžinierskogeologického prieskumu (1) a po konzultácií s vedúcim práce. Parametre materiálu podzemnej steny si autor navrhol sám. Pre účely tejto práce boli spolu spojené zeminy triedy F6-CI, F7-MH a F8-CH. Toto spojenie bolo zvolené na základe toho, že ide o štúdiu uskutočniteľnosti pažiacej konštrukcie. Parametre rozpier (Tab. 2) a ich polohu umiestnenia autor mal zadané.

Tab. 2 Parametre zemín použité v GEO5

Číslo vrstvy	Názov vrstvy	Trieda vrstvy	Vzdialenosť od do [m]	Hrúbka vrstiev [m]	γ [kNm ⁻³]	γ_{sat} [kNm ⁻³]	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	E_{def} [MPa]	ν [-]
1.	Navážka	Y	0 – 0,8	0,8	19	19	28	5	15	0,25
2.	Hliny, íly	F6-CI, F7-MH, F8-CH	0,8 - 13,5	12,7	19,5	19,5	24	6	8,8	0,2
3.	Piesok ílovitý	S5 - SC	13,5 - 14,3	0,8	18,5	18,5	28	10	10	0,35

Tab. 3 Parametre podzemnej steny

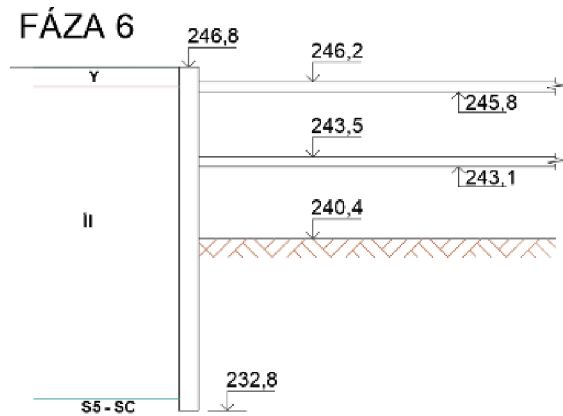
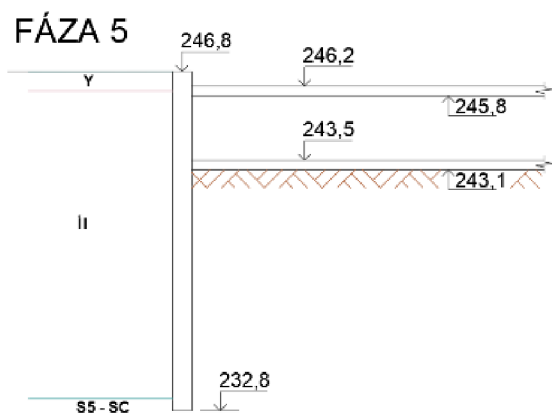
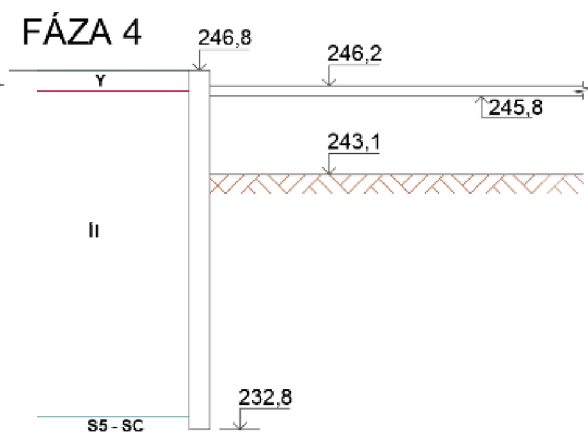
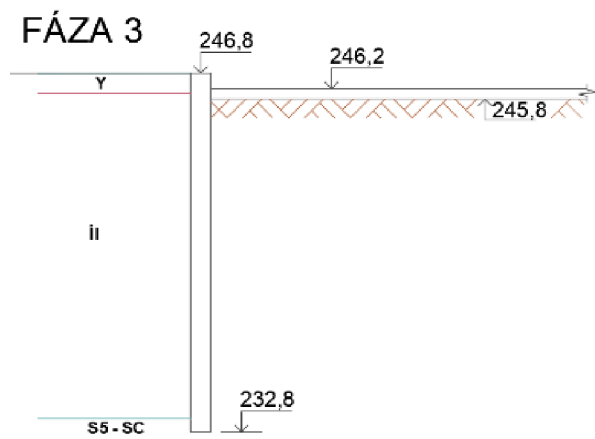
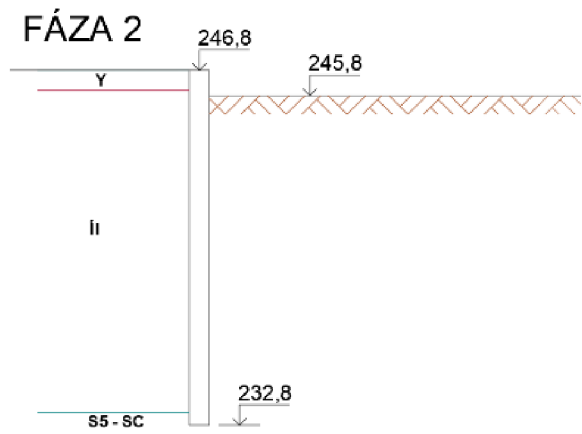
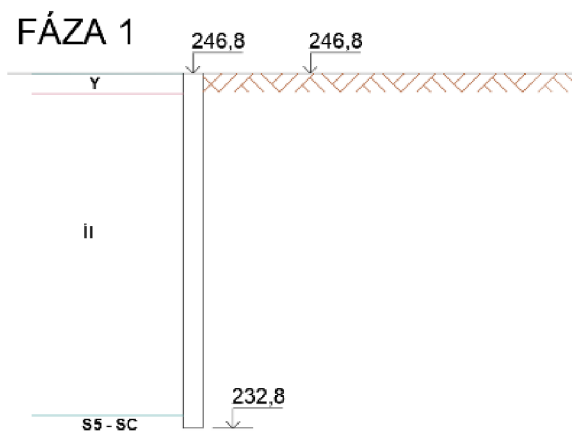
Podzemná stena	Dĺžka steny [m]	Hr steny [m]	A [mm ² /m]	I [mm ⁴ /m]	E [MPa]	G [MPa]	f _{ck} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	f _{yk} [MPa]
	14	0,6	6,0 E ⁻⁰¹	1,80 E ⁻⁰²	30,0 E ⁰³	1,25 E ⁰⁴	20	2,2	500

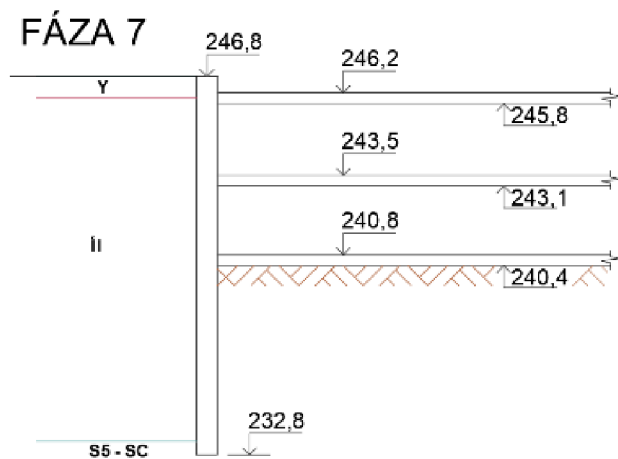
Tab. 4 Parametre rozperry

	Poloha [m]	Hr. rozperry [m]	Dĺžka [m]	E [MPa]	A [m ²]
Rozpera č.1.	0,8	0,4	9,65	30,0 E ⁰³	3,86
Rozpera č.2.	3,5				
Rozpera č.3.	6,2				

4.2.2 Fázy výstavby

Postup zhotovenia podzemnej steny si rozdelíme do štyroch pracovných záberov, ktorým priradíme jednotlivé fázy výstavby.





Obr. 6 Fázy výstavby

Fáza 1 – Pozdĺž obvodu budúcej konštrukcie sa vykope ryha hĺbky 14m, následne sa do ryhy vloží výstuž a ryha sa zaleje betónovou zmesou.

Fáza 2 – Keď je prvá fáza výstavby hotová vyberie sa zemina z vnútornej časti do hĺbky 1,0m.

Fáza 3 – Do predkopanej jamy sa zhotoví monolitická železobetónová doska hrúbky 0,4 m, ktorá plní dve funkcie naraz – stáva sa nulovým horným poschodím podzemnej stavby a slúži aj ako trvalá rozpera podzemnej steny. Ťahové vlákna sa prejaví v horných šiestich metroch na rubovej strane konštrukcie a nižších hĺbkach sa ťažené vlákna prejaví na lícnej strane konštrukcie.

Fáza 4 – Po vytvrdnutí betónu sa začína pracovať na ťažbe zeminy pod zhotovenou podlahou. Po úroveň ďalšieho poschodia do hĺbky 3,70 m pod úrovňou terénu. Ťažba zeminy sa vykonáva mechanizovaným spôsobom. Ďalej vzrastá sila v prvej rozpere.

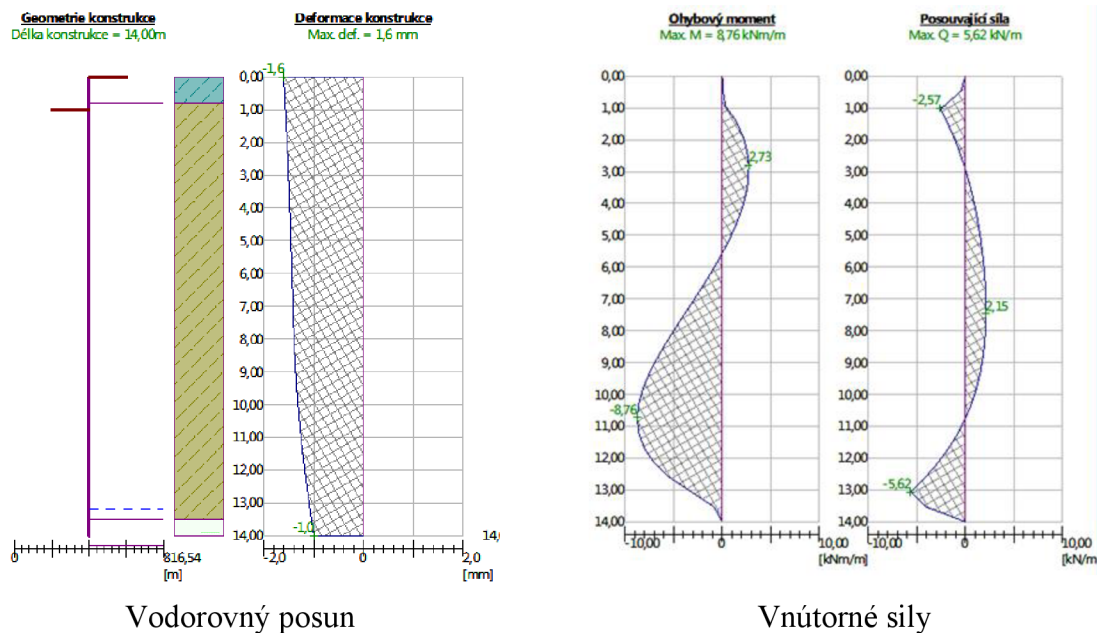
Fáza 5 – Keď je zemina vyťažená na požadovanú hĺbku, tak sa opäť dno jamy zaleje betónom hrúbky 0,4m.

Fáza 6 - Po vytvrdnutí betónu sa začína pracovať na ťažbe zeminy pod zhotovenou podlahou. Po úroveň ďalšieho poschodia do hĺbky 6,4m pod úrovňou terénu.

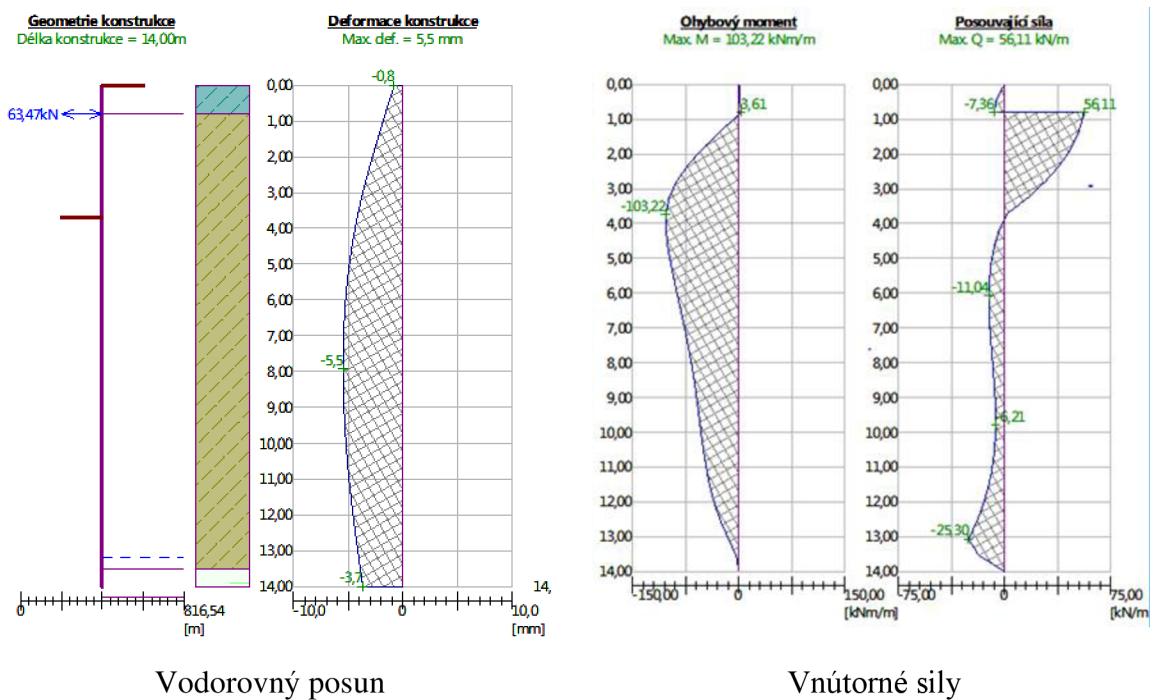
Fáza 7 - Keď je zemina vyťažená na požadovanú hĺbku, dno jamy sa opäť zaleje betónom hrúbky 0,4 m.

4.2.3 Výstupy

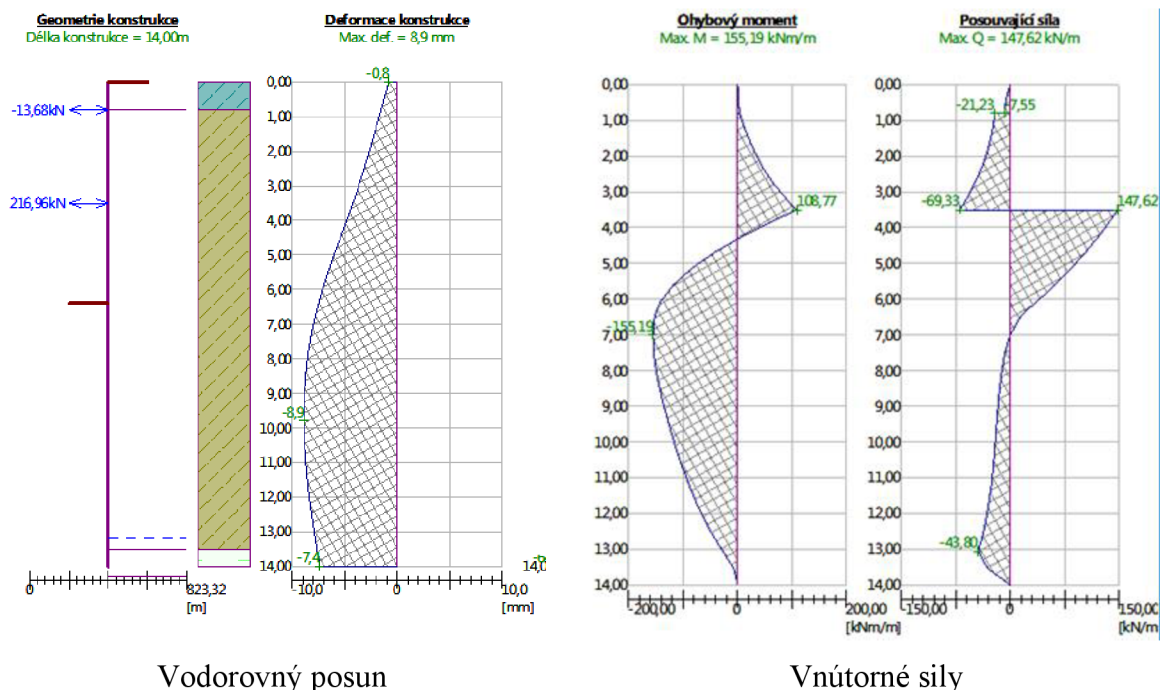
Pre vybrané výpočtové fázy (odkop 1, odkop 2 a odkop 3) sú v tejto kapitole prezentované vodorovné posuny pažiackej konštrukcie spolu s vnútornými silami (Obr. 7 až Obr. 9).



Obr. 7 Odkop 1



Obr. 8 Odkop 2



Vodorovný posun

Vnútorné sily

Obr. 9 Odkop 3

Výpočtom pomocou metódy závislých tlakov bol zistený maximálny vodorovný posun navrhovanej pažiacej konštrukcie o veľkosti $u_x = 8,9$ mm. Tohto posunu bolo dosiahnuté po odkopu na finálnu hĺbku stavebnej jamy. Pre tento stav bol dosiahnutý i maximálny ohybový moment $M = 155,2$ kNm/m. Tento moment je však charakteristický. Pre návrh vystuženia je tento moment vynásobený súčiniteľom o veľkosti 1,5. Návrhový moment $M_d = 232,8$ kNm/m.

Posúdenie betónového prierezu (EN 1992-1-1)

Posúdenie prierezu podzemnej steny o hrúbke 600 mm je zhotovené podľa EN 1992-1-1 (4). Návrh vystuženia a posúdenia prierezu podzemnej steny je zhotovené v rámci dimenzačného modulu v programe paženie posudok. Pomocou tohto modulu je posúdenie nasledujúce:

Vystuženie - 6 ks profil 28,0 mm; krytie 60,0 mm, vystuženie je pri oboch povrchoch.

$$\text{Stupeň vystuženia } \rho = 0,68 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$$

$$\text{Poloha neutrálnej osy } x = 0,15 \text{ m} < 0,34 \text{ m} = x_{\max}$$

$$\text{Posúvajúca sila na medzi únosnosti } V_{Rd} = 250,64 \text{ kN/m} > 226,62 \text{ kN/m} = V_{Ed}$$

$$\text{Moment na medzi únosnosti } M_{Rd} = 780,29 \text{ kNm/m} > 233,09 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$$

Prierez VYHOVUJE.

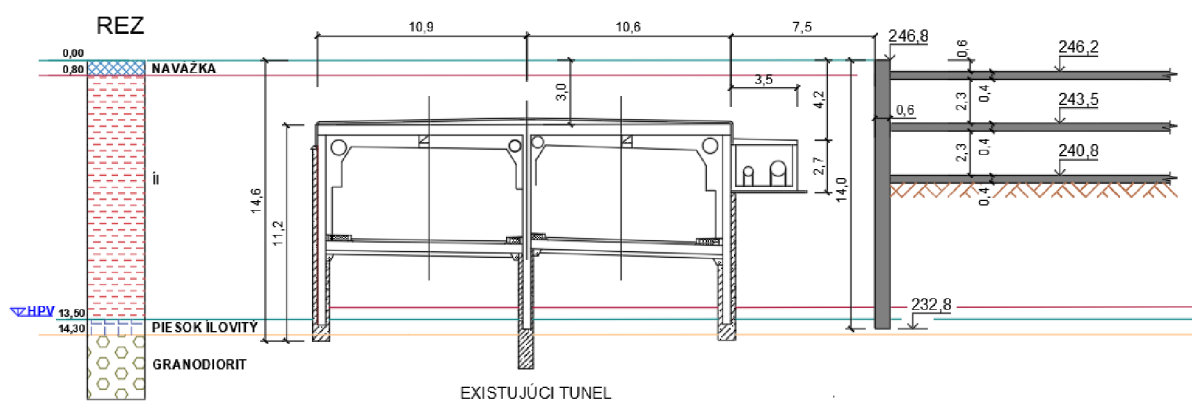
Prierez VYHOVUJE

4.2.4 Vyhodnotenie

Statický výpočet podzemnej steny rozoprenej vyhovet. Všetky fázy výstavby sú z hľadiska I. medzného stavu v poriadku. Maximálny ohybový moment vyšiel 232,8 kNm/m. Z hľadiska II. medzného stavu nám statický výpočet vyšiel pozitívne, kde maximálne sadnutie terénu je 9,2mm a maximálna deformácia je 8,9mm. Všetky spomenuté maximálne hodnoty boli zaznamenané pri poslednej fáze výstavby.

5 VPLYV PODZEMNEJ STENY NA TUNEL

Táto časť bakalárskej práce je zameraná na statický výpočet. Úlohou je zistiť, aký vplyv bude mať navrhnutá metóda zaistenia stavebnej jamy na tunel (obr. 10). Na zistenie týchto cieľov autor použil program Plaxis 2D. Výpočet bol zhotovený v troch konštitučných modeloch Mohr-Coloumb (MC), Hardening soil (HS), Hardening soil small (HSS). Následne sa zhotovilo porovnanie výsledkov medzi jednotlivými modelmi. Vstupné parametre zemín pre navážku, piesok zailovaný a grandiorit sú rovnaké ako v programe GEO5. Pre materiálový model HS a HSS boli prevzaté z publikácie (18). Parameter tuhosti (E) pre MC model pre vrstvu ílu bol stanovený prepočtom z HS modelu pre stred vrstvy. Pre stred vrstvy bolo uvažované zvislé napätie 147 kPa. Vstupné parametre sú sumarizované v Tab. 5 a Tab. 6. Parametre tunela nám neboli sprístupnené. Autor si sám navrhol parametre tunela, ako aj parametre podzemnej steny (Tab. 7, Tab. 8).



Obr. 10 Priečny rez

5.1 VÝPOČET POMOCOU PROGRAMU PLAXIS 2D

Plaxis 2D je pokročilý geotechnický program, ktorý vykonáva 2D analýzu deformácií a stability. Plaxis 2D pracuje na základe metódy konečných prvkov (MKP), ktorá rozčlení modelovanú oblasť na sieť konečných prvkov vzájomne prepojené uzlami. Za jednu z hlavných neznámych sa predpokladá práve posun týchto uzlov. Následne sú spočítané matice tuhosti jednotlivých prvkov kontinua, ktoré dohromady tvoria globálnu maticu tuhosti. Po implementácii vplyvu okrajových podmienok je možné vyriešiť globálnu sústavu rovníc a získať uzlové premiestnenie. Pomocou kompatibility a podmienok rovnováhy dokážeme stanoviť napätie, prípadne pretvorenie.

5.1.1 Predpoklady výpočtu

Popis	Symbol	Drenážny typ	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Mat. model	ν/ν_{ur} [-]	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	E' [kPa]
Navážka	Y	undrained	19	19	MC	0,25	28	5	15000
Hliny, íly	F6-CI, F7-MH, F8-CH	undrained	19,5	19,5	MC	0,2	24	6	8800
Piesok zaílovaný	S-SC	drained	19	19	MC	0,35	28	10	10000
Granodiorit	R5	Non-porous	22	22	LE	0,2	-	-	240000
Zásyp	Y	drained	17	17	MC	0,25	28	10	50000

Projekt

- Úloha: rovinne deformačná
- Typ prvku 15-uzlový
- Jednotky kN, m, s
- Hustota siete jemná
- Okrajové podmienky: štandardné
- Konštitučný model: Mohr-Coloumb (MC), Hardening soil (HS), Hardening soil small (HSS)

Pre potreby idealizácie úlohy v programe Plaxis 2D musíme predpoklady výpočtu rozšíriť o dáta, ktoré tento program vyžaduje a tie následne upraviť do požadovanej podoby.

5.1.2 Konštitučné modely

Mohr – Coulomb (MC) model (10)

Mohr – Coulomb model môžeme nazvať aj ako lineárne elastický dokonale plastický model, ktorý ponúka program Plaxis ako relatívne ľahkú prvotnú analýzu problému. MC materiálový model definuje iba jeden parameter tuhosti E- Youngov modul. Okrem toho poissonovo číslo ν , súdržnosť c , uhol vnútorného trenia ϕ . Tuhosť a poissonovo číslo popisujú pružnosť pôdy, zatiaľ čo súdržnosť a trenie popisujú plasticitu pôdy.

Obr. 11 Stanovenie plastickej vetvy MC pracovného diagramu z dráhy napätia (10)

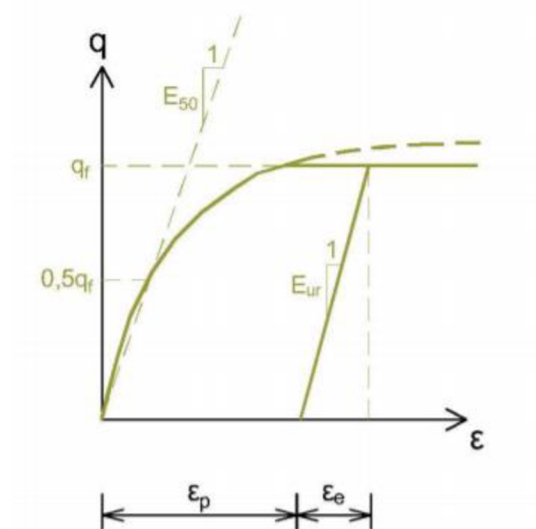
Tab. 5 Vstupné parametre pre MC model

Hardening Soil model (HS) (10)

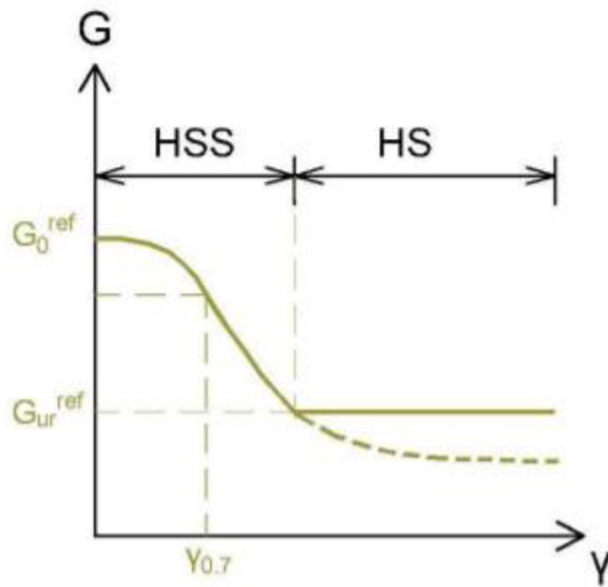
Považuje sa za jeden z pokročilých materiálových modelov, ktoré ponúka program Plaxis. Hlavný rozdiel medzi materiálovým modelom MC a materiálovým modelom HS je, že posledný uvedený model zodpovedá za závislosť modulov tuhosti a napätia t.j. ako sa tuhosť pôdy zmení v závislosti od úrovne stresu. Zatiaľ čo materiálový model MC používa bi-lineárnu krivku, HS model používa krivku hyperbolického napätia a deformácie. V HS modeli sa zadávajú tri parametre tuhosti, referenčný sečnový modul E_{50}^{ref} , referenčný edometrický modul E_{oed}^{ref} a referenčný modul pružnosti pri zaťažení a opätovnom prítlačení E_{ur}^{ref} . Ďalej je v tomto materiálovom modeli definovaná sila pre závislosť tuhosti od úrovne napätia m .

Hardening Soil small (HSS) (10)

Ďalším pokrokovým materiálovým modelom je Hardening Soil model with small strain stiffness (HSS). Tento materiálový model je upravenou verziou materiálového modelu HS. Je doplnený o možnosť zvýšenia tuhosti zeminy v odbore malých pretvorení. V odbore malých pretvorení je tuhosť zeminy výrazne vyššia, nasledovaná nelineárnym poklesom s rastúcim pretvorením. Porovnaním s pôvodným HS modelom sú doplnené dva dodatočné parametre a to referenčný modul šmyku pri veľmi malých pretvoreniach G_0^{ref} a počiatočné šmykové napätie $\gamma_{0,7}$.



Obr. 12 Pracovný diagram HS modelu (10)



Obr. 13 Závislost' šmykových deformací na pretvorení (10)

Tab. 6 Vstupné parametre pre HS a HSS model

Popis	Navážka	Hliny, íly	Piesok zaílovaný	Granodiorit	Zásyp
Symbol	Y	F6-CI, F7-MH, F8-CH	S-SC	R5	Y
Drenážni typ	Undrained(A)	Undrained(A)	Drained	Non-porous	Drained
Mat. model	MC	HS	HS	LE	MC
γ [kN/m ³]	19	19,5	19	22	17
γ_{sat} [kN/m ³]	19	19,5	19	22	17
v/v_{ur} [-]	0,25/-	-/0,2	-/0,2	0,2/-	0,25/-
ϕ_{ef} [°]	28	24	28	-	28
c_{ef} [kPa]	5	6	10	-	10
E/E_{oed}^{ref} [kPa]	15000	11860	15000	240000	50000
E_{50}^{ref} [kPa]	-	11860	15000	-	-
E_{ur}^{ref} [kPa]	-	36170	45000	-	-
m	-	0,5	0,75	-	-
k_x [m/day]	0,0684	8,60E-06	8,64E-03	8,60E-07	0,864
k_y [m/day]	0,0684	8,60E-06	8,64E-03	8,60E-07	0,864

Tab. 7 Vstupné parametre pre tunel

	Materiálový typ	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]
Stena tunela	Elastic	1,60E+07	213333
Strop tunela	Elastic	2,00E+07	41667

Tab. 8 Vstupné parametre podzemná stena

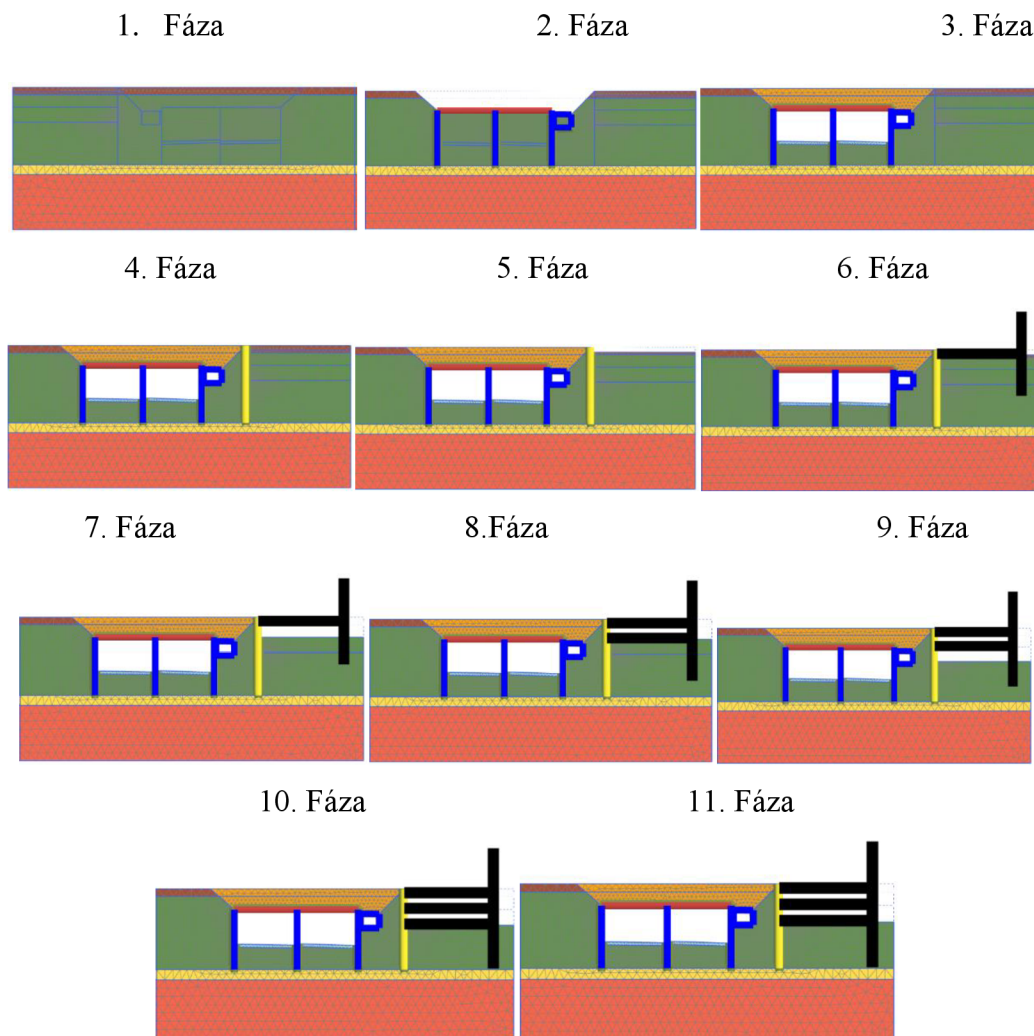
	Materiálový typ	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	ν [-]	$L_{spacing}$ [m]
Podzemná stena	Elastic	1,80E+07	540000	0,15	-
Strop	Elastic	1,20E+07	-	-	1,0

5.2 MODELOVANÁ OBLASŤ

Modelovaný tunel, ktorý replikuje reálny tunel v Brne bol modelovaný spolu s podzemnou stenou v programe Plaxis 2D. Postupnosť výstavby konštrukcie je možné modelovať v dvoch rozmeroch pomocou série fáz, ktoré stimulujú proces výstavby. Tunel s výškou 11,2m a šírkou 21,5m bol modelovaný 3m pod povrchom.

Fázy výstavby

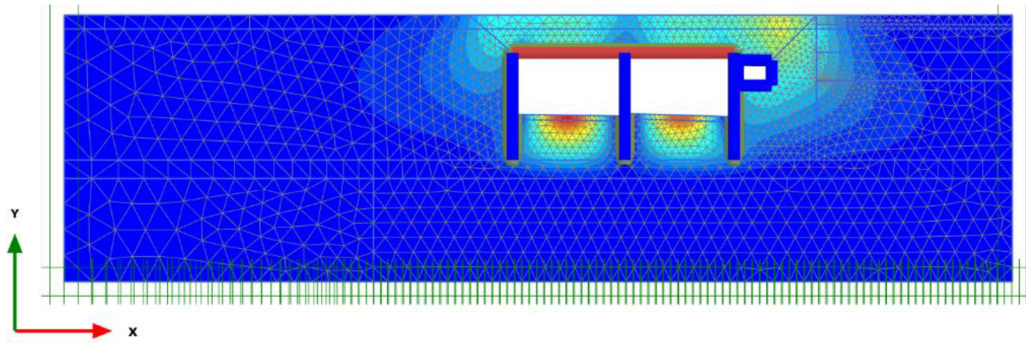
- 1) Initial phase (počiatočné podmienky)
- 2) Odkop pre tunel – plastic výpočet za odvodnených podmienok
- 3) Tunel - plastic výpočet za odvodnených podmienok
- 4) Podzemná stena - plastic výpočet za odvodnených podmienok
- 5) Odkop 1 – konsolidačný výpočet, doba konsolidácie 60 dní
- 6) Strop 1 - konsolidačný výpočet, doba konsolidácie 60 dní
- 7) Odkop 2 - konsolidačný výpočet, doba konsolidácie 120 dní
- 8) Strop 2 - konsolidačný výpočet, doba konsolidácie 60 dní
- 9) Odkop 3 - konsolidačný výpočet, doba konsolidácie 120 dní
- 10) Doska - konsolidačný výpočet, doba konsolidácie 60 dní
- 11) Konsolidácia U-95% - konsolidačný výpočet, dosiahnutý stupeň konsolidácie 95%.



Obr. 14 Fázy výpočtu

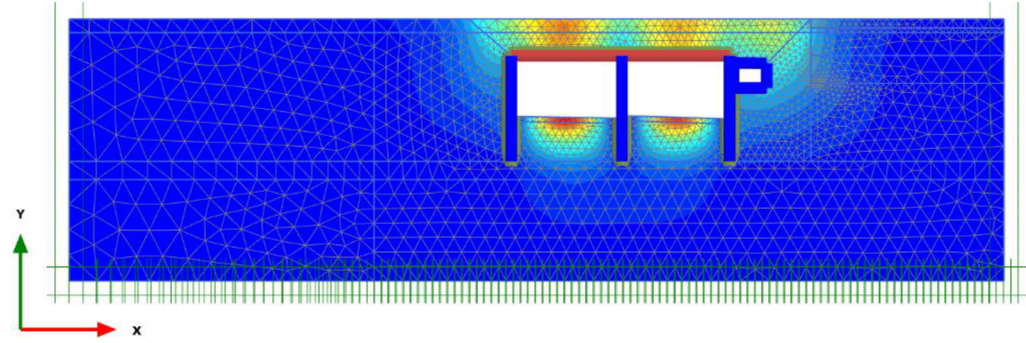
5.3 TUNEL

Model zobrazuje výstup programu Plaxis 2D pre rez tunela (obr. 15,16,17) kde modrá a červená oblasť predstavujú minimálnu deformáciu a maximálnu deformáciu. Jednotlivé časti tunela ako pravá, medziľahlá, ľavá stena a strop tunela boli modelované ako „plate“ doska. Tunel je 11,2m vysoký a široký 21,5m. Nachádza sa 3m pod úrovňou terénu. Najväčšie deformácie sa nachádzajú pod dnom tunela, ako aj nad jeho stropom, čo má za následok, že zemina tlačí na dno tunela, ktoré sa nadvíhuje.



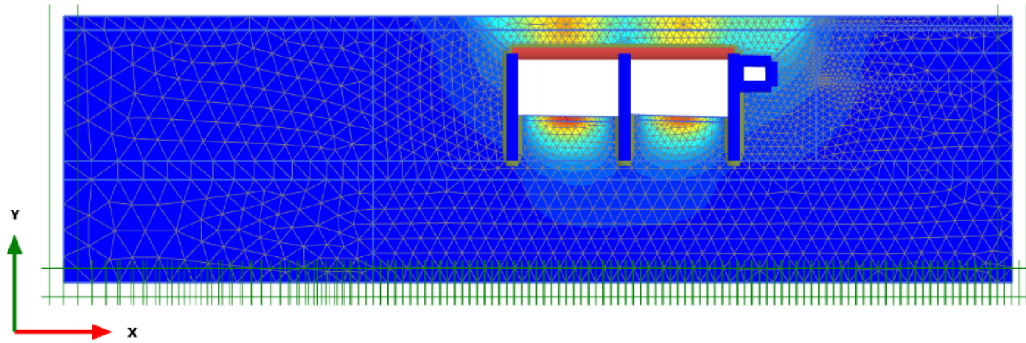
Total displacements $|u|$ (scaled up 50,0 times)
 Maximum value = 0,04334 m (Element 2874 at Node 2241)

Obr. 15 Fáza 3 – Tunel - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre MC model



Total displacements $|u|$ (scaled up 200 times)
 Maximum value = 0,01944 m (Element 2874 at Node 2241)

Obr. 16 Fáza 3 – Tunel - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre HS model



Total displacements |u| (scaled up 200 times)
Maximum value = 0,01810 m (Element 2874 at Node 2241)

Obr. 17 Fáza3 – Tunel - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre HSS model

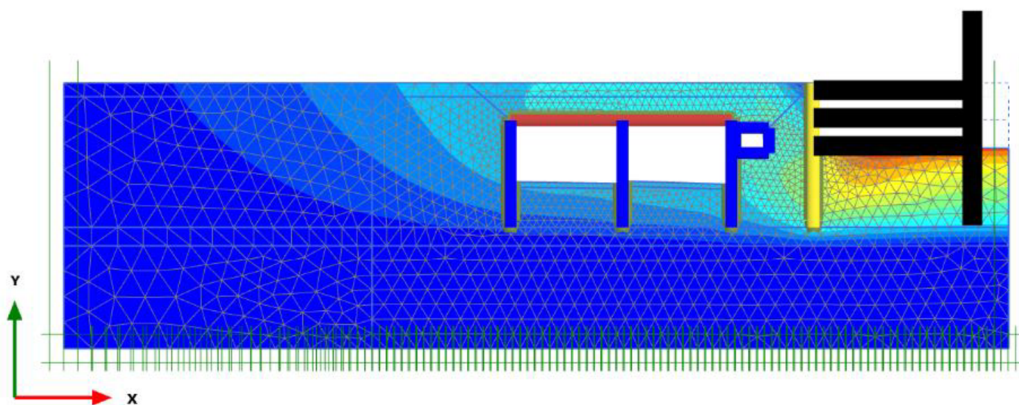
5.4 PODZEMNÁ STENA

5.4.1 Porovnanie výsledkov pre rôzne materiálové modely

Podzemná stena je navrhnutá v programe Plaxis 2D. Stena je modelovaná ako „plate“ doska a strop je modelovaný ako „anchors“ kotva. Postupnosť konštrukcie je možné modelovať pomocou jednotlivých fáz, ktoré stimulujú proces výstavby. Podzemná stena je dĺžky 14m a hrúbky 0,6m.

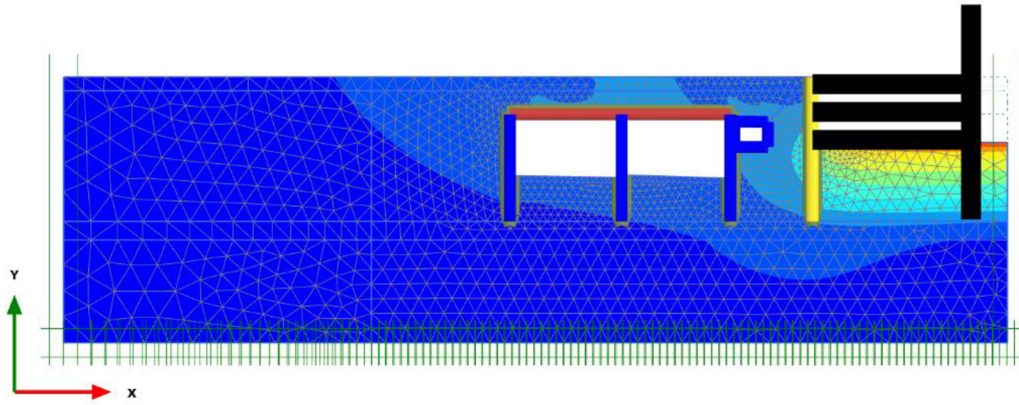
Model podzemnej steny je znázornený s grafikou celkových deformácií (obr.18,19,20.). Obrázky zobrazujú deformáciu a prerozdelenie napätia vyvolaného výstavbou podzemnej steny. Informácie, parametre, materiálové modely a techniky procesu výstavby boli skombinované tak, aby vytvorili konečný model interakcie tunel - podzemná stena.

Kumulácia extrémov celkových posunov pod samotným dnom jamy (obr. 18,19,20).



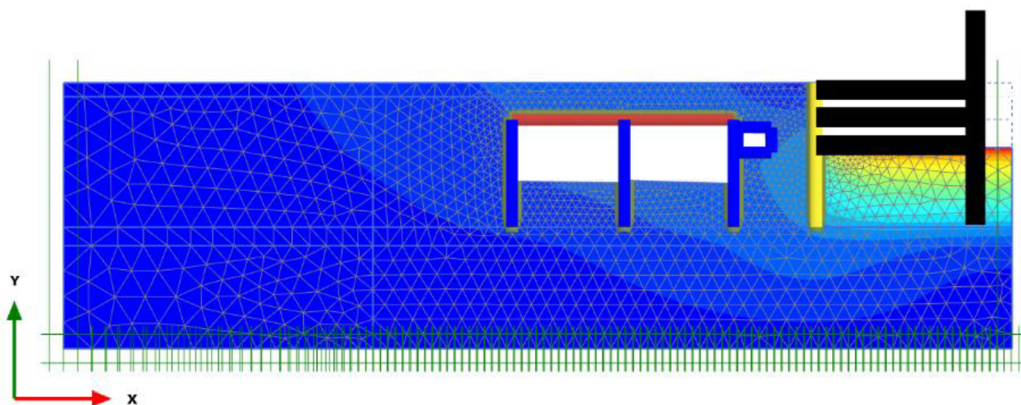
Total displacements $|u|$ (scaled up 50,0 times) (Time 480,0 day)
 Maximum value = 0,05141 m (Element 3131 at Node 8637)

Obr. 18 Fáza 10 – Doska - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre MC model



Total displacements $|u|$ (scaled up 100 times) (Time 480,0 day)
 Maximum value = 0,02037 m (Element 2903 at Node 7385)

Obr. 19 Fáza 10 – Doska - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre HS model



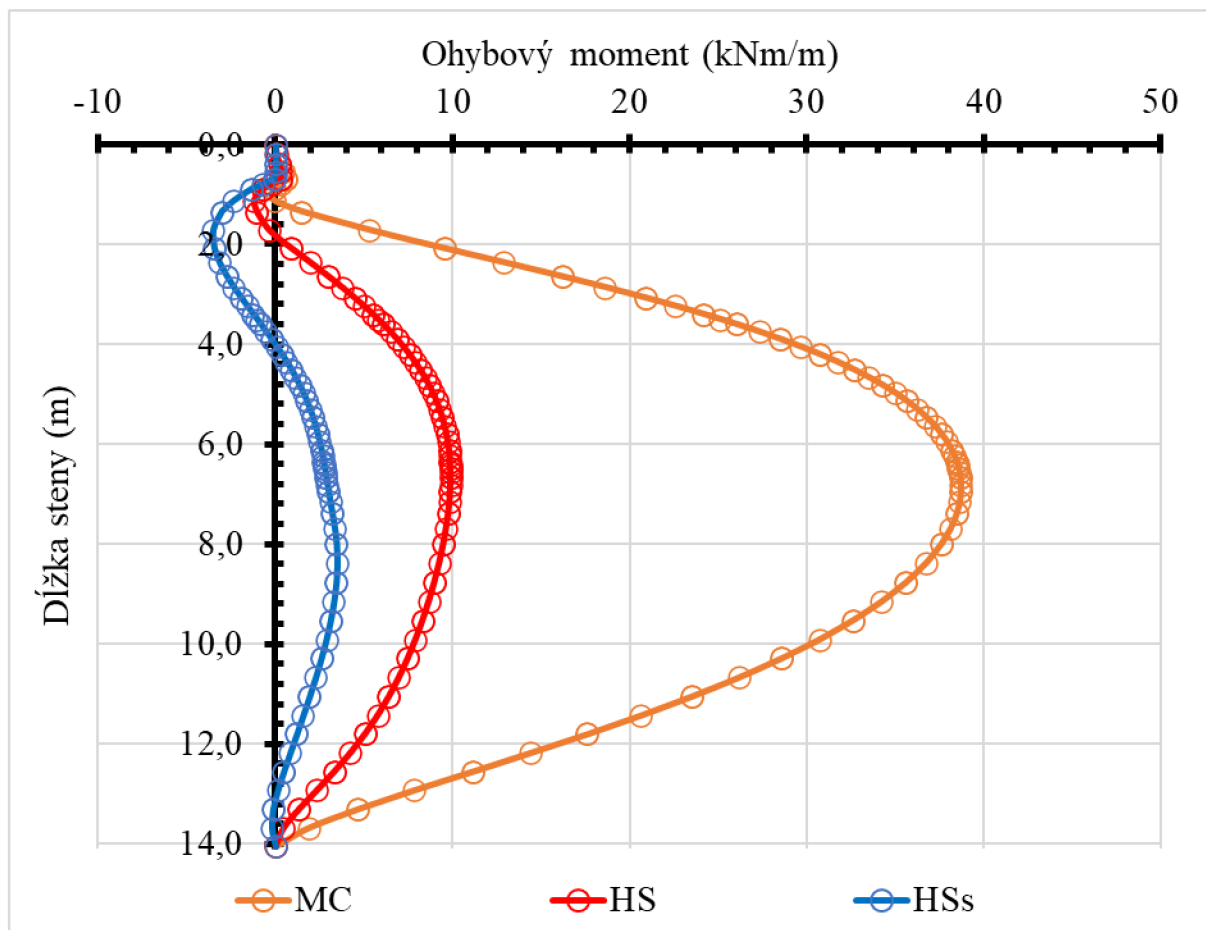
Total displacements [u] (scaled up 200 times) (Time 480,0 day)

Maximum value = 0,01789 m (Element 2903 at Node 7385)

Obr. 20 Fáza10 – Doska - Izplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre HSS model

Ohybové momenty

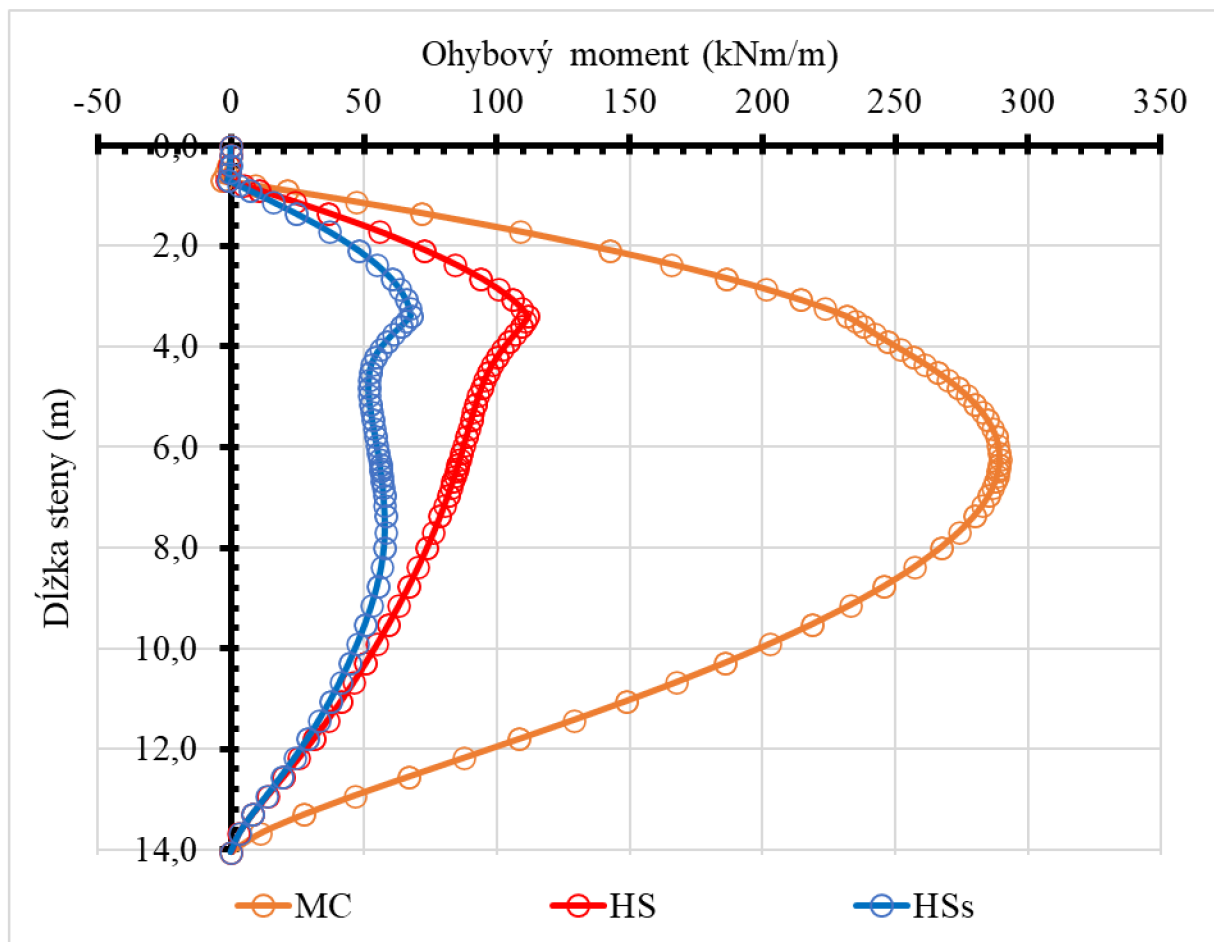
Každý materiál je vystavený maximálnym hodnotám napätia, ktoré spôsobia prasknutie. Na návrh tohto systému sa používa ohybový moment podzemnej steny. V tomto prípade sa ohybové momenty skúmajú pri rôznych fázach výstavby.



Obr. 21 Strop 1 ohybové momenty

Tab. 9 Ohybové momenty (obr. 21)

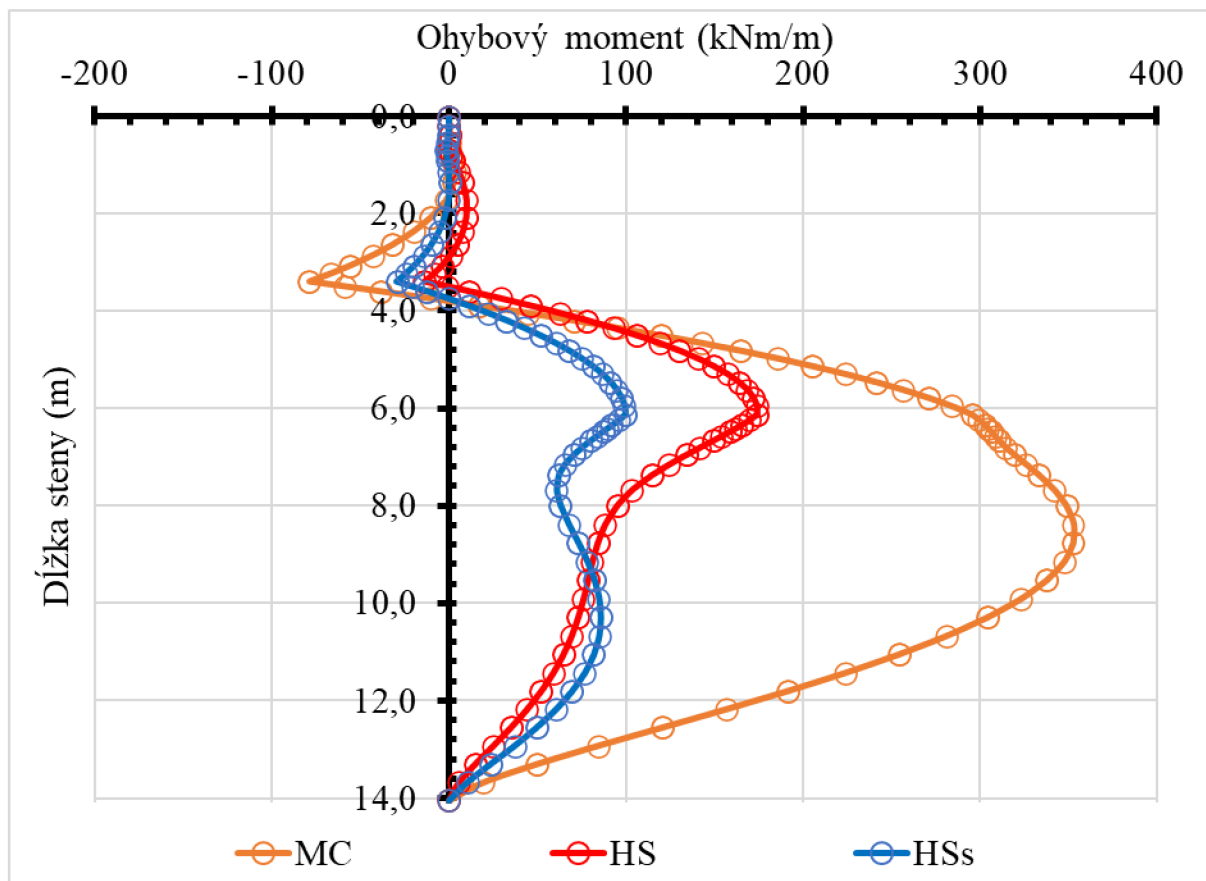
	MC	HS	HSS
M_{\max} [kNm]	38,7	9,9	3,5
M_{\min} [kNm]	-0,1	-1,2	-3,5



Obr. 22 Strop 2 ohybové momenty

Tab. 10 Ohybové momenty (obr. 22)

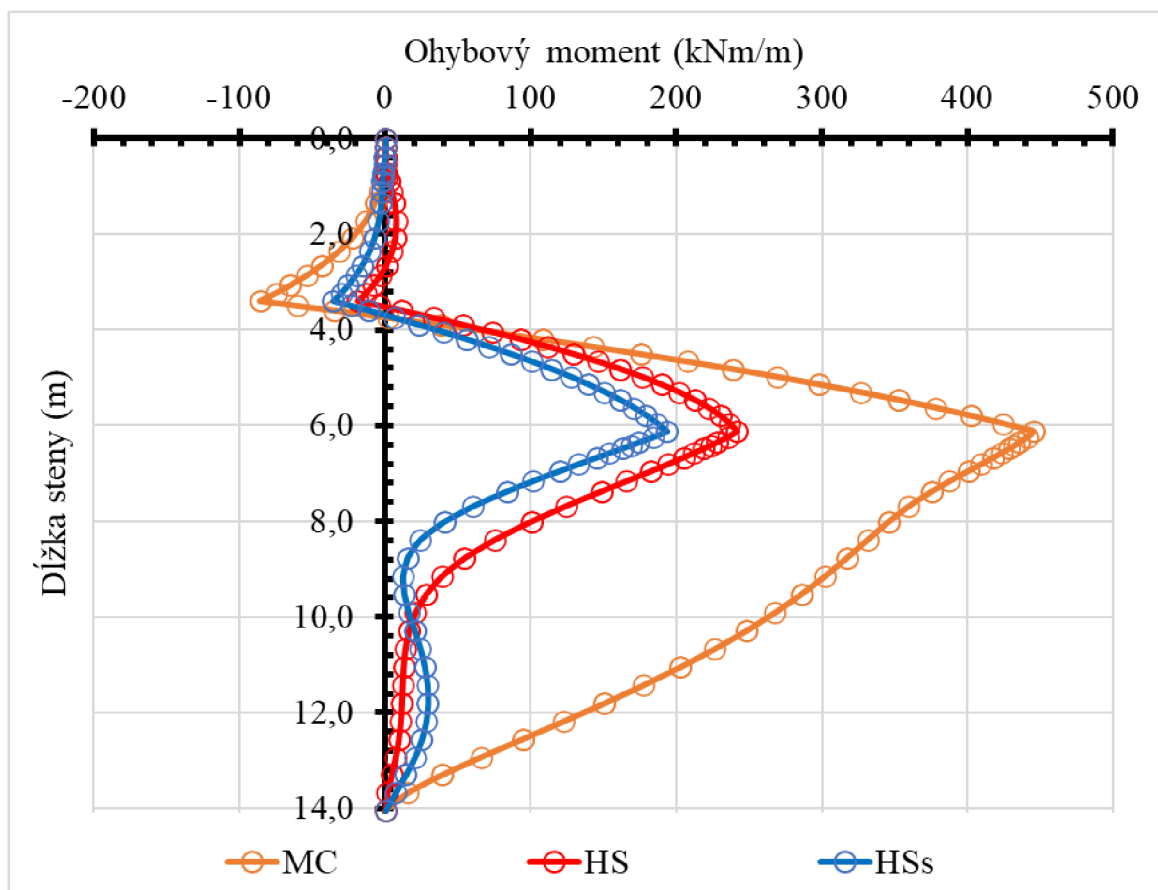
	MC	HS	HSS
M_{\max} [kNm]	289,0	112,0	67,8
M_{\min} [kNm]	-3,4	-1,5	-1,15



Obr. 23 Doska – Ohybové momenty

Tab. 11 Ohybové momenty (obr. 23)

	MC	HS	HSS
M_{\max} [kNm]	353,0	174,0	99,5
M_{\min} [kNm]	-78,8	-13,7	-29,5



Obr. 24 Konsolidácia – Ohybové momenty

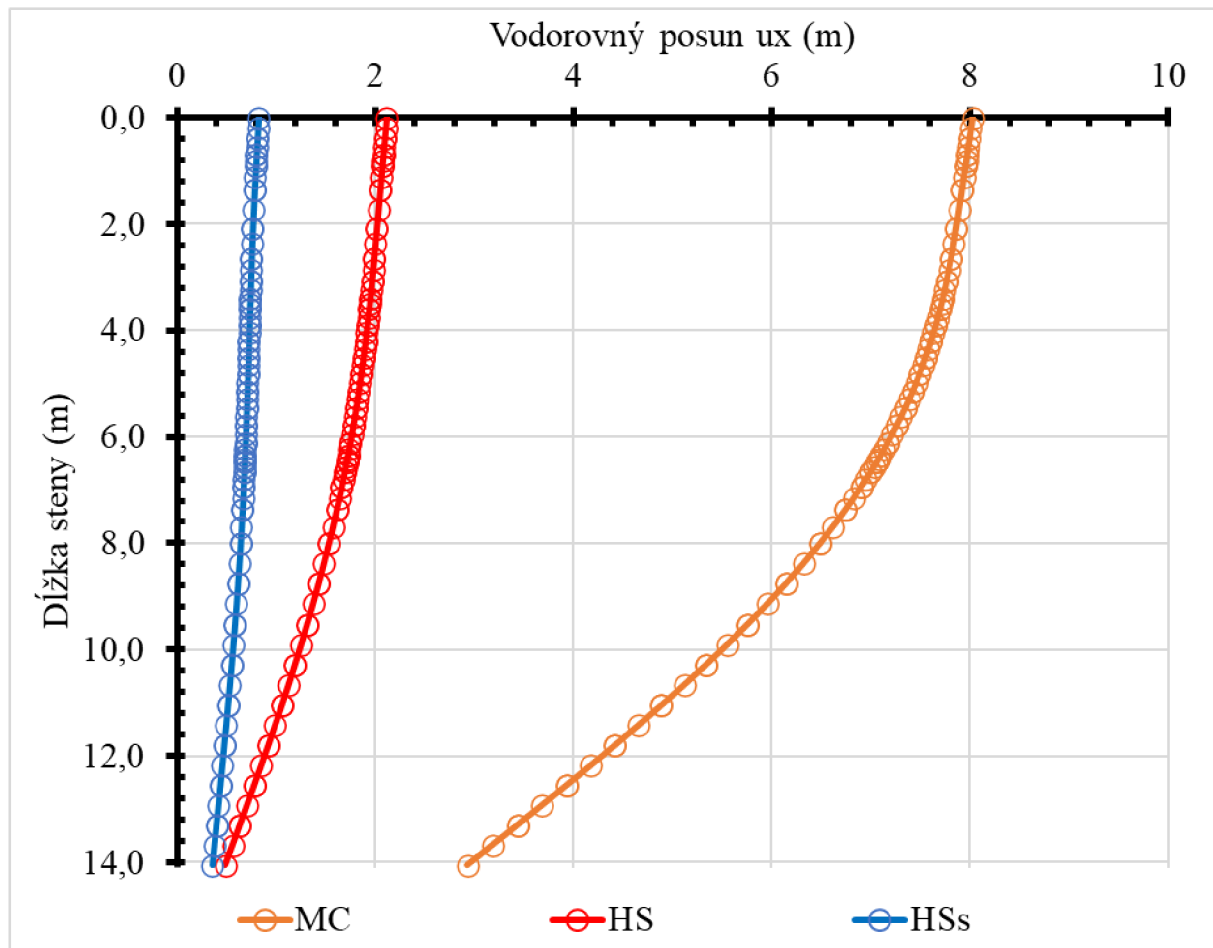
Tab. 12 Ohybové momenty (obr. 24)

	MC	HS	HSS
M_{\max} [kNm]	446,0	242,0	193,0
M_{\min} [kNm]	-85,9	-18,8	-35,8

Podzemná stena je počas výstavby vystavená veľkým ohybovým momentom, hodnoty momentov sa pri inštalácii stropov mierne znižujú. V dôsledku odkopu zemin sa hodnoty opäť zvyšujú a svoje maximum dosahujú v mieste dna stavebnej jamy. Hodnoty momentov klesajú a takmer sa stabilizujú pri HS a HSS modely v úrovni 2 m pod dnom stavebnej jamy a klesajú až k päte steny. Maximálny ohybový moment $M_{\max}=446,0$ kNm nastáva pri Mohr-Coulomb modeli, pri fáze konsolidácia.

Deformácie podzemnej steny

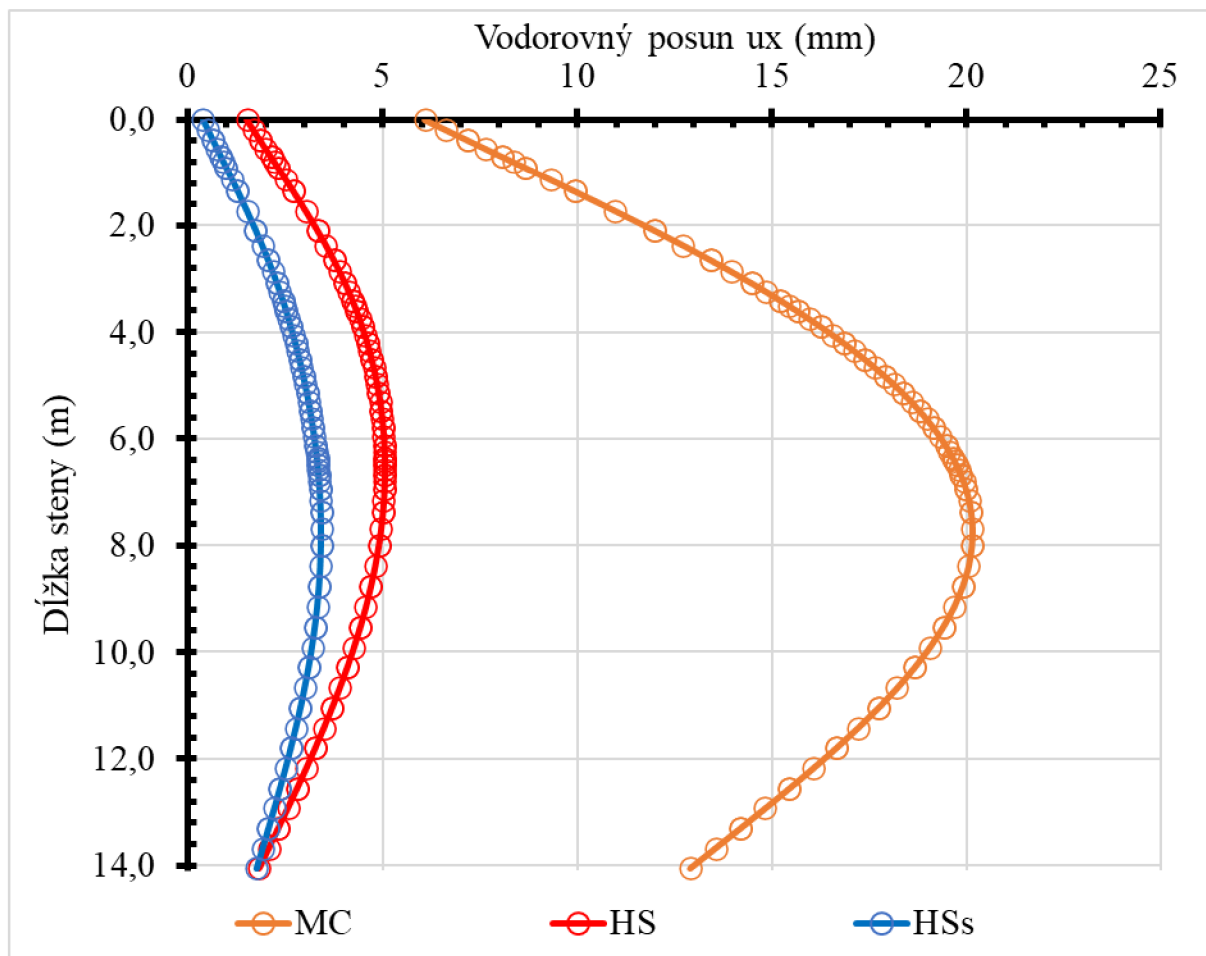
V závislosti na výške steny a vlastnostiach pôdy môže byť ovplyvnený bočný posun steny. V tejto časti práce sa zameriavame na podzemnú stenu rozoprenú, aby sme videli jej správanie pri jednotlivých fázach výstavby.



Obr. 25 Strop 1 – porovnanie vodorovných posunov

Tab. 13 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 25)

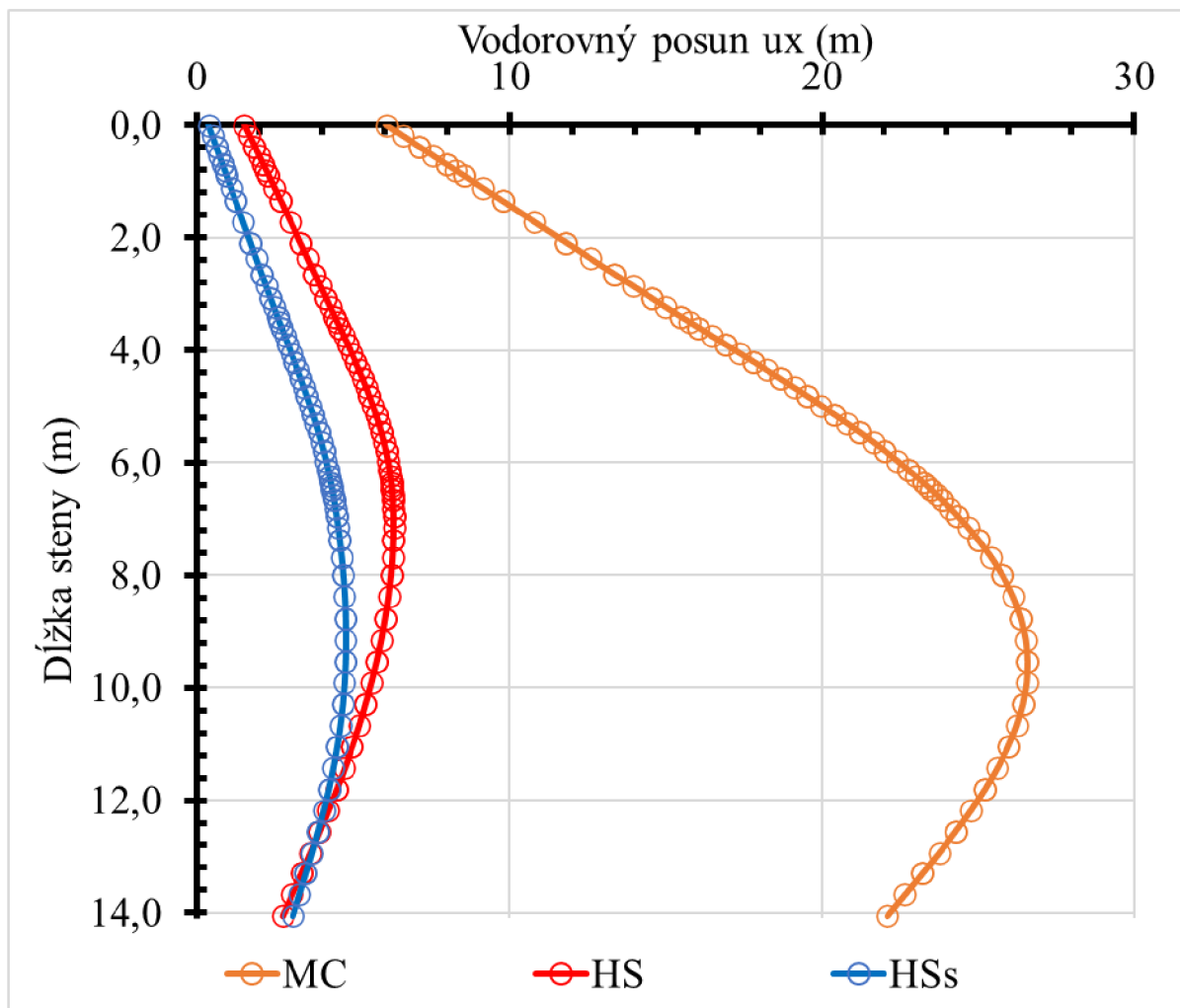
	MC	HS	HSS
u_x [mm]	8,0	2,1	0,8



Obr. 26 Strop 2 – porovnanie vodoravných posunov

Tab. 14 Maximálne hodnoty vodoravných posunov (obr. 26)

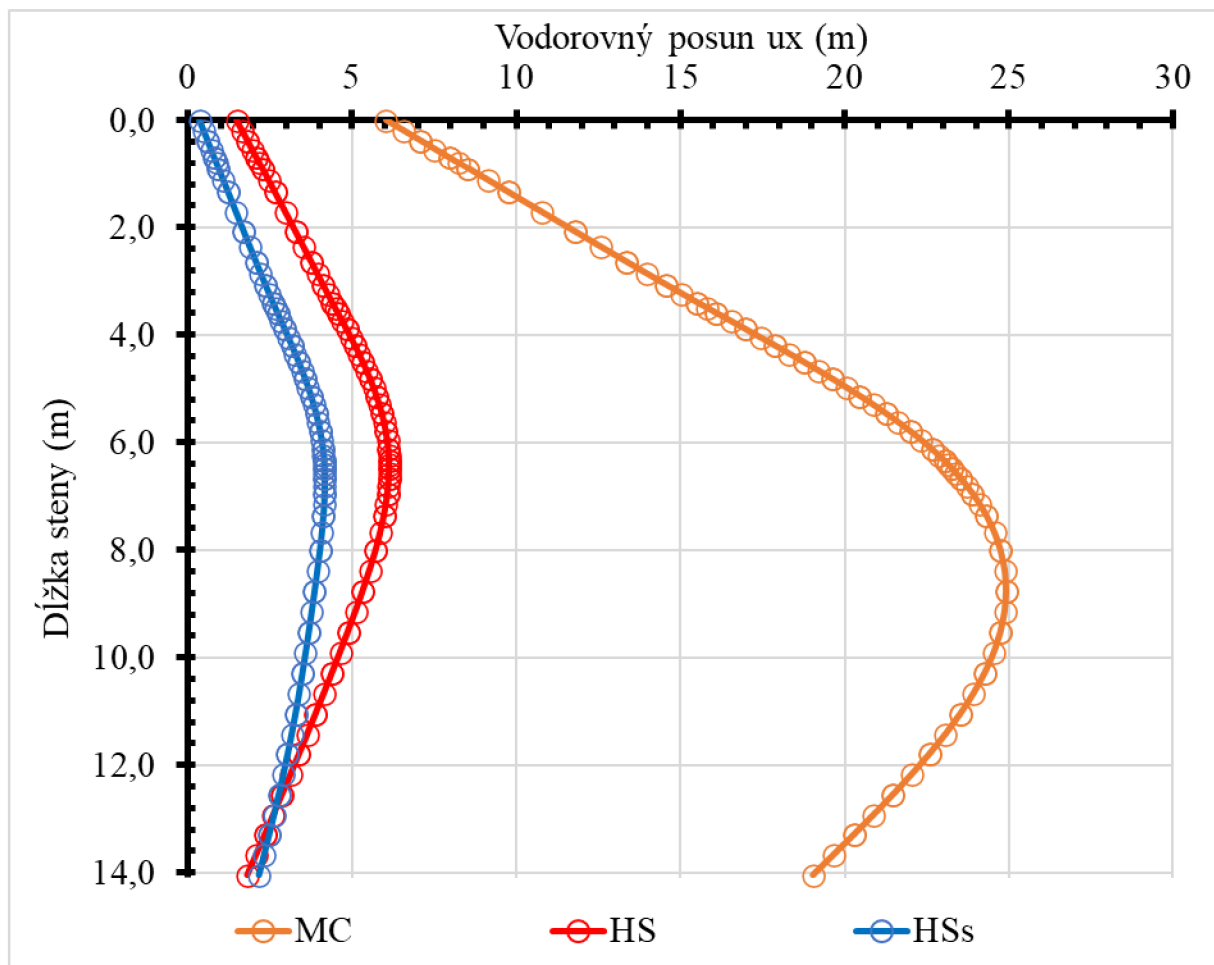
	MC	HS	HSS
u_x [mm]	20,0	5,1	3,4



Obr. 27 Doska – porovnanie vodoravných posunov

Tab. 15 Maximálne hodnoty zvislých posunov (obr. 27)

	MC	HS	HSS
u_x [mm]	26,6	6,3	4,8



Obr. 28 Konsolidácia - porovnanie vodorovných posunov

Tab. 16 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 28)

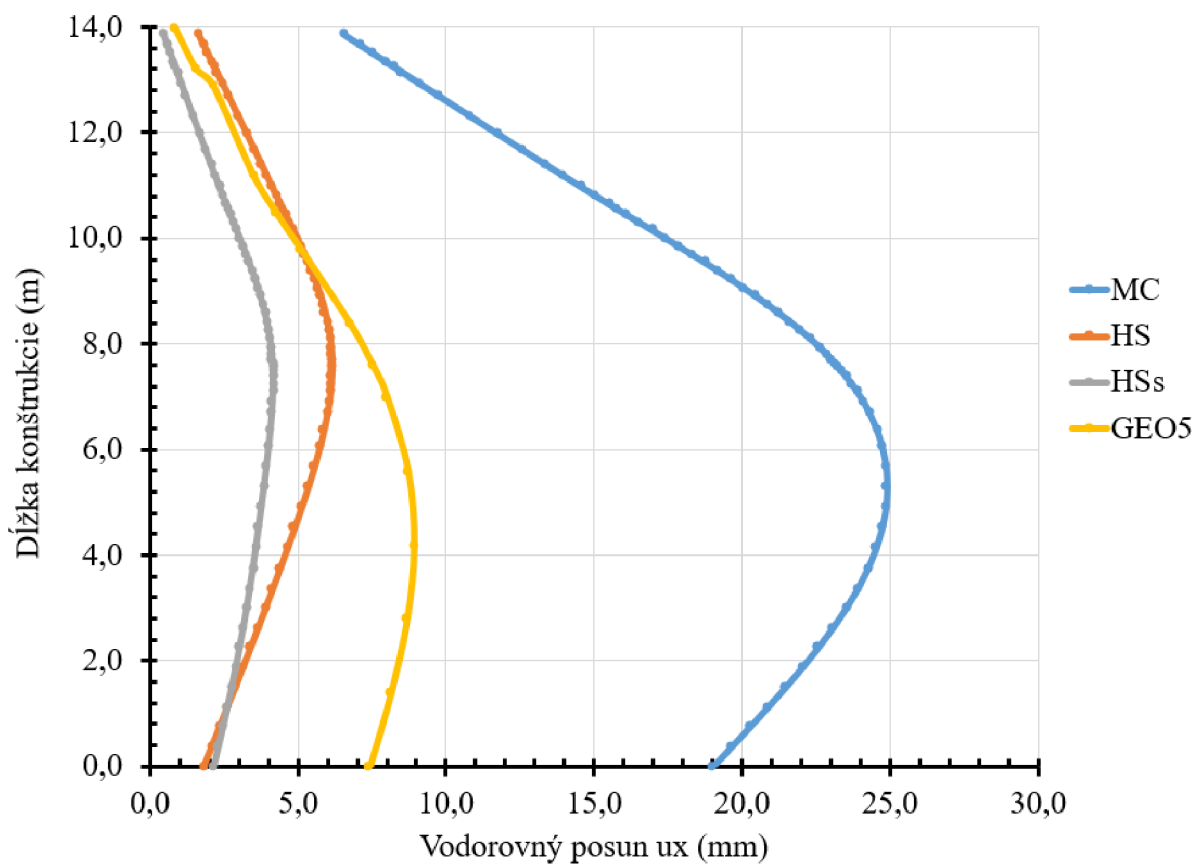
	MC	HS	HSS
u_x [mm]	24,9	6,1	4,2

Počas odkopu zemi pre strop 1 nastáva istý posun hlavy podzemnej steny smerom do jamy. Pri ďalších fázach výstavby sa maximálne hodnoty posunu podzemnej steny objavujú 2,5 m pod dnom odkopu pre MC model. Pre HS a HSS model sa maximálne bočné posuny nachádzajú v mieste dna stavebnej jamy a znižujú sa pri hlave, a päte podzemnej steny.

5.4.2 Porovnanie výsledkov z Plaxis a GEO5

Interpretácia výsledkov deformácií a ohybových momentov podzemnej steny je v nasledujúcej kapitole.

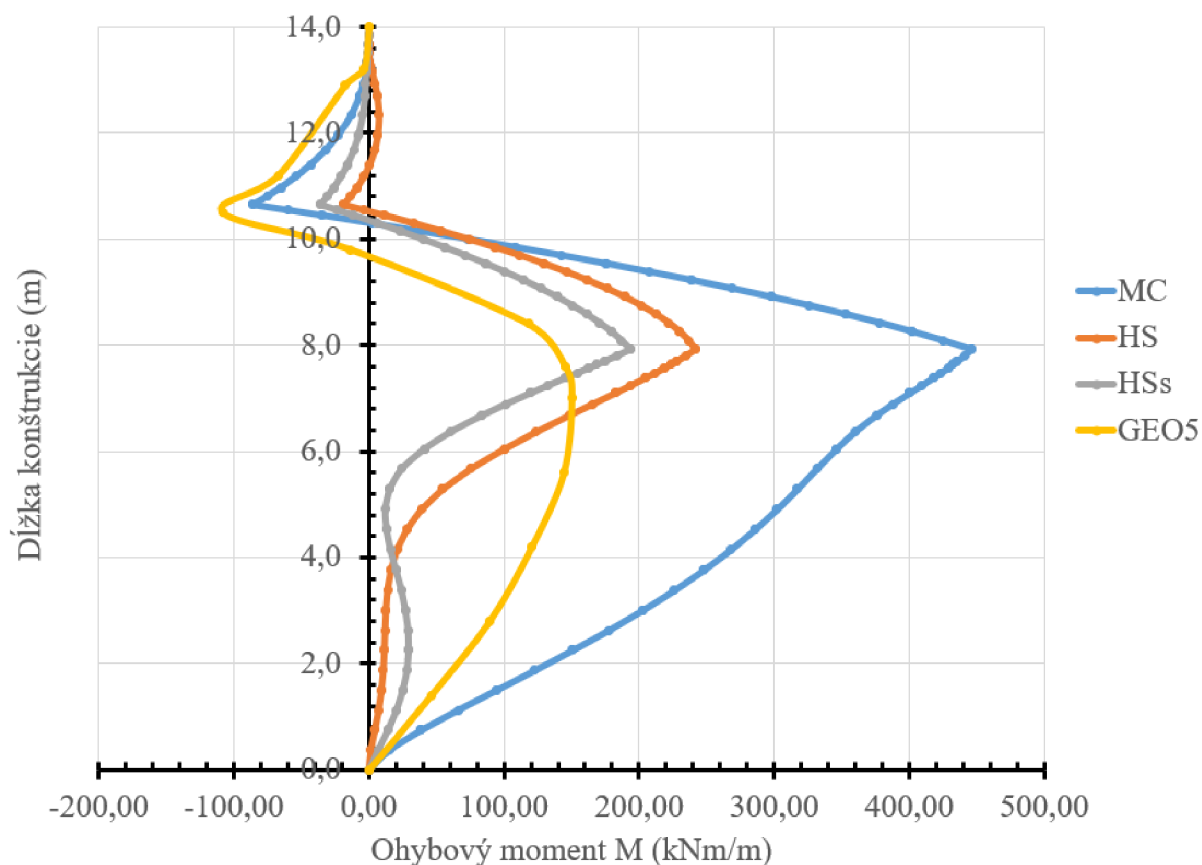
V tejto časti je zhotovené porovnanie výsledkov z programu GEO5 a Plaxisu 2D. Je porovnaná veľkosť vodorovného posunu konštrukcie (obr. 28) a ohybového momentu (obr. 29). Ohybové momenty sú porovnané v charakteristických hodnotách.



Obr. 29 Porovnanie vodorovného posunu konštrukcie

Tab. 17 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 29)

	MC	HS	HSs	GEO5
u_x [mm]	25,32	6,77	3,83	8,9



Obr. 30 Porovnanie ohybových momentov

Tab. 18 Ohybové momenty (obr. 30)

	MC	HS	HSs	GEO5
M_{\max} [kNm/m]	446	242	193	155
M_{\min} [kNm/m]	-86	-21	-42	-109

Graf na obr. 28 potvrdzuje známu skutočnosť, že najväčšie vodorovné deformácie pri použití metódy konečných prvkov vykazuje model, v ktorom je zemina popísaná prostredníctvom Mohr - Coulombov modeli. K výraznému zníženiu deformácií dochádza pri použití konštitutívnych vzťahov, kde tuhosť závisí na spôsobe zaťažovania (HS model) resp. je i zahrnuté chovanie zeminy pri veľmi malých pretvoreniach (HSS model). Ak porovnáваме ďalej vodorovné posuny získané z programu GEO5 s posunmi z metódy konečných prvkov, tak vidíme, že v tejto riešenej úlohe je cca do hĺbky stavebnej jamy vodorovný posun blízky posunom podľa HS resp. HSS modelu. Pod dnom stavebnej jamy však už je posun z programu GEO5 vyšší. To si vysvetľujem tým, že tuhosť pružiny je konštantný.

Z porovnania ohybových momentov (obr. 29) opäť vidíme, že Mohr - Coulombov materiálový model dáva najväčší ohybový moment ($M = 446 \text{ kNm/m}$). Zahrnutím závislosti tuhosti na spôsobu zaťažovania resp. rozšírením o veľmi malé pretvorenie získavame menšie ohybové momenty ($M_{HS} = 242 \text{ kNm/m}$ resp. $M_{HSS} = 193 \text{ kNm/m}$). Najmenší ohybový moment ($M = 155 \text{ kNm/m}$) bol získaný z metódy závislých tlakov. Priebeh momentov pod dnom stavebnej jamy je samozrejme rozdielny, pretože je rozdielny priebeh vodorovnej deformácie.

Zhrnutie

Zhotovené porovnanie ukázalo, že pri matematickom modelovaní hrá významnú rolu voľba materiálového modelu. Materiálový model, ktorý nezahrňuje dôležité aspekty chovania zeminy, dáva oveľa vyššie posuny i ohybové momenty. To potom vedie k väčším požiadavkám na vystuženie konštrukcie. Je to síce na stranu bezpečnú, ale na úkor ekonomickej stránky. Pre návrh konštrukcie je teda vhodnejšie používať materiálové modely, ktoré min. rešpektujú zmenu tuhosti v závislosti na spôsobu zaťažovania a veľkosti napätia.

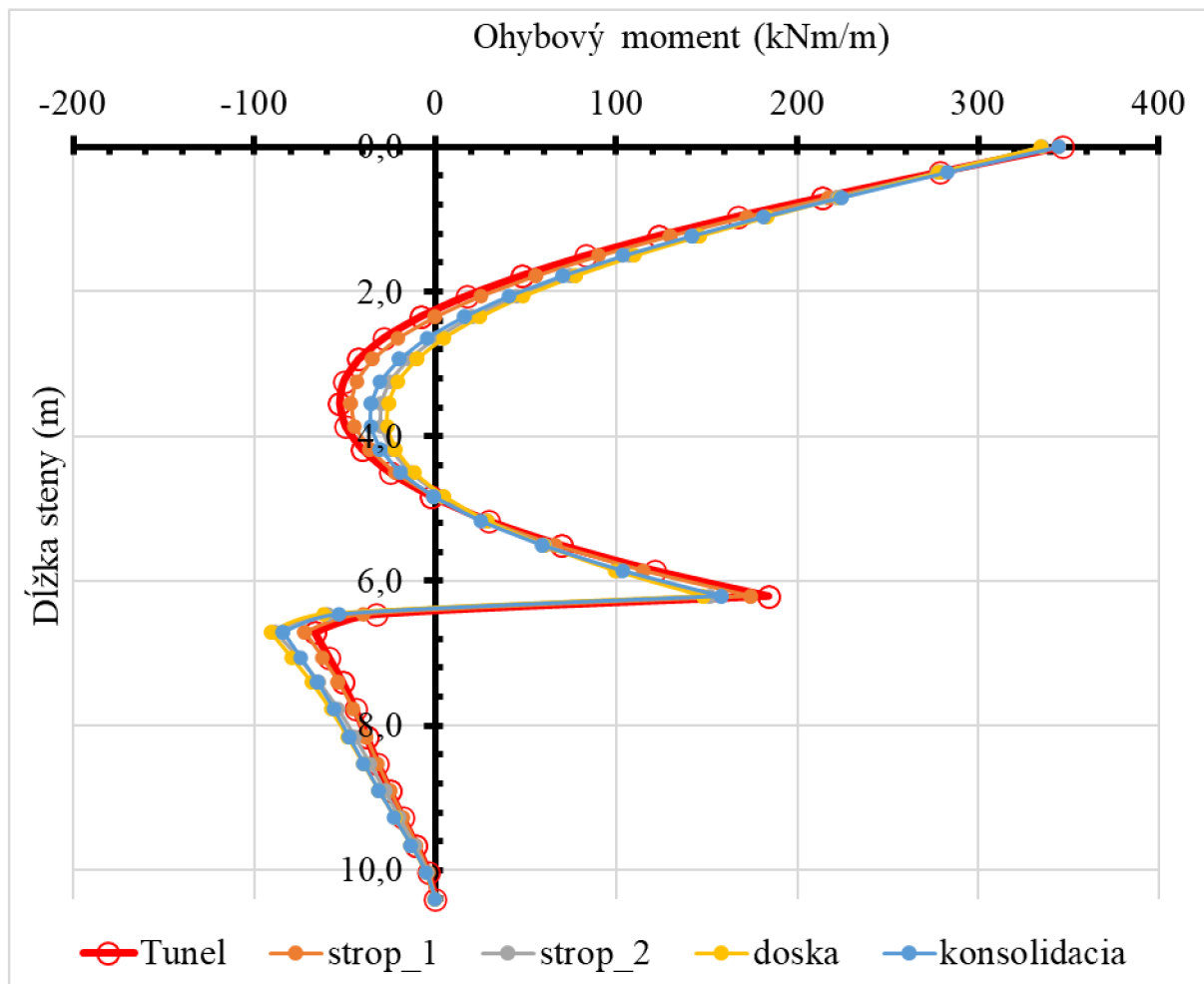
Najmenší moment bol získaný podľa metódy závislých tlakov. Tu je však nutné poznamenať, i keď táto metóda rešpektuje určité zásady z mechaniky zemín (závislosť veľkosti zemného tlaku na deformáciu konštrukcie), tak celú radu aspektov nie je schopná zaznamenať. Nie je tak možné napr. analyzovať chovanie konštrukcie s ohľadom na dobu výstavby konštrukcie, keď dochádza k disipácii pórových tlakov. V metóde závislých tlakov sa vždy jedná o odvodené podmienky. Potom je to samozrejme tuhosť zeminy. Tá je v metóde závislých tlakov pre danú vrstvu konštantná. Navyše nie je možné v metóde závislých tlakov zahrnúť ďalšie konštrukcie a tak zohľadniť ich vzájomné ovplyvňovanie.

5.5 INTERAKCIA TUNELA S PODZEMNOU STENOU

Táto časť predstavuje výsledky a diskusiu o numerickej štúdií tunelu a podzemnej steny. Výsledky sú zamerané na zistenie vplyvu tunela na stavbu podzemnej steny počas jej výstavby a po jej dokončení. Vplyv podzemnej steny na tunel a vplyv tunela na podzemnú stenu.

Ohybové momenty

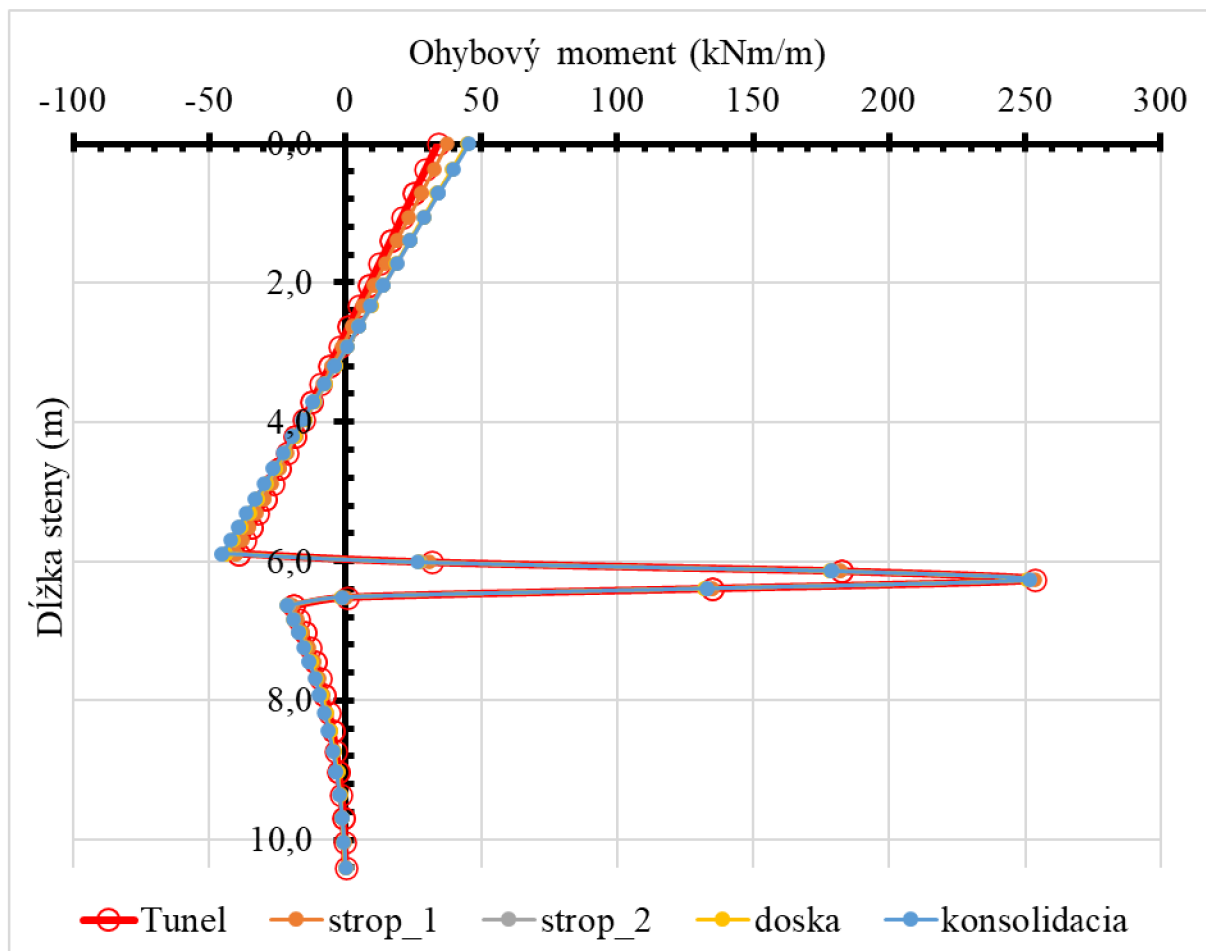
Priebeh ohybových momentov je znázornený pre jednotlivé časti tunela. Krivky grafu znázorňujú priebeh momentov počas výstavby podzemnej steny. Priebeh ohybových momentov je riešený Hardening soil small modelom, ktorý je z použitých modelov najpresnejším materiálovým modelom.



Obr. 31 Pravá stena tunela - Ohybové momenty

Tab. 19 Ohybové momenty (obr. 31)

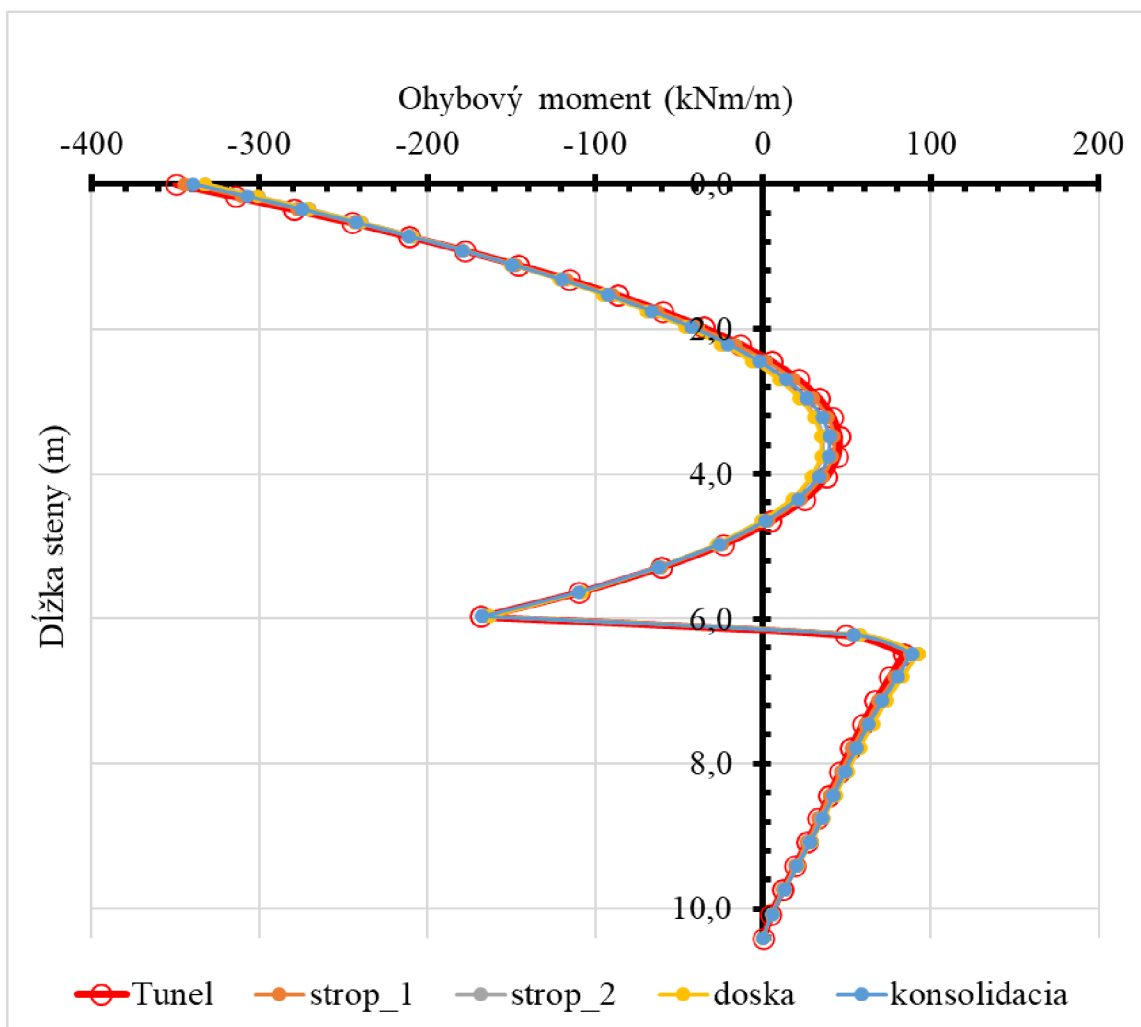
	Tunel	Strop1	Strop2	Doska	Konsolidácia
M_{\max} [kNm]	347,0	344,0	335,0	335,0	344,0
M_{\min} [kNm]	-66,7	-72,2	-88,2	-90,7	-84,1



Obr. 32 Medzi'ahlá stena tunela - Ohybové momenty

Tab. 20 Ohybové momenty (obr. 32)

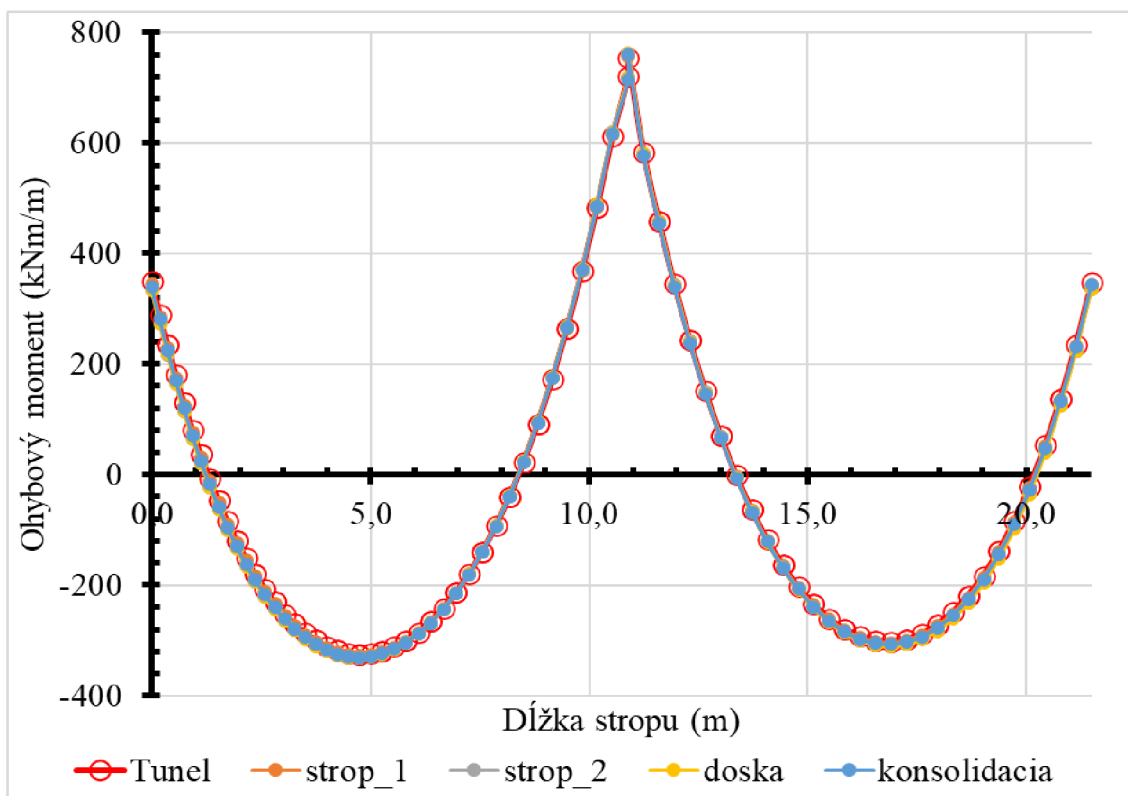
	Tunnel	Strop1	Strop2	Doska	Konsolidácia
M_{max} [kNm]	253,0	254,0	251,0	250,0	252,0
M_{min} [kNm]	-39,3	-40,4	-44,0	-44,1	-45,3



Obr. 33 Ľavá stena tunela - Ohybové momenty

Tab. 21 Ohybové momenty (obr. 33)

	Tunel	Strop1	Strop2	Doska	Konsolidácia
M_{\max} [kNm]	83,7	87,5	92,1	92,4	88,6
M_{\min} [kNm]	-350,0	345,0	-332,0	-333,0	-340,0



Obr. 34 Strop tunela - Ohybové momenty

Tab. 22 Ohybové momenty (obr. 34)

	Tunel	Strop1	Strop2	Doska	Konsolidácia
M_{\max} [kNm]	754,0	756,0	763,0	763,0	759,0
M_{\min} [kNm]	-325,0	-327,0	-332,0	-332,0	-331,0

Tab. 23 Nárast kladných ohybových momentov HSS model

	$M_{\max, \text{tunel}}$ [kNm/m]	Fáza	M_{\max} [kNm/m]	Nárast [%]
Pravá stena	347,0	Doska	335	-3,5
Medziľahlá stena	253,0	Doska	250	1,2
Ľavá stena	83,7	Doska	92,4	10,4
Strop tunela	754,0	Doska	763	1,2

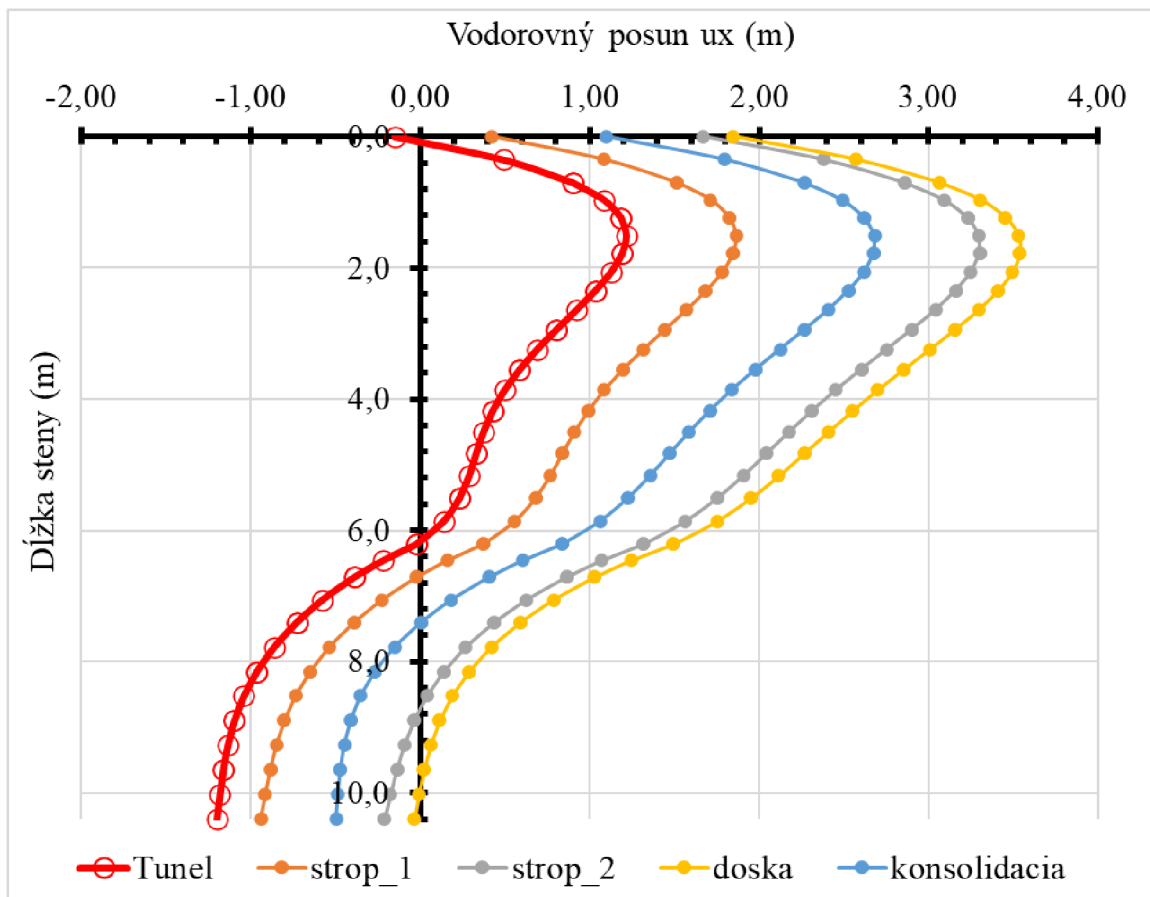
Tab.24 Nárast záporných ohybových momentov HSS model

	$M_{\max, \text{tunel}}$ [kNm/m]	Fáza	M_{\max} [kNm/m]	Nárast [%]
Pravá stena	-66,7	Doska	-90,7	36,0
Medziľahlá stena	-39,3	Konsolidácia	-45,3	15,3
Ľavá stena	-350,0	Strop2	-333,0	-4,9
Strop tunela	-325,0	Doska	-332,0	2,2

Takmer v každom bode tunela pred a po výstavbe podzemnej steny došlo k nepodstatnej zmene ohybových momentov. Maximálny moment v jednotlivých častiach tunela sa zvýšil (viď. tab. 23 a 24). Najväčší nárast kladného ohybového momentu nastal pre ľavú stenu tunela pri fáze doska a to z 83,7 kNm/m sa zvýšil o 10,4 % na hodnotu 92,4 kNm/m. Najväčšia zmena veľkosti záporného ohybového momentu nastala pre pravú stenu tunela pri fáze doska a to z -66,7 kNm/m sa znížil o 36,0 % na hodnotu -90,7 kNm/m

Posuny

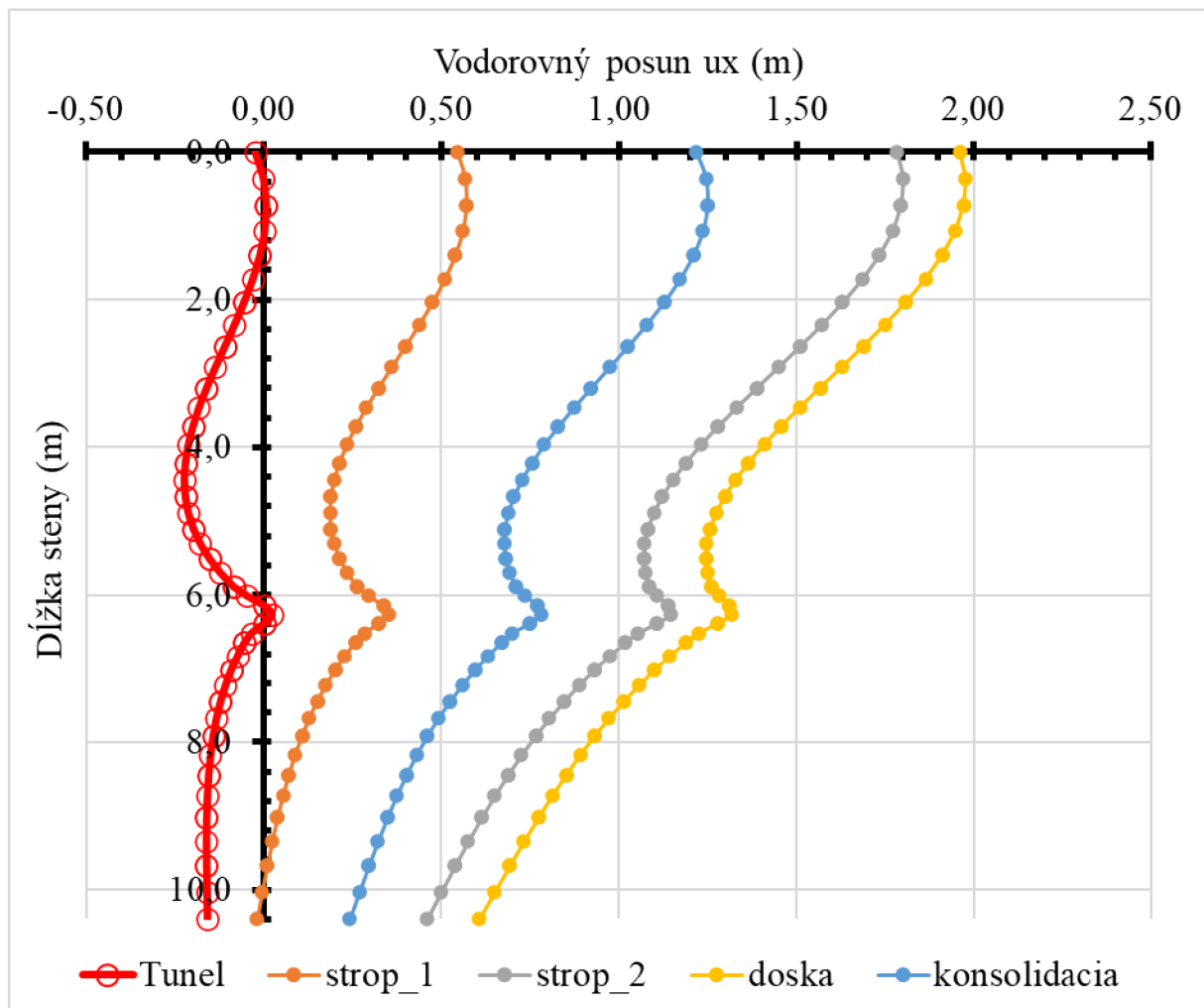
Zmena veľkosti deformácií jednotlivých častí tunela, ktoré nastali po realizácii podzemnej steny je interpretovaná na obrázkoch a v tabuľkách nižšie.



Obr. 35 Vodorovné posuny – pravá stena

Tab. 25 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 35)

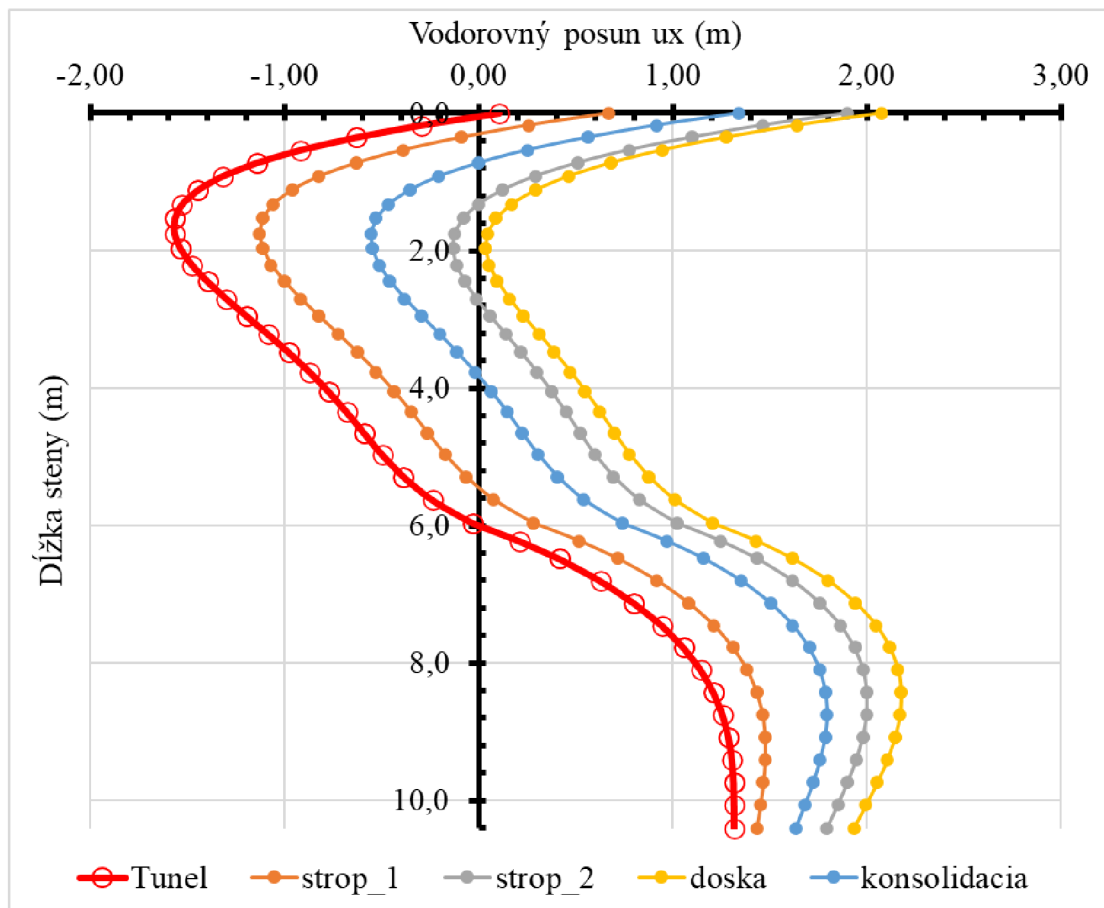
	Tunel	Strop1	Strop2	Doska	Konsolidácia
u_x [mm]	1,2	1,9	3,3	3,5	2,7



Obr. 36 Vodorovný posun – medziľahlá stena

Tab. 26 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 36)

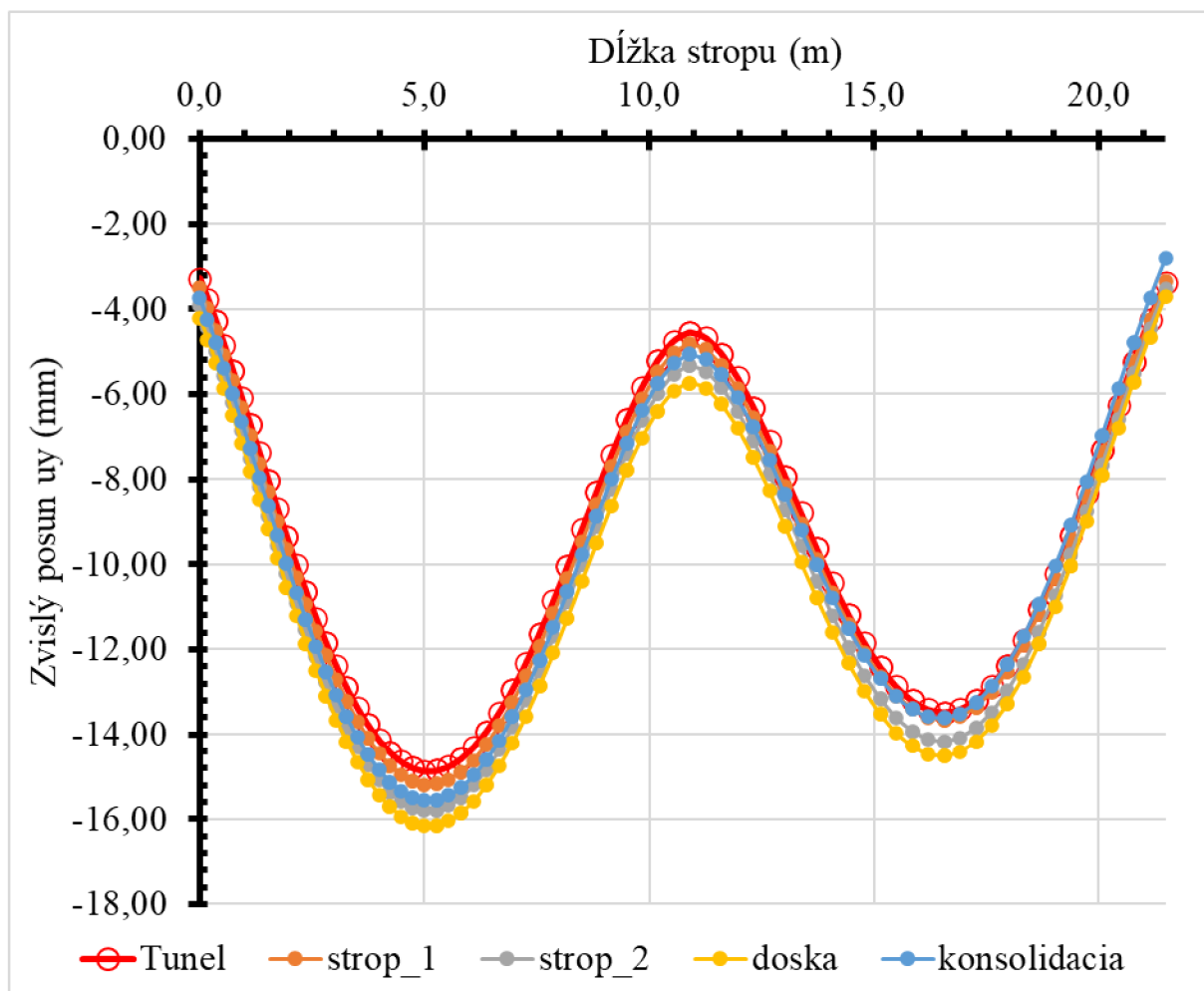
	Tunel	Strop1	Strop2	Doska	Konsolidácia
u_x [mm]	0,0	0,6	1,8	2,0	1,25



Obr. 37 Vodorovný posun – ľavá stena

Tab. 27 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 37)

	Tunel	Strop1	Strop2	Doska	Konsolidácia
u_x [mm]	1,3	1,5	2,0	2,2	1,8



Obr. 38 Zvislý posun– Strop tunela

Tab. 28 Maximálne hodnoty zvislých posunov (obr. 38)

	Tunel	Strop1	Strop2	Doska	Konsolidácia
u_y [mm]	-14,4	-15,2	-15,8	-16,2	-15,6

Zistenia ukazujú, že výstavba podzemnej steny v susedstve tunela mala na tunel určitý vplyv, najmä na horizontálnu deformáciu. Tunel môže mať vplyv na deformácie podzemnej steny a na jeho ohybové momenty. Deformácia tunela sa významne zvýšila počas fáz výstavby podzemnej steny a po nej. Čím viac sa zvyšovala hĺbka jamy, tým viac zemina okolo tunela a aj tunel samotný reagoval zmenou bočného posunu smerom ku výkopu. Najväčšie deformácie vznikli pod dnom stavebnej jamy po dokončení výstavby.

6 ZÁVER

Táto štúdia bola vykonaná s cieľom zistiť interakciu medzi tunelom a navrhnutou podzemnou stenou. Bol analyzovaný vplyv pažiacej konštrukcie na tunel, ich deformácie a ohybové momenty počas výstavby a po jej dokončení. Najväčšie deformácie boli zaznamenané v oblasti dna stavebnej jamy, kde bolo najmä pri Mohr - Coulombovom modeli možné pozorovať nadmerné nadvihovanie dna tunela a dna stavebnej jamy. Nadvihovanie dna je dôsledkom uvoľnenia priestoru pod stavebnou jamou a následným posunom zeminy pod dno. Pri výsledkoch deformácií sa ukázali značné rozdiely hodnôt medzi jednotlivými materiálými modelmi, zvlášť medzi Mohr - Coulomb a Hardening soil modelom. Tiež je vidieť rozdiel medzi jednotlivými modelmi pri hodnotách horizontálnych i zvislých deformácií tunela a podzemnej steny. Mohr - Coulombov model vykazuje najvyššie hodnoty posunov.

Ohybové momenty vyvolané v stenách tunela sa vplyvom výstavby podzemnej steny výrazne nemenili. Pri podzemnej stene sa každou ďalšou fázou výstavby zvyšovali hodnoty ohybových momentov ako aj vodorovné posuny, ktoré by mohli spôsobiť zlyhanie konštrukcie. Strop tunela naznačoval zvýšený zvislý posun, ktorý bol zaznamenaný po zhotovení tunela, ale počas výstavby podzemnej steny hodnota zvislého posunu stropu tunela sa nezvyšovala. Pri podzemnej stene sa každou ďalšou fázou výstavby zvyšovali hodnoty ohybových momentov, ako aj vodorovné posuny. Ak je zvýšenie ohybových momentov spojené s ďalšími faktormi, ako zlá konštrukcia, rôzne geotechnické podmienky, alebo nesprávne konštrukčné výpočty, potom by mohlo v tejto oblasti dôjsť k prasknutiu. Pre úplné zhodnotenie vplyvu pažiacej konštrukcie na únosnosť (resp. vyčerpanie únosnosti) stien a stropu tunelu by bolo nutné poznať vystuženie konštrukcie tunelu. To sa však v dobe spracovania bakalárskej práce nepodarilo získať.

Pre analýzu interakcie pažiacej konštrukcie a tunela bola použitá metóda konečných prvkov za rovinného stavu deformácie (2D úloha). Použitie systému „Top down“ ukazuje, že vplyv na priľahlý tunel je výrazne eliminovaný. Pre ďalšie skúmanie vplyvu pažiacej konštrukcie na tunel v ďalších etapách projektovania sa odporúča použiť pokročilé materiálové modely, ako Hardening soil model prípadne Hardening soil small strain model.

7 POUŽITÁ LITERATURA

- 1) Balun, D. Správa IG prieskumu, Brno – Merhautova – BD, Balun geo s.r.o., 2017
- 2) Barták, J. *Progresivní postupy navrhování pažených stavebních jam*. Brno: Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, 1991.
- 3) Eichler, J. *Zakládání staveb*. 1. vyd. Brno: Rektorát VUT v Brne, 1980. Učební texty vysokých škol.
- 4) Európska norma ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Úrad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví., 2019.
- 5) Civil Engineering. *Top Down Construction – Procedure, Advantages and Disadvantages*. 2021. (online). Dostupné na: ><https://dailycivil.com/top-down-construction-procedure-advantages-and-disadvantages-1/><
- 6) Geomorfologické členenie Česka. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* (online). San Francisco (CA). Wikimedia Foundation. 2021. (cit. 04-2021). Dostupné na: >https://cs.wikipedia.org/wiki/Geomorfologick%C3%A9_%C4%8Dlen%C4%9Bn%C3%AD_%C4%8Ceska<
- 7) Horák, V. *Podzemní stavby Modul BF06-M02*. Brno: VUT Fakulta stavební, 2007.
- 8) Hulla, J. *Zakladanie stavieb*. 1. vyd. Bratislava: Jaga group, 1998. ISBN 80-889-0505-2.
- 9) Hurych, P. *Metoda závislých tlaků in Sborník konference "Automatizácia projektovania"*, Vysoké Tatry, 1978.
- 10) Chalmovský, J. *Základy matematického modelování v geotechnice s využitím programu Plaxis*. Brno: Ústav geotechniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, 2014. ISBN 978-80-214-4938-1.
- 11) Klepsatel, F., Kusý, P., Kopáček, A. *Podzemné stavby I – Metódy tunelovania*. Bratislava: STU, 1998.
- 12) Klepsatel, F. *Podzemné stavby II*. Bratislava: STU, 2004.
- 13) Klepsatel, F., Mařík, L., Frankovský, M. *Městské podzemní stavby*. Bratislava: Jaga group, 2007.
- 14) Mapové aplikácie. *Google maps*. (online). 2021 (cit. 04-2021). Dostupné na: ><https://www.google.sk/maps/place/Merhautova,+Brno-sever,+%C4%8Cesko/@49.2182361,16.6272905,18z/data=!4m5!3m4!1s0x47129462e3ee54ad:0x600d07238e475832!8m2!3d49.212666!4d16.6252365><

- 15) Masopust, J. *Speciální zakládání staveb, díl 2*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., 2006. ISBN 80-7204-489-3.
- 16) Masopust, J. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2012. ISBN 978-80-8438-31-2.
- 17) Masopust, J. *Speciální zakládání staveb, díl 1*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., 2004. ISBN 80-214-2770-1.
- 18) Miča, L., Chalmovský, J., Fiala R., Račanský V. *Numerická analýza pažení stavebních jam*. Brno: Ústav geotechniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, 2011. ISBN 978-80-7204-773-4.
- 19) Peter, P., Klepsatel, F. *Zakladanie stavieb a podzemné stavby*. Bratislava: SVŠT, 1980.
- 20) Schmitt, P. "Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm wall and sheet pile wall design", in French. *Revue Française de Géotechnique*, N. 71, 2^o trimestre. 1995.
- 21) Turček, P. *Zakladanie stavieb*. Bratislava: Jaga group, 2005. ISBN 80-807-6023-3.
- 22) FINE. *Geotechnický software GEO5* (online). 2007-2014 (cit. 04-2021). Dostupné na: <https://www.fine.cz/geotechnicky-software/>
- 23) Vilhan, M., Šejnoha, M. *Aplikace metody konečných prvků při analýze pažicích konstrukcí. Část I – Základní principy modelování*. *Geotechnika* 3/2004.
- 24) Weiglová, K. *Mechanika zemin*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., 2007. ISBN 978-80-7204-507-5.

ZOZNAM TABULIEK

Tab. 1 Geologický profil v mieste navrhovanej stavebnej jamy

Tab. 2 Parametre zemín použité v GEO5

Tab. 3 Parametre podzemnej steny

Tab. 4 Parametre rozpery

Tab. 5 Vstupné parametre pre MC model

Tab. 6 Vstupné parametre pre HS a HSS model

Tab. 7 Vstupné parametre pre tunel

Tab. 8 Vstupné parametre podzemná stena

Tab. 9 Ohybové momenty (obr. 20)

Tab. 10 Ohybové momenty (obr. 21)

Tab. 11 Ohybové momenty (obr. 22)

Tab. 12 Ohybové momenty (obr. 23)

Tab. 13 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 24)

Tab. 14 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 25)

Tab. 15 Maximálne hodnoty zvislých posunov (obr. 26)

Tab. 16 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 27)

Tab. 17 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 28)

Tab. 18 Ohybové momenty (obr. 29)

Tab. 19 Ohybové momenty (obr. 30)

Tab. 20 Ohybové momenty (obr. 31)

Tab. 21 Ohybové momenty (obr. 32)

Tab. 22 Ohybové momenty (obr. 33)

Tab. 23 Nárast ohybových momentov HSS model

Tab.24 Nárast záporných ohybových momentov HSS model

Tab. 25 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 34)

Tab. 26 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 25)

Tab. 27 Maximálne hodnoty vodorovných posunov (obr. 36)

Tab. 28 Maximálne hodnoty zvislých posunov (obr. 37)

ZOZNAM OBRÁZKOV

Obr. 1 Fázy výstavby- Metóda „Top down“

Obr. 2 Metóda „Top down“ (zdroj: Indochine engineering)

Obr. 3 Poloha objektu (zdroj: Google Maps)

Obr. 4 Geologická mapa M1:50000 (zdroj: Česká geologická mapa)

Obr. 5 Priečny rez v mieste paženia

Obr. 6 Fázy výstavby

Obr. 7 Odkop 1

Obr. 8 Odkop 2

Obr. 9 Odkop 3

Obr. 10 Priečny rez

Obr. 11 Stanovenie plastickej vetvy MC pracovného diagramu z dráhy napätia

Obr. 12 Pracovný diagram HS modelu

Obr. 13 Závislosť šmykových deformácií na pretvorení

Obr. 14 Fázy výpočtu

Obr. 15 Fáza 3 – Tunel - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre MC model

Obr. 16 Fáza 3 – Tunel - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre HS model

Obr. 17 Fáza3 – Tunel - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre HSS model

Obr. 18 Fáza 10 – Doska - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre MC model

Obr. 19 Fáza 10 – Doska - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre HS model

Obr. 20 Fáza10 – Doska - Izoplochy celkových posunov v okolí konštrukcie pre HSS model

Obr. 21 Strop 1 ohybové momenty

Obr. 22 Strop 2 ohybové momenty

Obr. 23 Doska – Ohybové momenty

Obr. 24 Konsolidácia – Ohybové momenty

Obr. 25 Strop 1 – porovnanie vodorovných posunov

- Obr. 26 Strop 2 – porovnanie vodorovných posunov
- Obr. 27 Doska – porovnanie vodorovných posunov
- Obr. 28 Konsolidácia - porovnanie vodorovných posunov
- Obr. 29 Porovnanie vodorovného posunu konštrukcie
- Obr. 30 Porovnanie ohybových momentov
- Obr. 31 Pravá stena tunela - Ohybové momenty
- Obr. 32 Medziľahlá stena tunela - Ohybové momenty
- Obr. 33 Ľavá stena tunela - Ohybové momenty
- Obr. 34 Strop tunela - Ohybové momenty
- Obr. 35 Vodorovné posuny – pravá stena
- Obr. 36 Vodorovný posun – medziľahlá stena
- Obr. 37 Vodorovný posun – ľavá stena
- Obr. 38 Zvislý posun– Strop tunela

ZOZNAM POUŽITÝCH SKRATIEK A SYMBOLOV

φ_{ef}	efektívny uhol vnútorného trenia
c_{ef}	efektívna súdržnosť
ν	poissonovo číslo
E_{eod}	edometrický modul
Γ	objemová tiaž
γ_{sat}	objemová tiaž saturovaná
E_{def}	modul pružnosti, deformačný
C	súdržnosť
Φ	uhol vnútorného trenia
H	hĺbka jamy
Z	mocnosť vrstvy
M_{max}	maximálny ohybový moment
Q_{max}	maximálna posúvajúca sila
U	celková deformácia
u_y	zvislá deformácia
u_x	horizontálna deformácia
f_{yk}	medz klzu
h	výška prierezu
b	šírka prierezu
A	plocha
EA	osová tuhosť
EI	ohybová tuhosť
I_y	moment zotrvačnosti prierezu
I.MS	prvý medzný stav
MC	Mohr-Coloumb, konštitučný model

HS	Hardening-soil, konštitučný model
HSS	Hardening-soil small, konštitučný model
kN	kilo newton
MPa	mega pascal

ZOZNAM PRÍLOH

Príloha č. 1: Statický výpočet II. medzný stav v programe GEO5

Príloha č. 2: Výkresová dokumentácia – schematický priečny rez