

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA GEOTECHNIKY



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Modernizace 4. železničního koridoru
v úseku Votice - Tábor

Vypracovala: Michaela Pecková

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

2017



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Pecková Jméno: Michaela Osobní číslo: 423897

Zadávací katedra: geotechniky

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Modernizace 4. železničního koridoru v úseku Votice - Tábor

Název bakalářské práce anglicky: Modernisation of the 4th railway corridor in the section Votice - Tabor

Pokyny pro vypracování:

1. Základní popis koridoru a zadaného úseku, IG průzkum, situace, podélný řez a příčné řezy
2. Návrh zajištění portálového zářezu
3. Návrh zajištění čelní stěny raženého portálu
4. Technická zpráva, vyhodnocení

Odborný konzultant: Ing. Michal Gramblička

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: prof. Dr. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Datum zadání bakalářské práce: 27. 2. 2017

Termín odevzdání bakalářské práce: 28. 5. 2017

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

27. 2. 2017

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma Modernizace 4. železničního koridoru v úseku Votice - Tábor zpracovala samostatně za použití uvedené literatury a pramenů.

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

V Praze dne 26. 5. 2017

.....

Michaela Pecková

Poděkování

Ráda bych poděkovala vedoucímu práce, panu prof. Ing. Bartákovi, DrSc. za jeho odborné vedení při vypracování této bakalářské práce. Také bych chtěla velice poděkovat doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi a panu Ing. Michalovi Grambličkovi ze společnosti SUDOP Praha a.s. za cenné rady, podklady a konzultace v době nepřítomnosti mého vedoucího práce. V neposlední řadě děkuji své rodině, která mi umožnila studium na vysoké škole a po celou jeho dobu mne podporovala.

Anotace

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem a posouzením zajištění portálového zářezu a čelní stěny raženého portálu tunelu Mezno, který bude realizován v rámci modernizace IV. tranzitního železničního koridoru v České republice.

První variantou zajištění portálového zářezu je návrh svahování se třemi úrovněmi oddělenými lavičkami. Porovnán je analytický a numerický výpočet stability svahu. Druhou variantou je zajištění zářezu pomocí nesouvislé pilotové stěny kotvené ve dvou úrovních. Pro tuto variantu byl proveden analytický výpočet a posouzení kotevního systému.

V poslední části práce bylo navrženo zajištění čelní stěny raženého portálu svahováním se dvěma úrovněmi, které bylo posouzeno numerickým výpočtem.

Klíčová slova:

tranzitní železniční koridor, tunel, zářez, svahování, stabilita svahu, pilotová stěna, kotvení

Annotation

This bachelor thesis is focused on the design and assessment of securing open pit and front wall of the mined portal of the Mezno tunnel, which will be realized within the framework of the modernization of the IV. transit railway corridor in the Czech Republic.

The first variant of securing open pit is sloping with three levels separated by benches. Analytical and numerical calculation of slope stability is compared. The second variant is securing the open pit with discontinuous pile wall anchored in two levels. Analytical calculations and assessment of the anchor system were executed for this variant.

Securing of the front wall of mined portal was designed as sloping with two levels. This design was assessed in the last part of the thesis.

Key words:

transit railway corridor, tunnel, cut, sloping, slope stability, pile wall, anchoring

Obsah

1	Úvod	8
2	Základní informace o železničních tratích v České republice	9
2.1	Historie a vývoj.....	9
2.2	Evropské koridorové trasy	10
2.3	Charakteristika a modernizace železničních koridorů na území České republiky ..	11
3	Základní popis koridoru.....	15
3.1	Situování IV. železničního koridoru.....	15
3.2	Modernizace IV. koridoru	15
3.3	Modernizované a optimalizované úseky IV. TŽK	16
4	Základní popis zadaného úseku	18
4.1	Úsek Votice – Tábor	18
4.1.1	Úsek Tábor – Sudoměřice u Tábora	18
4.1.2	Úsek Sudoměřice u Tábora – Votice	18
5	Tunel MEZNO	20
5.1	Identifikační údaje.....	20
5.2	Základní údaje	20
5.3	Vstupní podmínky	21
5.4	Inženýrsko-geologický průzkum.....	21
5.4.1	Geomorfologické poměry	21
5.4.2	Geologické podmínky.....	22
5.4.2.1	Skalní podloží	22
5.4.2.2	Kvartérní pokryv.....	23
5.4.3	Hydrogeologické poměry lokality	23
5.4.4	Výjezdový portál SO 71-25-03.....	24
5.4.4.1	Charakteristický geotechnický profil - výjezdový portál (SO 71-25-03)..	26
6	Návrh zajištění portálového zářezu	27
6.1	Použitý software	27

6.1.1	Stabilita svahu	27
6.1.1.1	Princip Bishopovy metody	28
6.1.2	Hřebíkový svah	29
6.1.3	Skalní svah	29
6.1.3.1	Mohr – Coulomb	30
6.1.3.2	Hoek – Brown	31
6.1.4	MKP – Metoda konečných prvků	32
6.1.5	Pažení návrh a pažení posudek	33
6.2	Zajištění zářezu svahováním	36
6.2.1	Modelování a posouzení svahu	36
6.2.1.1	Modelování pomocí MKP	37
6.2.1.2	Modelování v programu Stabilita svahu	42
6.2.1.3	Modelování v programu Skalní svah	43
6.2.1.4	Porovnání výsledků	44
6.3	Zajištění zářezu kotvenou pilotovou stěnou	46
6.3.1	Nesouvislé pilotové stěny	46
6.3.2	Tangenciální pilotové stěny	47
6.3.3	Převrtávané pilotové stěny	47
6.3.4	Provádění pilot	47
6.3.5	Kotvení pilotových stěn	49
6.3.6	Návrh a posouzení kotvené pilotové stěny	50
6.4	Návrh zajištění čelní stěny raženého portálu	64
6.4.1	Modelování a posouzení pomocí MKP	64
7	Závěr	67

1 Úvod

Územím České republiky procházejí významné dopravní železniční trasy. Tyto trasy jsou součástí mezinárodních železničních koridorů, které spojují jednotlivé evropské státy. Ne všechny tratě ale dosahují požadované kvality železniční infrastruktury, a proto je nutné je modernizovat. V České republice probíhá modernizace čtyř hlavních železničních koridorů.

V rámci modernizace je potřeba dodržet určité požadované parametry modernizovaných tratí. Často je proto nutné realizovat úplně nové úseky, které musí překonat členitý terén našeho území, a to pomocí velkého množství zářezů, násypů, mostů a tunelů.

IV. tranzitní železniční koridor vedoucí od severní státní hranice s Německem přes Prahu do Horního Dvořiště prochází v poslední době rozsáhlou modernizací, jejíž součástí je i velké množství tunelů. Jedním z úseků, na kterém se nachází podzemní stavby, je i úsek Sudoměřice u Tábora – Votice. V tomto úseku jsou navrženy dva tunely, a to tunel Deborečský a tunel Mezenský.

Tunel Mezno je navržen jako dvojkolejný železniční tunel s celkovou délkou 840 m. Stavba tohoto tunelu je rozdělena na tři úseky, a to hloubenou část – vjezdový portál, raženou část a hloubenou část – výjezdový portál. V této bakalářské práci bude řešen návrh zajištění předzářezu a čelní stěny raženého portálu v rámci výjezdového portálu tunelu Mezno.

2 Základní informace o železničních tratích v České republice

2.1 Historie a vývoj

Historie železniční dopravy na území České republiky sahá až do první třetiny 19. století. První železnici na našem území se stala v roce 1828 koněspřežná dráha Linz – Summerau – Horní Dvořiště – České Budějovice. Téměř všechny naše železniční tratě byly vybudovány již za monarchie. Po druhé světové válce se objevily plány na dvě hlavní tratě, které by vedly přes území našeho státu za účelem propojení velkých evropských metropolí. První trať měla vést z Paříže přes Berlín, Lvov a Kyjev do Rostova na Donu a druhá z Paříže přes Mnichov, Vídeň a Bratislavu do Istanbulu. Celou síť doplňovala odbočka Berlín - Hamburk a dvě spojky hlavních tratí Berlín - Lipsko - Mnichov a Berlín - Drážďany - Praha - Vídeň. [1]

Po roce 1948 se ale od původních plánů upustilo a rozvoj železniční sítě začal klást důraz na přepravu těžkých nákladů. Na rychlost osobní dopravy se příliš nehledělo, železnice měla nabízet pouze levný způsob přepravy osob.

O zrychlení osobní dopravy se začalo uvažovat až v 80. letech. Z většiny návrhů vzešly dvě možnosti. První možností byla výstavba druhé (v některých úsecích i třetí) traťové koleje, která by byla budována v souběhu s původními tratěmi. Uvažovalo se zvýšení traťové rychlosti na 160 – 200 km/h. Tato varianta byla výhodná díky možnosti výstavby nových traťových kolejí za současného provozu na tratích původních, nevýhodou však bylo složité napojování nových tratí do stanic. Druhou variantou byla postupná modernizace stávajících tratí. Částečnou rekonstrukcí by se dosáhlo zvýšení cestovní rychlosti na 140 – 160 km/h. [1]



Obrázek 1: Návrh modernizace z roku 1989 [1]

Nakonec se od první možnosti upustilo a přistoupilo se k postupné modernizaci železniční sítě. Zpracováním podkladů pro zvýšení rychlostí na hlavních tazích byl pověřen podnik SUDOP v roce 1988. Kvůli potížím zapříčiněným zejména politickým převratem v roce 1989 však byly dokončeny až v roce 1993. Plány předpokládaly na našem území síť modernizovaných tratí nazvaných Tranzitní železniční koridory (TŽK), které uvažovaly také s napojením na panevropské dopravní koridory. [1] [2]

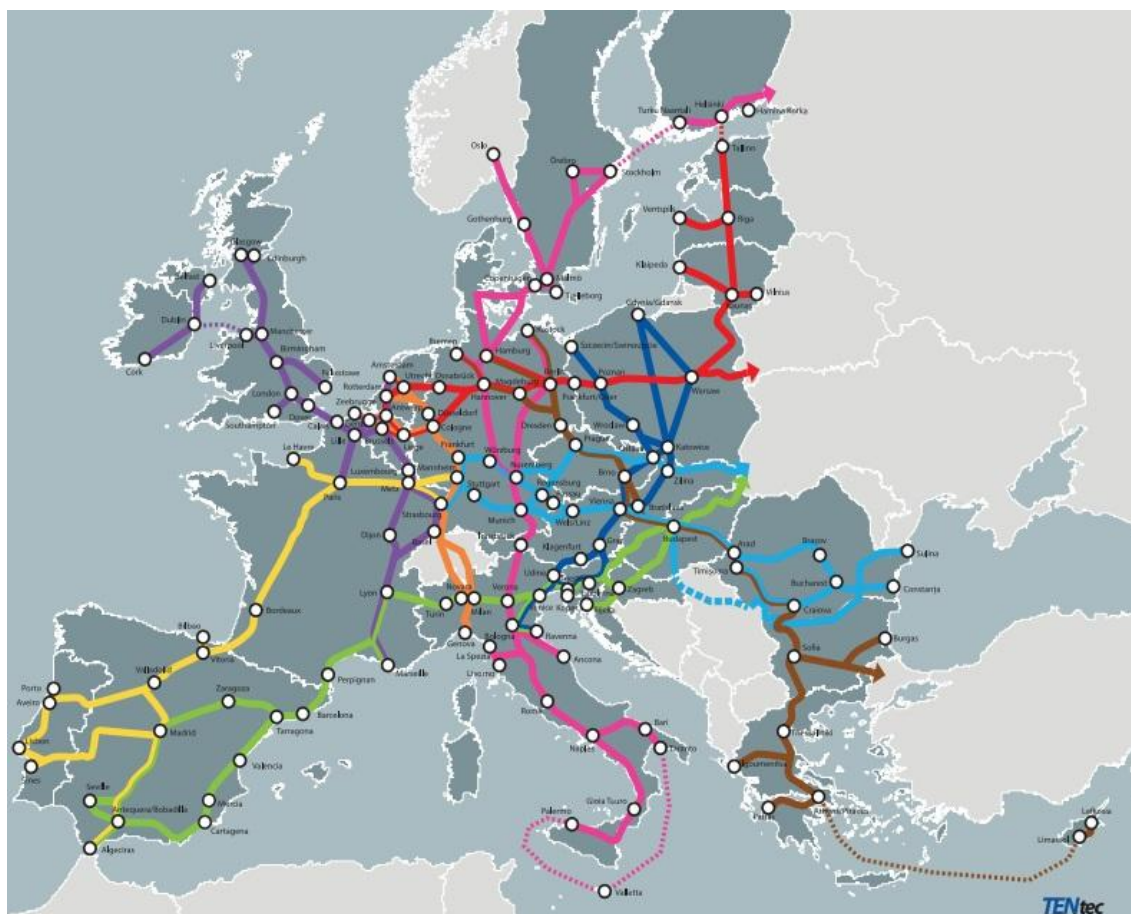
2.2 Evropské koridorové trasy

Projekt Panevropských dopravních koridorů byl zahájen v roce 1991 na konferenci v Praze. V březnu roku 1994 bylo na druhé Panevropské dopravní konferenci definováno devět koridorů, které byly o tři roky později doplněny o koridor desátý. Devět koridorů je z části železničních a z části silničních, desátý je koridor vodní, který je veden po toku řeky Dunaj. [3]



Obrázek 2: Schéma Panevropských dopravních koridorů [4]

Dalším systémem je Transevropská dopravní síť (TEN-T), která zahrnuje a sjednocuje všechny významné dopravní trasy. Její součástí jsou silniční i železniční trasy, letiště a vodní cesty. Je rozdělená na hlavní a vedlejší síť. Hlavní síť by měla být dokončena v roce 2030 a síť vedlejší v roce 2050. [3]



Obrázek 3: Schéma Transevropské dopravní sítě [5]

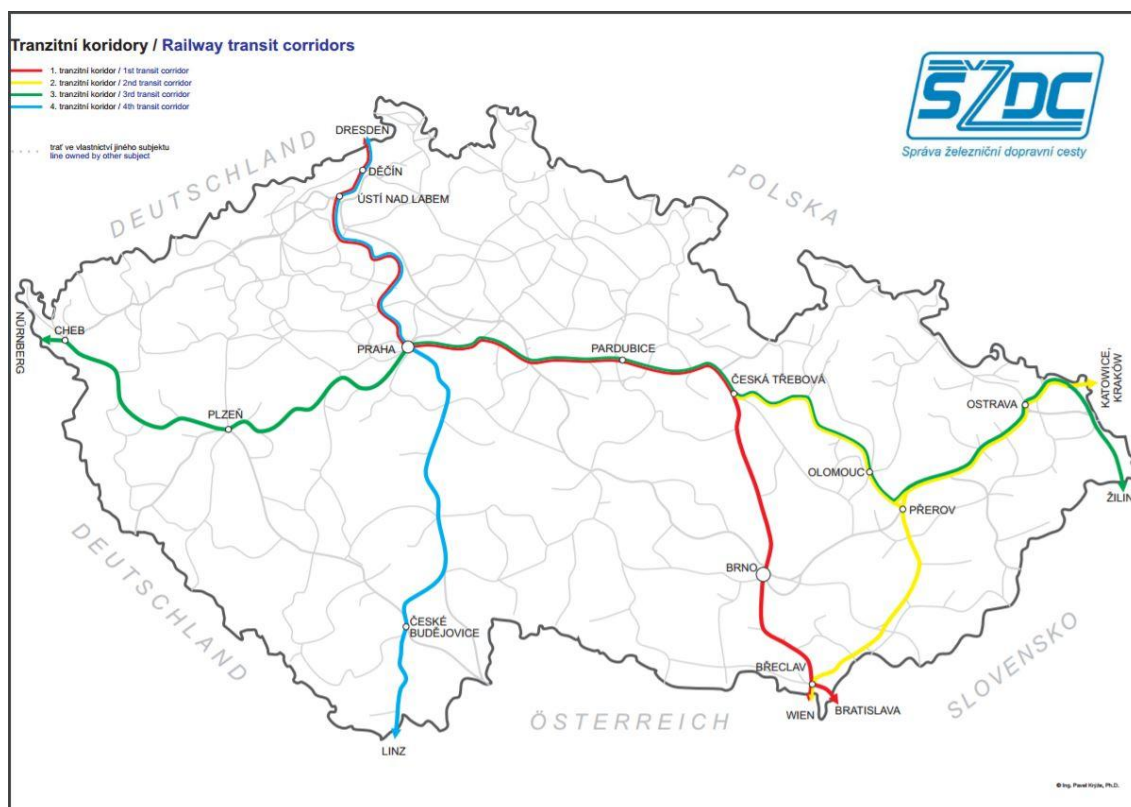
2.3 Charakteristika a modernizace železničních koridorů na území České republiky

Modernizace železniční sítě na území České republiky souvisí i s jejím napojením na železniční síť sousedních států. Projekty modernizace železničních tratí musí probíhat v souladu s mezinárodními dohodami přijatými v rámci Evropské unie (EU) a Mezinárodní železniční unie (UIC). Dvě z nejvýznamnějších dohod jsou Evropská dohoda o hlavních mezinárodních železničních tratích (dohoda AGC) a Evropská dohoda o nejdůležitějších trasách mezinárodní kombinované dopravy a souvisejících objektech (dohoda AGTC). [6]

Pro Českou republiku jsou významné směry spojující západní a východní Evropu i Evropu severní a jižní. V těchto směrech byly stanoveny následující čtyři tranzitní koridory:

- I. TŽK: (Německo) – Děčín – Praha – Česká Třebová – Brno – Břeclav – (Rakousko/Slovensko)

- II. TŽK: (Rakousko) – Břeclav – Přerov – Petrovice u Karviné – (Polsko) s odbočnou větví na Českou Třebovou – Přerov
- III. TŽK: (Německo) – Cheb – Plzeň – Praha – Olomouc – Ostrava – Petrovice u Karviné/Mosty u Jablunkova – (Polsko/Slovensko)
- IV. TŽK: (Německo) – Děčín – Praha – Veselí nad Lužnicí – Horní Dvořiště/České Velenice – (Rakousko) [6]



Obrázek 4: Mapa tranzitních železničních koridorů (TŽK) v ČR [7]

I. TŽK		II. TŽK	
III. TŽK		IV. TŽK	

Nejprve začala výstavba I. a II. železničního koridoru, kvůli jejich návaznosti na IV. a VI. panevropský koridor. Práce na I. koridoru začaly 2. 8. 1993 a poslední významnou akcí bylo dokončení modernizace úseku mezi Záběhovicemi nad Labem a Přeloučí v říjnu roku 2004. Stavba II. koridoru začala v září 1997 a dokončena byla v červnu roku 2004. III. a IV. koridor jsou v současné době ve výstavbě a jejich dokončení je plánováno na rok 2020. [8]

Výstavbu koridorů je možné provádět dvěma způsoby. První možností úpravy je optimalizace, která je oproti druhému způsobu v mnohém jednodušší. Jedná se o téměř kompletní přestavbu stávající trati, přičemž ale nedochází ke změně vedení trasy samotné. Zato u druhého způsobu výstavby, modernizace, dochází ke kompletní přestavbě trati

a současné změně jejího vedení v určitých částech. Návrhem větších poloměrů směrových i výškových oblouků bude docíleno zvýšení traťové rychlosti, zvýšení bezpečnosti provozu a celkově komfortnější jízdy pro přepravované osoby.

Základní parametry pro stavbu modernizovaných a optimalizovaných železničních koridorů jsou především:

- traťová rychlost 160 km/h (podle dohody AGC 120 km/h)
- prostorová průchodnost UIC GB
- třída zatížení D4 UIC (22,5 Mp/nápravu)
- délka předjízdných kolejí 750 m (podle dohody AGTC 700 m)

Tyto hodnoty parametrů však nelze dodržet na celé délce všech tratí. Na trase se mohou vyskytnout úseky, jejichž změna trasování by byla velmi obtížná a také neúměrně finančně nákladná. Proto dohoda AGC umožňuje u takových úseků nedodržení zadaných parametrů. Jedná se především o nedosažení traťové rychlosti 160 km/h, zatímco například prostorová průchodnost musí být dodržena vždy.

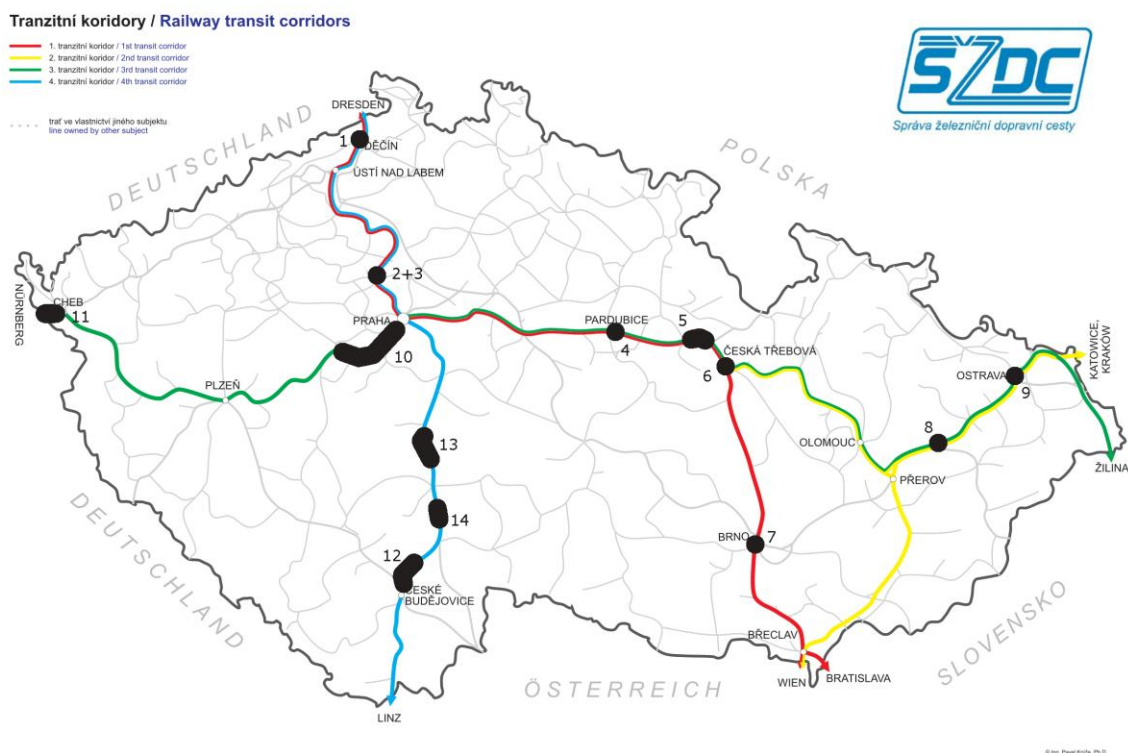
Úkony prováděné při výstavbě železničních koridorů:

- sanace, zhutnění a izolace železničního spodku
- výměna železničního svršku (kolejnice UIC 60, pružné bezpodkladnicové upevnění, předpjaté železobetonové pražce)
- elektrifikace dosud neelektrifikovaných úseků a výměna elektrifikačního zařízení
- obnova sdělovacího a zabezpečovacího zařízení
- oprava a rekonstrukce umělých staveb na trati

Spolu s výše uvedenými úkony dochází k rekonstrukci stávajících staničních budov a nástupišť. Obnovují se i zařízení sloužící k informování cestujících. U trasování je výrazná snaha o co nejnižší počet úrovnových křížení (přejezdů), které se, pokud je to jen trochu možné, nahrazují novými mostními objekty. Tímto způsobem je nejen udržena vyšší traťová rychlost, ale zároveň dochází ke zvýšení bezpečnosti na tratích. Podél tratí se také budují protihlukové stěny, snižující nepříznivý dopad drážní dopavy na obyvatele žijící v jejich okolí. V neposlední řadě se budují také nové propustky a odvodňovací zařízení. [8]

Stav modernizace tranzitních železničních koridorů na území České Republiky k datu 1. 1. 2017 (nedokončené stavby):

- I. TŽK: Děčínské a Nelahozeveské tunely, železniční stanice Kralupy nad Vltavou, železniční stanice Pardubice hl.n., Choceň – Ústí nad Orlicí, železniční stanice Česká Třebová a železniční uzel Brno
- II. TŽK: železniční uzly Hranice na Moravě a Ostrava
- III. TŽK: úseky Praha – Beroun a Cheb – státní hranice s Německem
- IV. TŽK: úseky Nemanice – Ševětín, Sudoměřice u Tábora – Votice a Soběslav – Doubí [8]



Obrázek 5: Současný stav modernizace tranzitních koridorů [9]

Legenda: 1 - Děčínský tunel, 2 - Nelahozeveský tunel, 3 - železniční stanice Kralupy nad Vltavou, 4 - železniční stanice Pardubice hl.n., 5 - úsek Choceň – Ústí nad Orlicí, 6 - železniční stanice Česká Třebová, 7 - železniční uzel Brno, 8 - železniční uzel Hranice na Moravě, 9 - železniční uzel Ostrava, 10 - úsek Praha – Beroun, 11 - úsek Cheb – st. hranice s Německem, 12 - úsek Nemanice – Ševětín, 13 - úsek Sudoměřice u Tábora – Votice, 14 - úsek Soběslav – Doubí

3 Základní popis koridoru

3.1 Situování IV. železničního koridoru

IV. tranzitní železniční koridor je název pro hlavní dálkový železniční tah vedoucí po trati od státních hranic Německa přes Děčín, Prahu, České Budějovice, Horní Dvořiště až po státní hranice Rakouska. Celková délka koridoru je 369 km, přičemž prvních 145 km vede v souběhu s I. tranzitním železničním koridorem (viz obr. 4). Koridor má jednu odbočku délky 56 km, která se odpojuje ve stanici Veselí nad Lužnicí a vede přes České Velenice na státní hranice Rakouska.

Trasa IV. železničního koridoru je součástí transevropské magistraly E55 – ze Skandinávie přes Děčín, Prahu, České Budějovice a Horní Dvořiště směrem na Rakousko, respektive severní Itálii a E551 z Prahy přes České Budějovice, Horní Dvořiště na Rakousko. Tento dopravní tah je významnou trans-evropskou železniční trasou sítě TEN-T na severojižní ose Balt – Jadran a také hraje důležitou roli ve výměně zboží mezi Německem, Českou republikou a Rakouskem, neboť vytváří spojení Berlína a Drážďan s Lincem. [2] [3] [6]

3.2 Modernizace IV. koridoru

Část trasy v úseku od státní hranice s Německem přes Děčín do Prahy, společná s I. železničním koridorem, je již z převážné modernizována – zbývá realizovat Děčínské a Nelahozeveské tunely a železniční stanici Kralupy nad Vltavou. Uzel Praha se nyní řeší samostatně.

Trasa koridoru mezi železničními stanicemi Praha Hostivař a České Budějovice má délku 159 km a ve stávajícím stavu je z velké části jednokolejná. Modernizace IV. tranzitního železničního koridoru navrhuje přestavbu tratě z Prahy do Českých Budějovic pro traťovou rychlost do 160 km/h s úplným zdvoukolejněním tratě. Je navržena kompletní rekonstrukce železničního spodku a svršku, mostů a propustků, zabezpečovacího a sdělovacího zařízení i trakčního vedení. Rekonstrukce se dotkne i nástupišť, která budou vystavěna s bezbariérovým přístupem a výškou 550 mm nad traťovou kolejí. Celý úsek modernizované trasy byl rozčleněn do deseti samostatných staveb, které procházejí územím Jihočeského, Středočeského kraje a Prahy. S dalším vývojem příprav bylo ale nutné stavby ještě dále rozdělit, takže dnes se celý projekt sestává ze staveb třinácti. V současné době je deset z nich dokončených a zbytek je v různém stupni přípravy. Investorem všech staveb je státní organizace Správa železniční dopravní cesty (SŽDC). [2] [8] [10]

3.3 Modernizované a optimalizované úseky IV. TŽK

V jižní větvi IV. železničního koridoru, mimo hlavní město Praha, se nachází následující stavební úseky (směr staničení úseků uvažován z jihu na sever):

- Stavba Horní Dvořiště st. hranice – České Budějovice (optimalizace)
- Stavba České Budějovice – Nemanice I (modernizace)
- Stavba Nemanice I – Ševětín (modernizace)
- Stavba Ševětín – Veselí nad Lužnicí (modernizace)
- Stavba Veselí nad Lužnicí – Tábor (modernizace)
- Stavba Tábor – Sudoměřice u Tábora (modernizace)
- Stavba Sudoměřice u Tábora – Votice (modernizace)
- Stavba Votice – Benešov u Prahy (modernizace)
- Stavba Benešov u Prahy – Strančice (optimalizace)

Stručný popis jednotlivých staveb:

- **Stavba Horní Dvořiště st. hranice – České Budějovice:** trasa je optimalizovaná a vede v původní stopě. Je navržena na rychlost 70 – 100 km/h. Optimalizací bylo dosaženo požadované prostorové průchodnosti a třídy zatížení. Celková délka je 38,0 km a jednalo se o nejdelší úsek koridoru. Stavba byla dokončena.
- **Stavba České Budějovice – Nemanice I:** modernizací trasy se zvýšila prostorová průchodnost a třída zatížení. Celková délka trasy je 2,6 km a je vedená městskou zástavbou. Stavba byla dokončena.
- **Stavba Nemanice I – Ševětín:** na většině trasy je navržena přeložka trati s návrhovou traťovou rychlostí 160 km/h a rychlostí v tunelech až 200 km/h. Celková délka stavby je zhruba 21,5 km a její součástí jsou dva nové dvojkolejné tunely – tunel HOSÍNSKÝ (3120 m) a tunel CHOTÝČANSKÝ (4810 m). Tyto tunely jsou nejdelší na celém koridoru. Stavba je v přípravě.
- **Stavba Ševětín – Veselí nad Lužnicí:** stavba je rozdělená na dvě části. V první části Ševětín – Horusice, s délkou 4,4 km, se provedlo zdvojkolejnění tratě s návrhovou rychlostí 160 km/h. V části druhé Horusice – Veselí nad Lužnicí, s délkou 5,0 km, se dosáhlo jak evropskými dohodami předepsané rychlosti 160 km/h, tak traťové třídy zatížení a průjezdového prostoru. Obě stavby jsou již dokončeny.
- **Stavba Veselí nad Lužnicí – Tábor:** v části Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora byly původně navrženy tři tunely, ale kvůli úspoře nákladů byl projekt přepracován a na

trase zůstal tunel jediný a to tunel ZVĚROTICKÝ (370m). Celková délka tunelu je 14,9 km a trasa z velké části kopíruje vedení dálnice D3. Část stavby Doubí u Tábora – Tábor, s délkou 15,7 km, byla zdvojkolejněna a optimalizována pro zvýšení prostorové průchodnosti a třídy zatížení. Obě stavby jsou již dokončeny.

- **Stavba Tábor – Sudoměřice u Tábora:** v začátku úseku je kvůli nepříznivému směrovému vedení traťová rychlost omezena na 85 km/h. Na zbytku trasy už je dosaženo rychlosti 160 km/h. V tomto úseku dochází k mimoúrovňovému křížení s dálnicí D3 a taky se na něm nachází nový dvojkolejný železniční tunel SUDOMĚŘICE (430m). Celková délka trasy je 11,5 km. Stavba byla dokončena.
- **Stavba Sudoměřice u Tábora – Votice:** jedná se o novostavbu dvojkolejně trati v nové stopě. Celková délka stavby je 17,0 km a na celé délce by mělo být dosaženo traťové rychlosti 160 km/h. Součástí stavby jsou dva nové dvojkolejně železniční tunely - tunel MEZNO (840m) a tunel DEBOREČ (660m). Stavba je v přípravě.
- **Stavba Votice – Benešov u Prahy:** z velké části se jedná o přeložku existující jednokolejně trati v rámci jejího zdvojkolejnění. Na většině trati je dosaženo rychlosti 160 km/h, v úseku před Benešovem je rychlost postupně omezená na 100 km/h. Celková délka stavby je 18,5 km a bylo na ní realizováno pět nových železničních tunelů – tunel TOMICKÝ I (350 m), tunel TOMICKÝ II (250 m), tunel ZAHRADNICKÝ (1030,4 m), tunel OLBRAMOVICKÝ (480 m) a tunel VOTICKÝ (560 m). Stavba byla dokončena.
- **Stavba Benešov u Prahy – Strančice:** na úseku je dosaženo traťové rychlosti 75 až 130 km/h. Optimalizací bylo dosaženo předepsané prostorové průchodnosti a třídy zatížení. Celková délka úseku je 24,0 km. Stavba byla dokončena.

[9] [10] [11] [12]

4 Základní popis zadaného úseku

4.1 Úsek Votice – Tábor

Zadaný úsek se nachází v jižní větvi koridoru. Jeho délka je 28,4 km a skládá se ze dvou dílčích úseků a to úseku Votice – Sudoměřice u Tábora dlouhého 17 km a úseku Sudoměřice u Tábora – Tábor, jehož délka je 11,4 km.

4.1.1 Úsek Tábor – Sudoměřice u Tábora

Modernizace tohoto úseku byla zahájena v dubnu roku 2013 a dokončovací práce proběhly na jaře roku 2016. Celková délka úseku je přibližně 11,4 km a je na ní dosaženo traťové rychlosti 100 až 160 km/h pro klasické soupravy a 125 až 160 km/h pro soustavy s naklápací skříní. Na většině tratě je použita kolejnice UIC 60 s bezpodkladnicovým upevněním, na zbytku potom kolejnice S 49 s tuhým upevněním. V úseku mezi stanicí Chotoviny a Sudoměřicemi se nová železniční trasa mimoúrovňově kříží s dálnicí D3. Na přemostění dálnice o rozpětí 100,52 m navazuje železniční estakáda dlouhá 450 m. V rámci této stavby je na přeložce navržen jeden nový dvoukolejný železniční tunel - tunel SUDOMĚŘICE, jehož délka je 430 m. Byl projektován firmou SUDOP PRAHA a. s., která provedla i geologický průzkum daného území.

4.1.2 Úsek Sudoměřice u Tábora – Votice

V tomto úseku se jedná prakticky o novostavbu dvojkolejné trati. Trasa prochází velmi terénně členitým územím a její celková délka je cca 17 km. Úsek je navržen pro traťovou rychlost 160 km/h s možným budoucím výhledovým zrychlením až na 200 km/h.

Součástí stavby jsou i dva nové dvoukolejné železniční tunely, které budou vybudovány s využitím tzv. Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Tunel DEBOREČ s délkou 660 m byl projektován firmou METROPROJEKT a. s., jeho geologický průzkum prováděla firma Geo-Tec GS s. r. o. Druhým tunelem je tunel MEZNO (délka tunelu bude 840 m), jehož návrhem čelní stěny portálu a návrhem zajištění portálového zářezu se budu v této bakalářské práci dále zabývat. Projektován byl firmou SUDOP PRAHA a.s. ve spolupráci s firmou Mott MacDonald CZ s. r. o., geologický průzkum prováděla firma SUDOP PRAHA a. s. S ohledem na zajištění bezpečnosti budou k oběma portálům tunelů přivedeny nové přístupové komunikace, včetně nástupních ploch pro složky integrovaného záchranného systému. V případě tunelu Mezno

bylo nutno technicky vyřešit i možné ohrožení zdrojů a rozvodů pitné vody, a to včetně posílení vodních zdrojů v dané oblasti.

Celou stavbu bude obecně charakterizovat velký objem zemních prací. Novostavba trati spolu s navazujícím řešením komunikací je totiž řešena jak v hlubokých zářezích pod úrovní stávajícího terénu, tak i na nových vysokých náspech. Kvůli opuštění stávající trasy zaniknou dnešní stanice Střezimíř, Ješetice a Heřmaničky. Zastávky Mezno a Červený Újezd u Votic budou nahrazeny novými zastávkami v jiné poloze. Na nové trati vznikne pouze jediná nová stanice – Červený Újezd. [9] [10] [11] [12]

5 Tunel MEZNO

5.1 Identifikační údaje

Název projektu:	Modernizace traťového úseku Sudoměřice – Votice
	Část: E 1.7.1 Tunel Mezo
Zadavatel:	Správa železniční dopravní cesty, s.o.
Zhotovitel:	Sdružení pro projekt Modernizace trati Sudoměřice – Votice
	SUPOD Praha a.s. (vedoucí sdružení)
	METROPROJEKT Praha a.s. (účastník sdružení)
Kraj:	Středočeský

5.2 Základní údaje

Tunel MEZNO je dvoukolejný ražený tunel celkové délky 840m, který se nachází mezi středočeskými obcemi Mezo a Střezimíř na IV. tranzitním železničním koridoru v úseku Sudoměřice u Tábora – Votice. Skládá se ze třech stavebních objektů: SO 71-25-01 Tunel Mezo, hloubená část – vjezdový portál, SO 71-25-02 Tunel Mezo, ražená část a SO 71-25-03 Tunel Mezo, hloubená část – výjezdový portál. [13]

Délka ražené části je 767 m, hloubené úseky mají na vjezdu délku 48,5 m a na výjezdu 24,5 m. Vjezdový portál (směr od Českých Budějovic na Prahu) je ve staničení km 99,838 713; výjezdový portál pak ve staničení km 100,60 000. Železniční trať se nachází 30,45 m v přechodnici a dále v pravostranném oblouku o poloměru osy tunelu 1401,85 m. Protože tunel leží ve směrovém oblouku a délka tunelu je měřena v jeho ose, dochází k disproporcím v určování délky tunelu a staničení trati. Tunel je výškově veden ve vrcholovém oblouku o poloměru $R = 28\ 000$ m s vrcholem ve staničení km 100,079 141, v tomto bodě je i lom nivelety. Od vjezdového portálu k tomuto bodu tunel na délce 240 m stoupá ve sklonu 4,456 ‰, od vrcholu oblouku následně klesá 600 m sklonem 8,0 ‰. [13]

Výstavba bude prováděna tunelovací metodou NRTM. Maximální výška nadloží raženého tunelu je 26,3 m. Naopak nejmenší výšky nadloží se nachází v oblastech portálů. U vjezdového portálu je to 7,2 m a u výjezdového portálu 5,5 m. Výška stěny raženého portálu

je na vjezdu 18,5 m a na výjezdu 16 m. Příčný profil výrubu tunelu je navržen od 101,7 m² pro profil na patkách až 119,5 m² v profilu se spodní klenbou. Členění výrubu je horizontální. Rozpojování hornin se uvažuje strojní, ve tvrdých horninách pak s použitím trhacích prací a mechanickým dočištěním líce výrubu. Typ zajištění je navržen dle statického výpočtu respektujícího předpokládané geologické a geotechnické podmínky v místě výstavby. [13]

5.3 Vstupní podmínky

Přípravná dokumentace byla zpracována v r. 2004 firmou SUDOP Praha s.r.o. dle tehdy platné legislativy. V době projektování dokumentace pro stavební povolení byly nově platné dva důležité předpisy ovlivňující návrh technického řešení: Evropská směrnice TSI – Bezpečnost v železničních tunelech (platnost od 7.3.2008) a Vzorový list STP dvoukolejného tunelu pro konvenční ražbu, SŽDC s.o. (platnost od 1.2.2012). Dle požadavků výše uvedených předpisů bylo třeba uzpůsobit příčný profil tunelu. [13]

5.4 Inženýrsko-geologický průzkum

Průzkumné práce se skládaly ze studia archivních podkladů, geofyzikálního průzkumu prováděného z povrchu terénu, realizací průzkumných inženýrsko-geologických vrtů a následných presiometrických zkoušek ve vybraných vrtech, hydrogeologického průzkumu a odebrání vzorků pro laboratorní zkoušky.

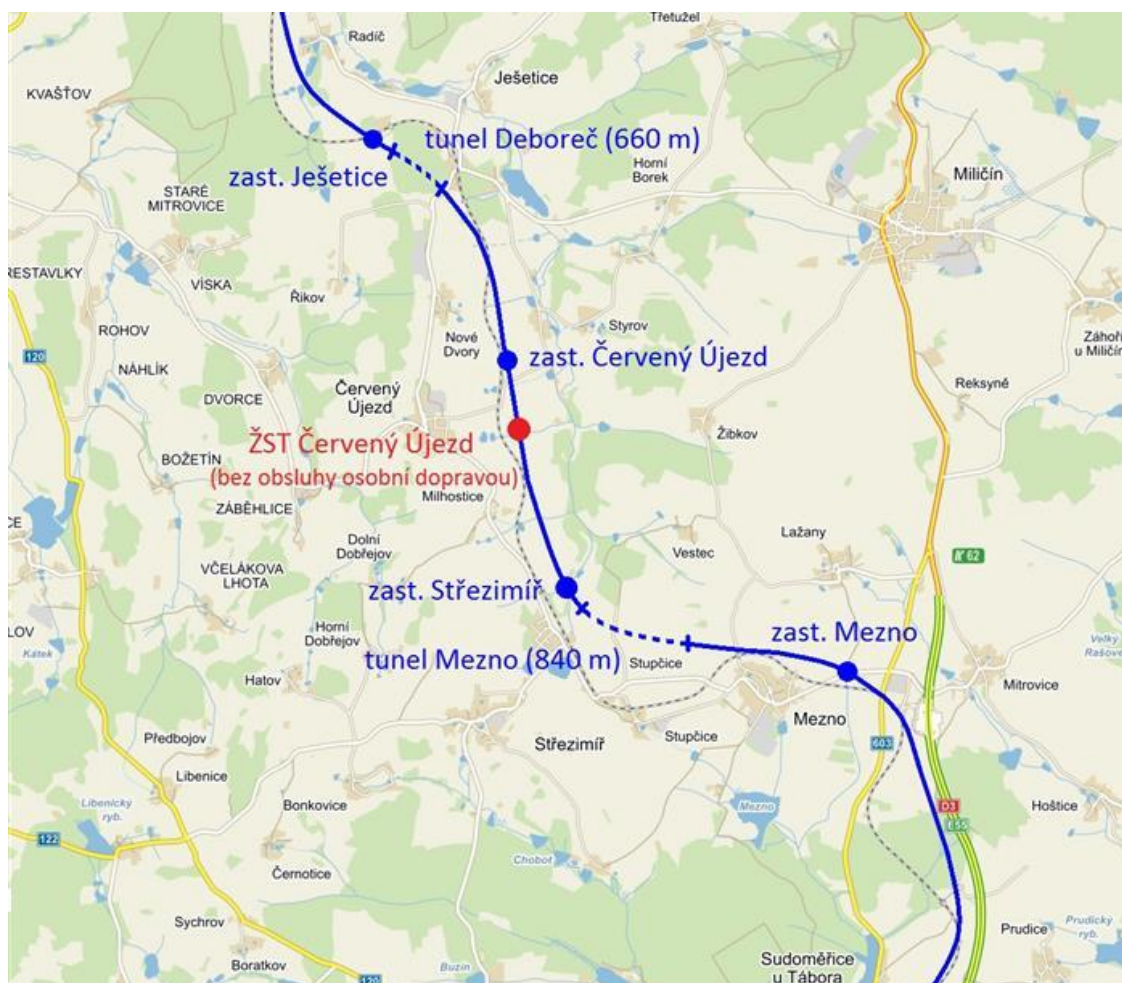
V roce 2004 provedla firma GeoTec – GS a.s. na trase celkem 7 průzkumných vrtů. Tyto vrty mají označení J 131 až J 137. Pro přiblížení hydrogeologických poměrů lokality byl vypracován posudek, který stanovil charakteristiky hydrogeologického prostředí a množství přítoku vody do výrubu. Na vzorcích odebraných z jader vrtů byly provedeny zkoušky pevnosti v prostorovém tlaku a technologické zkoušky kameniva.

V roce 2012 byl na daném území proveden geotechnický, hydrogeologický a stavebně-technický průzkum firmou SUDOP Praha a.s. [13]

5.4.1 Geomorfologické poměry

„Zájmové území v místě budoucího tunelu náleží do Vlašimské pahorkatiny, respektive jejího okrsku Jistebnické vrchoviny. Trasa tunelu prochází pod elevací o nadmořské výšce cca. 614 m n.m. Niveleta koleje je pak u vjezdového portálu v nadmořské výšce cca 580,1 m n.m. u portálu výjezdového pak 576,9 m n.m.

Zhruba 350 až 400 m jihozápadně od trasy tunelu se nachází zářez stávající tratě dlouhý 450 m, hluboký do 15 m s výškou koleje v nadmořské výšce okolo 586 m n.m.“ (14)



Obrázek 6: Modernizovaná trasa v oblasti tunelů Mezno a Deboreč [11]

stávající trať



modernizovaná trať



5.4.2 Geologické podmínky

5.4.2.1 Skalní podloží

„Území je budováno horninami pestré série moldanubika; převládajícím typem hornin jsou částečně migmatitizované, sillimanit-biotické pararuly až migmatity, nepravidelně obsahující vložky granitoidů o mocnosti několika decimetrů až metrů.

Podle geologické mapy by se měla před vjezdovým portálem (km cca 99,830) vyskytovat žíla leptynitu (hornina složená především z křemene a živců) několik metrů až desítek metrů mocná. Tento typ horniny nebyl provedenými průzkumy zastížen.

Vložky odlišných hornin dodržují orientaci hlavního strukturního prvku horninového masivu, tj. foliace - převládající směr foliace v lokalitě (měření byla provedena v zářezu tratě

jižně od železniční stanice Střeziměř) je SV - JZ s průměrným sklonem k SZ 30° – 35°, průměrná hodnota směru sklonu foliace je pak 285°/35°.“ (14)

5.4.2.2 Kvartérní pokryv

„Kvartér je zastoupen deluviálními hlinitokamenitými až písčítokamenitými sedimenty.

Ve smyslu dříve platné ČSN 73 1001 jde o poměrně pestrá směs zemin od štěrků tříd G3 až G5 (které spolu s písky převažují), přes písky S3 až S5, k soudržným zeminám charakteru štěrkovitých a písčítých hlín (F1 a F3) a plastických hlín a jílu (F5 až F7).

Těžitelnost zemin se pohybuje podle obsahu hrubých a kamenitých součástí dle ČSN 73 3050 mezi 2. a 4. třídou těžitelnosti.

Mocnost kvartéru v okolí stavby kolísá v rozmezí 1 až 4 m, zejména v závislosti na morfologii terénu. V případě vjezdového portálu je mocnost kvartéru vyšší, tedy 2 až 4 m, v prostoru výjezdového portálu maximálně 2,5 m, přibližně poloviny výšky u portálu vjezdového.

Z hlediska geotechnických vlastností lze pak ke kvartéru přiřadit i svrchní horizont zcela zvětralých ortorul. Tento horizont dosahuje mocnosti do 1,5 m. Hornina má charakter písčitého, tuhého jílu až hlinitého písku, dle ČSN 73 1001 klasifikovaného jako F4/CS nebo S4/SM.“ (14)

5.4.3 Hydrogeologické poměry lokality

„Lokalita se nachází na rozhraní mírně teplé (značeno MT3) a chladné oblasti (značeno CH7). Roční průměrné srážky se pohybují v rozmezí 650 – 700 mm srážek, roční průměrná teplota se pohybuje v rozsahu 6°C – 7°C.

V zářezu železniční tratě jsou pak patrné pouze ojedinělé slabé přítoky, a to zejména na bázi kvartérního pokryvu, výjimečně pak po puklinách. Celkově jsou pak obě stěny zářezu prakticky suché.

Oblast vjezdového portálu je odvodňována k jihovýchodu až jihu Černým potokem. Oblast výjezdového portálu je pak odvodňována k severu potokem Mastník.“ (14)

Na základě chemických analýz vzorků vody byl vyhodnocen její hydrochemický typ. Původním hydrochemickým typem vody v dané oblasti byly vody uhličitano-vápenaté, popřípadě hořečnato-vápenaté. V současnosti je hydrochemický typ vody do značné míry ovlivněn činností člověka. Voda má vyšší obsah dusičnanů, což je způsobeno obhospodařováním zemědělské půdy. Koncentrace chloridů ale v žádném z odebraných vzorků nepřesáhla hygienický limit pro pitnou vodu. [13]

5.4.4 Výjezdový portál SO 71-25-03

Rozhraní raženého výjezdového portálu a jámy portálu hloubeného se nachází na km 10,68 000. Portál je situován v mírně svažitém terénu se sklonem k severozápadu mezi železniční zastávkou Střeziměř a lokalitou Lázně.

Z průzkumných prací jsou z oblasti výjezdového portálu realizovány vrty J 133 a J 134, provedené firmou Geotec – GS a.s. v roce 2004, a vrty HJ 1012 a J 1013 provedené firmou SUDOP Praha a.s. v roce 2012. [14]

Sonda: J 133			
Souřadnice: Y = 736 564,36 X = 1 105 137,40 Z = 588,40 m n.m. (Bpv)			
Dokumentoval / datum: Mgr. A. Kubát / 19.3.2004			
Souprava / průměr: Wirth B1 / 0,0 - 3,6 m Ø 137 mm; 3,6 - 27,0 m Ø 93 mm			
Hloubka [m]	Geologická dokumentace	ČSN	
od - do		73 1001	73 3050
0,00 - 0,30	Hlína písčité - pevná, humózní	F3/MS	2.
0,30 - 2,10	Jíl písčité - pevný, šedý a rezavý, silně slídnatý, s horninovou drtí a úlomky	F4/CS	3.
- kvartér			
2,10 - 2,60	Pararula silně zvětralá - šedá, silně slídnatá, rozpad na úlomky vel. 1 - 5 cm, které lze lehce drtit v ruce	R5	4.
2,60 - 3,10	Pararula mírně zvětralá - šedá, limonitizovaná, rozpad na ploché úlomky vel. 3 - 10 cm, které lze středně těžce rozbít kladivem	R4 - (R3)	5.
- moldanubikum			
3,10 - 4,50	Granit zdravý - bělošedý, porfyrický, rozpad na kameny vel. 5 - 15 cm, které lze obtížně rozbít kladivem	R2	6. - 7.
- paleozoikum			
4,50 - 5,40	Pararula migmatitizovaná navětralá - šedá, silně limonitizovaná, rozpad na ploché úlomky vel. 3 - 10 cm, které lze obtížně rozbít kladivem, hrubě slídnatá	R3	5. - 6.
5,40 - 21,60	Pararula migmatitizovaná zdravá - šedá, bíle páskovaná, se střední hustotou diskontinuit, v intervalech 8,80 - 1,00 m; 15,50 - 15,70 m; 16,30 - 16,50 m a 17,80 - 18,60 m je hustota diskontinuit velká, na puklinových stěnách je hojně pyrit, pararula obsahuje hojně proniky porfyrických granitů mocnosti 5 - 90 cm, a to v intervalech 7,60-7,80 m; 9,20-9,70 m; 12,20-12,25 m; 12,90-13,50 m; 14,60-15,25 m; 19,20-19,90 m; 20,40-20,60 m a 20,90-21,50 m	R3 - R2	6.
- moldanubikum			
21,60 - 27,00	Diorit zdravý - šedý, jemnozrnný, usměrněný, s proniky porfyrických granitů v intervalech 23,30-23,50 m a 24,10-24,20 m a vložkami migmatitizovaných pararul zdravých, šedých (v intervalech 25,40-25,80 m; 26,25-26,45 m a 26,80-27,00 m)	R3 - R2	6.
- paleozoikum			
Vrt ukončen v hloubce 27,00 m			
Hladina podzemní vody:	naražená: v hloubce 2,40 m pod terémem		
	ustálená: přetok > 0,70 m		
Odebrané vzorky:	J 8,00 - 12,00 m		
Vzorky podzemní vody:	V - hloubka 0,00 m		
Poznámka:	do 3,6 m vrtáno nasucho, 3,6 - 27,0 m technologií Wire-Line s vodním výplachem, DIA korunkami		

Obrázek 7: Geologická dokumentace vrtané sondy inženýrsko-geologického průzkumu J 133 z oblasti výjezdového portálu [15]

Mocnost kvartérních zemin a silně zvětralých až rozložených rul dosahuje v sondách 1,5 až 2,6 m. Postupně s hloubkou dochází k nárůstu kvality horniny, převážně pararul a migmatitizovaných pararul. Ve všech vrtech byly zastíženy polohy granitoidů (aplitických žul). Mocnost těchto poloh kolísá v rozsahu 0,2 až 1,5 m, není však zřejmé, zda se jedná o spojitě těleso nebo jednotlivé nepravidelné vložky. Z hlediska geomechanických vlastností jsou přiřazeny k okolním rulám a migmatitizovaným rulám.

Hladina podzemní vody byla ve vrtech J 133 a J 134, provedených na jaře 2004, naražena v hloubce 2,4 m. U nových vrtů HJ 1012 J 1013 z roku 2012 vystoupala hladina také do úrovně terénu. Pravděpodobně se jedná se vodu akumulovanou v průlinovém prostředí kvartéru a zvětralin, stékající ve směru svahu k severozápadu.

Z dokumentace vrtů je vidět, že hornina má výraznou foliaci se sklonem 30° - 35°, směr je předpokládán průměrně 285°. Stejně jako u vjezdového portálu tunelu je dokumentace ostatních ploch nespojitosti z dostupných popisů vrtů problematická. Protože po plochách foliace nedochází k výraznějšímu uvolňování horniny, bude stěna zářezu v zásadě stabilní.

[14]

5.4.4.1 Charakteristický geotechnický profil - výjezdový portál (SO 71-25-03)

V tabulce č. 1 jsou uvedeny směrné charakteristiky pro jednotlivé zeminy a horniny v oblasti stavební jámy hloubené části výjezdového portálu tunelu.

Tabulka 1: Charakteristické hodnoty geotechnického profilu – výjezdový portál [14]

Hloubka	Materiál	Klasifikace ČSN 73 1001	Těžitelnost ČSN 73 3050	Směrné normové charakteristiky zastižených materiálů ČSN 73 1001
0 – 0,4 m (592) m n.m.	Ornice, humózní hlíny	O	2	-
0,4 – 2,6 m (591,6 – 589,4 m n.m.)	Hlína písčitá Štěrklinitý	F3 – MS G4 – GM	2 - 3	$\gamma_n = 18,5 \text{ kN/m}^3$ $c_{ef} = 28 - 30 \text{ kPa}$ $\phi_{ef} = 25^\circ$ $E_{def} = 12 \text{ MPa}$ $E_{pres} = - \text{MPa}$ $\nu = 0,35$
2,6 – 5,0 m (589,4 – 587 m n.m.)	Migmatizovaná pararula mírně zvětralá	R4	4 - 5	$\gamma_n = 24 \text{ kN/m}^3$ $c_{ef} = 250 - 300 \text{ kPa}$ $\phi_{ef} = 30^\circ$ $E_{def} = 600 \text{ MPa}$ $E_{pres} = 400 \text{ MPa}$ $\nu = 0,25$ $\sigma_c = 8 - 15 \text{ MPa}$
5,0 – 12,0 m (587 – 580 m n.m.)	Migmatizovaná pararula navětralá až mírně zvětralá, s vložka, i aplitické žuly	R3 (4)	5	$\gamma_n = 26 \text{ kN/m}^3$ $c_{ef} = 1200 \text{ kPa}$ $\phi_{ef} = 35^\circ$ $E_{def} = 1200 \text{ MPa}$ $E_{pres} = 550 \text{ MPa}$ $\nu = 0,25$ $\sigma_c = 15 - 30 \text{ MPa}$
12,0 – 19,0 + (580 – 573 m n.m.) a hlouběji	Pararuly, migmatizované pararuly, migmatit, zdravé až mírně zvětralé	R3 – R2	6	$\gamma_n = 26 \text{ kN/m}^3$ $c_{ef} = 3500 \text{ kPa}$ $\phi_{ef} = 45^\circ$ $E_{def} = > 3000 \text{ MPa}$ $E_{pres} = 1100 \text{ MPa}$ $\nu = 0,15$ $\sigma_c = 30 - 100 \text{ MPa}$

6 Návrh zajištění portálového zářezu

Řešení zajištění portálového zářezu bylo vypracováno ve dvou variantách. První variantou je zajištění zářezu svahováním, které zahrnuje skalní svah kotvený horninovými kotvami doplněný svahovanými zeminami zajištěnými stříkaným betonem. Druhou variantou je pak volně stojící pilotová stěna kotvená ve dvou úrovních. Řešení těchto variant byla vypracována pro příčný řez ve staničení 100,600 km.

6.1 Použitý software

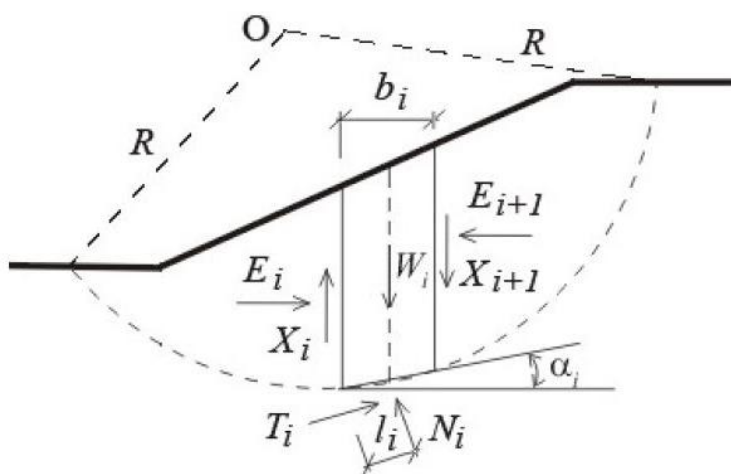
Pro výpočet byl použit geotechnický software GEO5 od firmy FINE s.r.o. Tento software je souborem samostatných programů, které umožňují řešení jednotlivých geotechnických úloh. Každý program se specializuje na posouzení určitého typu konstrukce, ale jsou vytvořeny tak, aby spolu mohly i spolupracovat. Konkrétně byly použity programy *Stabilita svahu*, *Hřebíkový svah*, *Skalní svah*, *MKP – Metoda konečných prvků* a *Pažení posudek*.

6.1.1 Stabilita svahu

Tento program provádí výpočet stability svahu a náspů pomocí metody mezní rovnováhy a to jak pro kruhovou, tak i pro polygonální smykovou plochu. Stabilita je řešena na modelu zemního tělesa, který je dvourozměrný. V programu je možno poměrně snadno simulovat podmínky ovlivňující svah. Hladina podzemní vody může procházet pod povrchem svahu, ale může vystupovat i nad něj nebo ho částečně či úplně zaplavovat. Zadat můžeme i přetížení obecného tvaru, zajistit svah kotvami nebo do něj umístit výztužné prvky. Ve výpočtu je možné uvažovat i s vlivem zemětřesení.

V programu je možné zvolit jeden ze dvou způsobů výpočtu. První možností je výpočet podle stupně bezpečnosti (stupně stability) a druhou pak výpočet podle teorie mezních stavů. Smyková plocha může být modelována také dvěma způsoby – buď jako kruhová (tu uvažují výpočetní metody Bishop, Fellenius/Petterson, Spencer, Morgenstern-Price, Janbu, Šachuňanc, ITF) nebo jako polygonální (metody Sarma, Spencer, Morgenstern-Price, Janbu, Šachuňanc, ITF). Smykovou plochu je možné vymodelovat samostatně, nebo s pomocí tzv. optimalizace. Po zadání libovolné smykové plochy program tuto plochu optimalizuje a provede výběr té nejnepříznivější, pro kterou vychází stupeň bezpečnosti nejnižší a u které je riziko smykového porušení zemního tělesa nejvyšší. Pro všechny výpočty v programu *Stabilita svahu* byla použita Bishopova proužková metoda. [16]

6.1.1.1 Princip Bishopovy metody



Obrázek 8: Statické schéma Bishopovy metody [17]

kde: X_i smykové síly mezi bloky
 E_i normálové síly mezi bloky
 T_i smykové síly na úsecích smykové plochy
 N_i normálové síly na úsecích smykové plochy
 W_i tíhy jednotlivých bloků

Bishopova metoda využívá principu mezní rovnováhy, stejně jako ostatní proužkové metody. Rozděluje zemní těleso na svislé bloky, mezi kterými jsou smykové síly nulové. Předpokládá také splnění momentové podmínky kolem bodu O a svislé silové podmínky rovnováhy (viz. obrázek č. 8). [16]

Stupeň bezpečnosti FS vychází postupným iterováním následujícího vztahu:

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i} \cdot \sum_i \frac{c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \cdot \sin \alpha_i}{FS}} \quad (1)$$

kde: u_i pórový tlak na bloku
 c_i, φ_i efektivní parametry zemin
 b_i šířka bloku
 α_i sklon úseku smykové plochy
 W_i tíhy jednotlivých bloků [16]

6.1.2 Hřebíkový svah

Program *Hřebíkový svah* nabízí čtyři různá posouzení konstrukcí – posouzení vnitřní stability konstrukce, posouzení fiktivní zdi (stejně jako posouzení zdi gravitační), posouzení a dimenzování betonového krytu konstrukce a posouzení celkové stability programem *Stabilita svahu*.

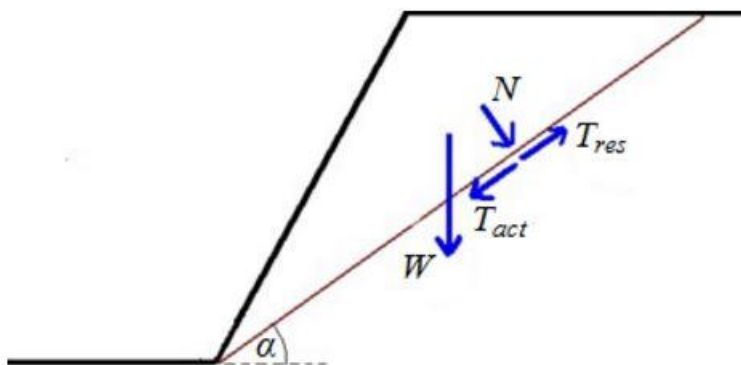
Výpočet vnitřní stability můžeme provést pomocí dvou typů smykových ploch – rovinné a lomenné. Při optimalizaci program prověřuje variace úhlu smykové plochy od 1 až do 89 stupňů s krokem jednoho stupně. Posouzení kontroluje podmínku, že poměr vzdorujících sil na smykové ploše ku posouvajícím silám je větší než požadovaný stupeň bezpečnosti. Výpočet umožňuje posouzení podle mezních stavů, při kterém je kontrolována podmínka, že pasivní (vzdorující) síly na smykové ploše jsou větší než aktivní (posouvající) síly.

Únosnost hřebů je možné zadat, nebo jí program dopočítá ze zadaných parametrů hřebu. Stanovení sil v jednotlivých hřebech je stanoveno rozdělením aktivního zemního tlaku na jednotlivé etáže. [16]

6.1.3 Skalní svah

Pro výpočet stability skalního svahu program počítá se třemi typy porušení skalních stěn, kterými jsou smyk po rovinné smykové ploše, posun po polygonální smykové ploše a sesutí horninového klínu.

Při porušení po rovinné smykové ploše dochází k posunu horninového bloku směrem dolů po dané smykové ploše. Základem výpočtu je stanovení normálové síly (N) působící na smykovou plochu, aktivní posouvající síly (T_{act}) a smykových vzdorujících sil (T_{res}).



Obrázek 9: Znárodnění působících sil na rovinné smykové ploše [16]

Pro určení vzdorujících sil jsou nejdůležitějšími vstupními údaji podmínky smykové pevnosti a normálová síla působící na smykovou plochu. Výpočet aktivní a normálové síly je pak ovlivněn vlastní tíhou bloku, která závisí na geometrii a objemové tíze horniny, kotvením bloku, přitížením, vlivem vody a seismickými účinky.

Vzdorující pasivní sílu lze vypočítat dle následujícího vztahu:

$$T_{res} = \tau \cdot l \quad (2)$$

kde: τ smyková pevnost na smykové ploše
 l délka smykové plochy [16]

Smykovou pevnost pro rovinnou smykovou plochu lze uvažovat podle tří různých podmínek, a to Mohr – Coulomba, Hoek – Browna a Barton – Bandise.

Celkové posouzení pak můžeme provést podle stupně bezpečnosti, kdy se přímá hodnota stupně stability vypočítá jako poměr vzdorujících sil ku silám aktivním, nebo podle mezních stavů. Pro toto posouzení musí být splněna podmínka, že aktivní posouvající síly musí být menší než pasivní síly redukované součinitelem celkové stability konstrukce. [16].

6.1.3.1 Mohr – Coulomb

Smyková pevnost τ je vyjádřena vztahem:

$$\tau = c + \frac{N}{l} \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (3)$$

kde: N normálová síla působící na smykovou plochu
 l délka smykové plochy
 c soudržnost horniny na smykové ploše
 φ úhel vnitřního tření horniny na smykové ploše [16]

Mohr – Coulombova podmínka plasticity předpokládá porušení materiálu největším smykovým napětím, při kterém nastává plastické přetvoření materiálu. Smykové napětí roste s velikostí středního normálového napětí, na které má hlavně u zemin velký vliv účinek vnitřního tření. [17]

Tuto podmínku, která je lineární funkcí maximálních a minimálních hlavních napětí, používá většina výpočetních softwarů. Únosnost horninových masivů je ale lépe vystižena pomocí parabolické funkce těchto napětí, již odpovídá spíše klasifikace podle Hoek – Browna.

6.1.3.2 Hoek – Brown

Původní Hoek – Brownova podmínka porušení hornin byla publikována v roce 1980 a umožnila popsat nelineární chování masivu od zdravých skalních hornin až po horniny se střední puklinatostí. Význam této podmínky porušení spočíval v jejím propojení s klasifikacemi hornin a to nejdříve Bieniawského klasifikací RMR (Rock Mass Rating) a později klasifikací GSI (Geological Strength Index). Hoek – Brownova podmínka předpokládá, že porušení horninového masivu je řízeno posunem či otočením jednotlivých kusů horniny navzájem od sebe oddělených mnoha puklinami. V případě neporušeného horninového masivu je tento předpoklad splněn tím, že se masiv nachází v takovém stavu porušení, že není možné určit řídící soustavu ploch nespojitosti a na masiv je možné pohlížet jako na isotropaní materiál. [17]

V roce 2002 Hoek a kolektiv odvodili tzv. modifikovanou Hoek – Brownovu podmínku porušení horniny na základě provedené analýzy stovek podzemních děl a skalních svahů. Tato modifikovaná podmínka se dá použít i pro horniny se značnou puklinatostí. Nejlepší shody bylo dosaženo pomocí iterace a byly odvozeny nové parametry a a D . Parametr a je exponent nabývající hodnot od 0,5 do 0,65 (pro původní Hoek – Brownovu podmínku má hodnotu 0,5) a je závislý na stupni rozpukání horniny. Koeficient D zohledňuje porušení horninového masivu vlastní stavbou a jeho hodnota je od 0,0 pro neporušený masiv až po 1,0 pro extrémně rozrušené horniny. S touto modifikovanou podmínkou počítá i program *Skalní svah*. [16] [17]

Modifikovaná Hoek-Brownova podmínka je dána následujícím vztahem:

$$\sigma_{1,ef} = \sigma_{3,ef} + \sigma_{ci} \cdot \left(\frac{m_b \sigma_{3,ef}}{\sigma_c} \right)^a \quad (4)$$

kde: $\sigma_{1,ef}$ větší hlavní napětí při porušení horniny

$\sigma_{3,ef}$ menší hlavní napětí při porušení horniny

σ_c pevnost horniny v prostém tlaku

σ_{ci} jednoosá pevnost v tlaku neporušených kusů horniny

m_b nelineární parametry závislé na vlastnostech horniny

a parametr rozpukání horniny [16]

Parametry m_b a a jsou závislé na složení horniny a vlastnostech ploch nespojitosti v horninovém masivu a lze je dopočítat dle následujících vztahů: [17]

$$m_b = m_i \cdot e^{(GSI-100/28-14D)} \quad (5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot (e^{(-GSI/15)} - e^{(-20/3)}) \quad (6)$$

Hodnota pevnostního parametru m , neporušené horniny se určí na základě experimentů a její typický rozsah je od 4 u velmi jemných hornin jako je jílovec až po 33 u hrubých vyvřelých hornin jako je žula. [17]

Základní parametry modifikované Hoek – Brownovy podmínky je nejlepší získat na základě měření in-situ a laboratorních měření, pokud ale známe klasifikaci horninového prostředí pomocí indexu GSI, program dokáže parametry Hoek – Brownovy podmínky dopočítat sám.

Do vlastního výpočtu stability jsou Hoek - Brownovy parametry převáděny na Mohr - Coulombovy, postup výpočtu je pak shodný jako u Mohr - Coulombovy podmínky smykové pevnosti. Pro převod se používá řešení odvozené Hoekem, Carranza - Torrese a Corkumem z roku 2002. [16]

6.1.4 MKP – Metoda konečných prvků

Program je především určený pro numerické modelování různých geotechnických úloh, jako jsou například:

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

Materiálové modely, se kterými program pracuje, se snaží co nejlépe popsat chování zeminy nebo horniny. Správná volba materiálového modelu je velmi důležitá pro modelování i výpočet – například pro výpočty horninových masivů je vhodný model se zpevněním, pro jíly zase model Cam – Clay. K dispozici jsou jak lineární tak nelineární modely. [16]

Modelování konstrukce je v programu rozděleno do dvou částí. První je část topologická (tj. zadání geometrie řešené úlohy), ve které je nutné zadat všechny rozhraní úlohy, vrstvy zemin nebo hornin a jejich parametry, linie konstrukcí a také kontakty mezi různými rozhraními, jako například mezi konstrukcí a zeminou. Poté je vygenerována síť konečných prvků. Program síť generuje automaticky, stačí zadat délku hrany prvků. Čím je síť hustší, tím jsou výsledky přesnější. S větší hustotou se ale prodlužuje i čas výpočtu, proto je potřeba najít

optimální hustotu sítě, případně síť zhušťovat jen v oblastech, kde očekáváme velké gradienty napětí (bodové podepření, ostré rohy, výruby, apod.). V druhé části jsou modelovány jednotlivé fáze budování, které by měly být v souladu s postupným budováním konstrukce. V těchto fázích je možné aktivovat a deaktivovat jednotlivé vrstvy, zavést konstrukční prvky a kontakty a poté realizovat výpočty.

Velkým problémem je právě správné modelování kontaktních prvků, které zohledňuje vzájemné působení konstrukce a okolního prostředí. Pokud kontakty nezavedeme správně, řešení povede k nereálným výsledkům. Je nutné, aby charakteristika kontaktu byla stejná jako materiálový model zeminy nebo horniny. Kontakty jsou definované pomocí smykové tuhosti K_s a normálové tuhosti K_n a parametrů kontaktu, které zahrnují reakci zeminy nebo horniny v těsné blízkosti konstrukce. [16]

6.1.5 Pažení návrh a pažení posudek

V programu *Pažení návrh* můžeme navrhnout a provést výpočet nekotvených stěn (např. štětových), výpočet kotvených stěn v patě vetknutých a kotvených stěn v patě volně uložených. Dá se použít pro přibližnou dimenzaci pažících konstrukcí, které pak posoudíme v programu *Pažení posudek*.

Program *Pažení posudek* posuzuje konstrukci metodou závislých tlaků nebo pomocí pružinové metody podle JGJ 120-2012.

Metoda závislých tlaků vychází z předpokladu, že zemina (hornina) v okolí podzemní stěny se chová jako ideální pružno - plastická Winklerova hmota. Tato hmota je charakterizována modulem reakce podloží k_h , který popisuje přetvoření v pružné oblasti, a dále omezujícími deformacemi, při jejichž překročení se hmota chová jako ideálně plastická. Pro výpočet podzemní stěny jsou zavedeny následující předpoklady:

- zemní tlak působící na stěnu může nabývat libovolné hodnoty mezi aktivním a pasivním tlakem, nemůže však z tohoto intervalu vybočit
- na nedeformovanou konstrukci působí zatížení rovné tlaku v klidu [16]

Tlak působící na deformovanou konstrukci je určen vztahem:

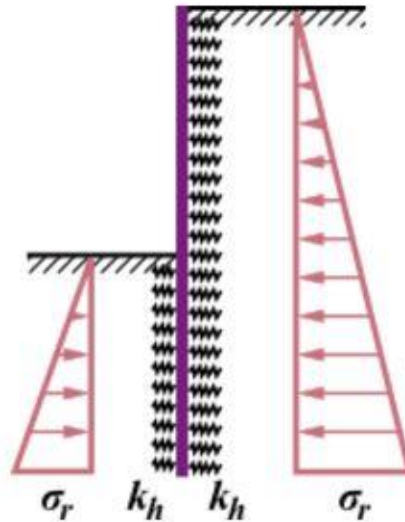
$$\sigma = \sigma_r + k_h \cdot w \quad (7)$$

$$\sigma = \sigma_a \text{ pro: } \sigma < \sigma_a \quad (8)$$

$$\sigma = \sigma_p \text{ pro: } \sigma > \sigma_p \quad (9)$$

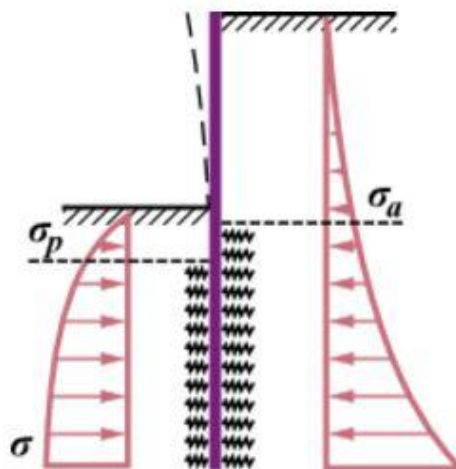
kde: σ_r tlak v klidu
 k_h modul reakce podloží
 w deformace konstrukce
 σ_a aktivní zemní tlak
 σ_p pasivní zemní tlak

Při výpočtu se všem prvkům nejprve přiřadí modul reakce podloží a poté se konstrukce zatíží tlakem v klidu (viz. obrázek č. 10).



Obrázek 10: Schéma konstrukce před první iterací [16]

Poté se provede výpočet konstrukce a zkontroluje se splnění podmínek rovnováhy tlaků působících na stěnu. V místech, kde tyto podmínky nejsou splněny, se přiřadí hodnota $k_h = 0$ a stěna se zatíží aktivním respektive pasivním tlakem (viz. obrázek č. 11). Iterace pak probíhá tak dlouho, než jsou všechny podmínky splněny.



Obrázek 11: Schéma konstrukce během iterací [16]

Při výpočtu dalších fází budování se uvažuje s plastickou deformací stěny. Proto je důležité zadávat jednotlivé fáze budování tak, aby odpovídaly skutečnému postupu budování konstrukce.

Pružinová metoda řešení pažících konstrukcí vychází z čínské normy JGJ 120-2012. V principu se podobá výpočtu podle metody závislých tlaků, liší se ale ve způsobu uvažování působení zemních tlaků. [16]

6.2 Zajištění zářezu svahováním

Zářezový svah je navržen se třemi úrovněmi. Nejnižší úroveň má výšku 3,5 m a bude provedena ve sklonu 5:1. Tato etáž je od prostřední oddělena lavičkou šířky 1,5 m s minimálním sklonem 3 % ukloněným směrem k železniční trati. Prostřední etáž je navržená ve sklonu 1:1. Její výška bude 3 m a od nejvyšší etáže je také oddělena lavičkou šířky 1,5 m se sklonem minimálně 3%. Vrchní etáž je navržena jako svah se sklonem 1:1,5, který bude veden až do průniku se stávajícím terénem. Zabezpečena bude vrstvou stříkaného betonu C 16/20 tloušťky 10 cm, která zeminový svah zabezpečí proti erozi a zlepší jeho stabilitu. Druhá etáž bude zajištěna nepředepnutými horninovými kotvami s průměrem 32 mm a délkou 10 m. Kotvy budou realizovány ve sklonu 30° a vzájemné vzdálenosti 2 m. Únosnost těchto kotev na mezi přetržení je 100 kN. Spodní etáž bude zajištěna předepnutými horninovými kotvami s průměrem 32 mm a délkou 10 m. Kotvy budou předepnuty silou $F = 100$ kN, realizovány ve sklonu 25° a vzájemné vzdálenosti 2 m. Únosnost těchto kotev na mezi přetržení je 500 kN.

V blízkosti železničního zářezu je navržen ochranný zemní val, který zářez chrání proti povrchové vodě. Sklon svahů valu je navržen 1:1, minimální výška bude 0,5 m a minimální šířka v koruně pak 0,5 m. Val musí být dostatečně zhutněn, aby nedošlo k jeho postupnému odplavování. [14]

6.2.1 Modelování a posouzení svahu

Svah byl nejprve vymodelován s parametry zemin a hornin uvedenými blíže v kapitole 5.4.4.1 a poté posouzen. Stabilita svahu s velkou rezervou vyhověla požadovanému stupni bezpečnosti. Jeho hodnota byla uvažována jako $FS = 1,5$, neboť se jedná o trvalý stav a pracovalo se s vrcholovými parametry zemin, respektive hornin.

Na základě bližšího průzkumu geologických podkladů bylo zjištěno, že se v dané lokalitě nachází poruchová pásma hornin. Z tohoto důvodu byla zvolena varianta výpočtu, ve které budou předpokládány horší parametry zemin a hornin, aby byla ověřena vhodnost návrhu i v těchto poruchových oblastech a případně navrhli vhodná opatření nebo zabezpečení zářezového svahu.

Použité programy požadují pro výpočet zadání modulu pružnosti E jednotlivých zemin a hornin. Tento údaj ale nebyl v podkladech uveden, proto ho bylo nutné dopočítat z uvedeného modulu přetvárnosti E_{def} , a to z přibližného vztahu $E = 3 \cdot E_{def}$.

Parametry zemin a hornin v poruchové oblasti použité pro výpočty:

- hlína písčítá/šterk hlinitý: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
 $\nu = 0,35$
 $E = 36 \text{ MPa}$
 $\varphi_{ef} = 25^\circ$
 $c_{ef} = 8 \text{ kPa}$
 $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$
- migmatitizovaná pararula mírně zvětralá: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 $\nu = 0,3$
 $E = 900 \text{ MPa}$
 $\varphi_{ef} = 30^\circ$
 $c_{ef} = 20 \text{ kPa}$
 $\gamma_{sat} = 24 \text{ kN/m}^3$
- migmatitizovaná pararula navětralá až mírně zvětralá:
 $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
 $\nu = 0,25$
 $E = 2100 \text{ MPa}$
 $\varphi_{ef} = 35^\circ$
 $c_{ef} = 30 \text{ kPa}$
 $\gamma_{sat} = 26 \text{ kN/m}^3$

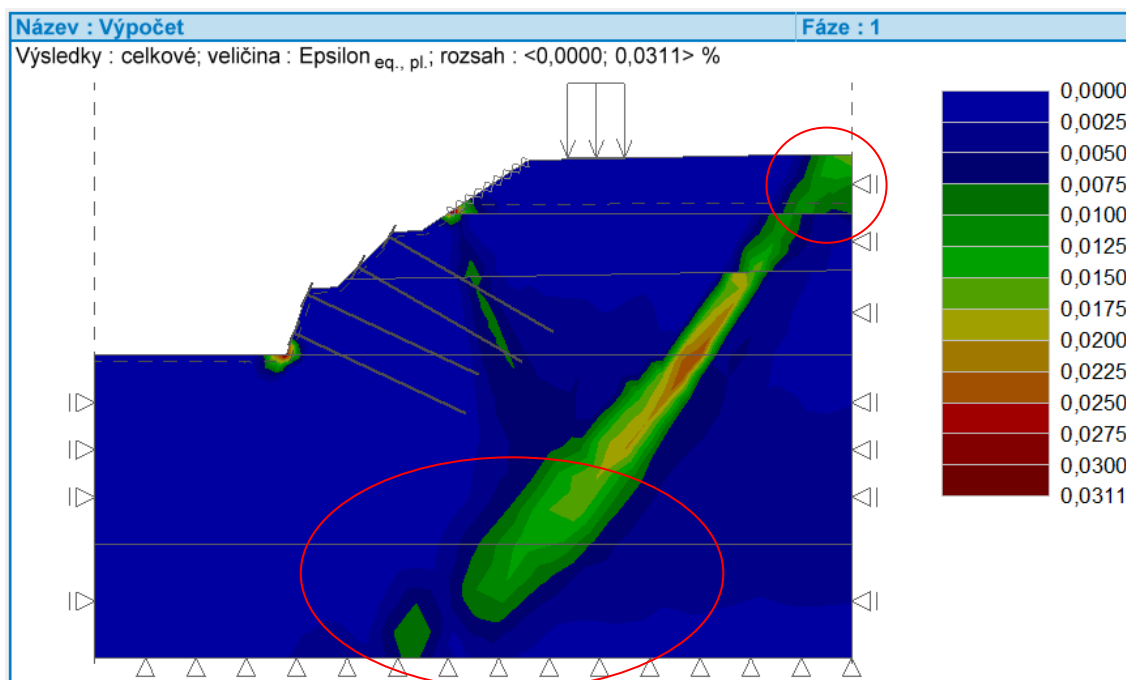
Svah byl vymodelován a byla posouzena jeho stabilita v programu *MKP* a následně vymodelován a ověřen v programech *Stabilita svahu* a *Skalní svah*. Výsledky těchto výpočtů byly poté porovnány.

6.2.1.1 Modelování pomocí MKP

S ohledem na zvolenou geometrii bylo ve fázi topologie vytvořeno rozhraní o šířce 40 m a výšce 35 m. Dalšími rozhraními byly vytvořeny jednotlivé vrstvy zemin a hornin, kterým byly přiřazeny vlastnosti uvedené výše. Volnými body a liniemi byla vytvořena geometrie zářezového svahu. Kolem těchto linií bylo zvoleno zahuštění bodů sítě pro získání přesnějších výsledků dalších výpočtů.

Během první zkoušky výpočtu vycházely při výpočtu stability svahu v posledních fázích budování nesmyslné plastické body (viz. obrázek č. 12). To bylo způsobeno nevhodným uvažováním hornin v rozhraní, které nesimulovaly reálné podmínky. Rozhraní bylo dostatečně hluboké, aby nedošlo k ovlivňování okrajových podmínek výpočtem stability. S hloubkou by se

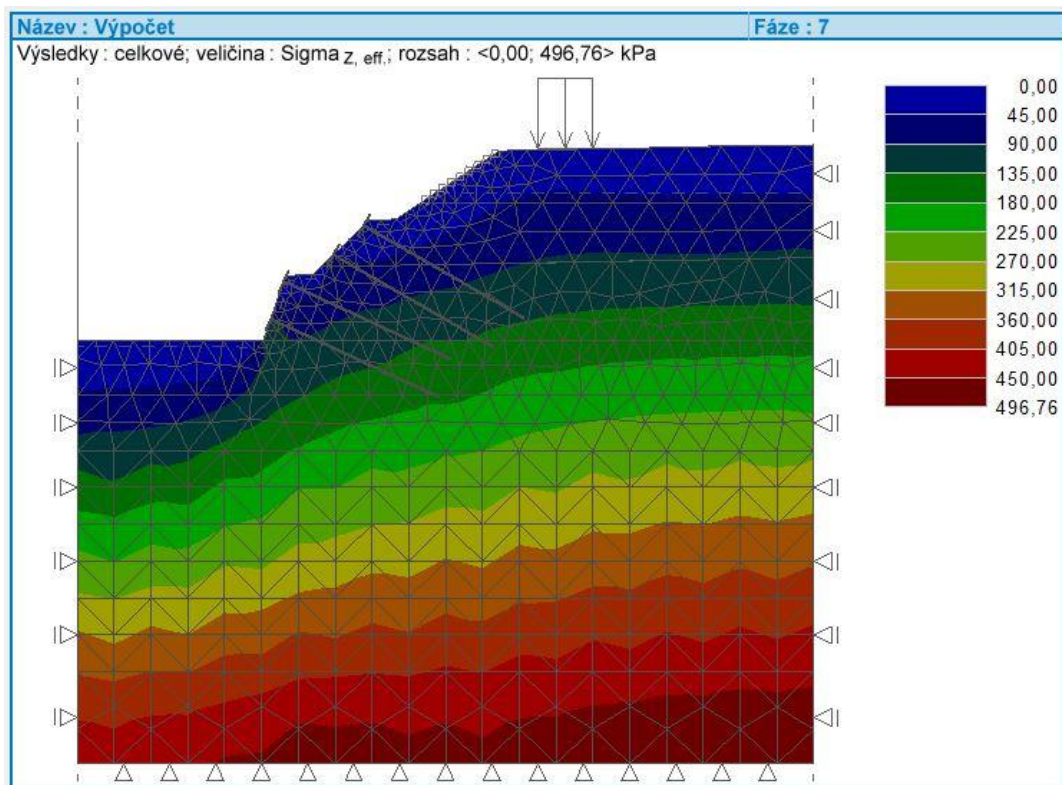
ale měly přetvárné a smykové parametry hornin zlepšovat, proto byly pomocí nových rozhraní vytvořeny jednotlivé vrstvy, ve kterých byly parametry hornin uměle zvyšovány. Tento postup by neměl ovlivnit výsledný stupeň stability a měl by přinést reálnější výsledky výpočtu.



Obrázek 12: Nereálné výsledky prvního výpočtu

Po opravě topologie úlohy byla vygenerována síť konečných prvků se zvolenou délkou hrany prvku 2 m. Tato síť obsahuje 3698 uzlů a 2404 prvků. Dalším krokem bylo modelování jednotlivých fází budování zářezového svahu. Celkově bylo vymodelováno následujících 7 fází:

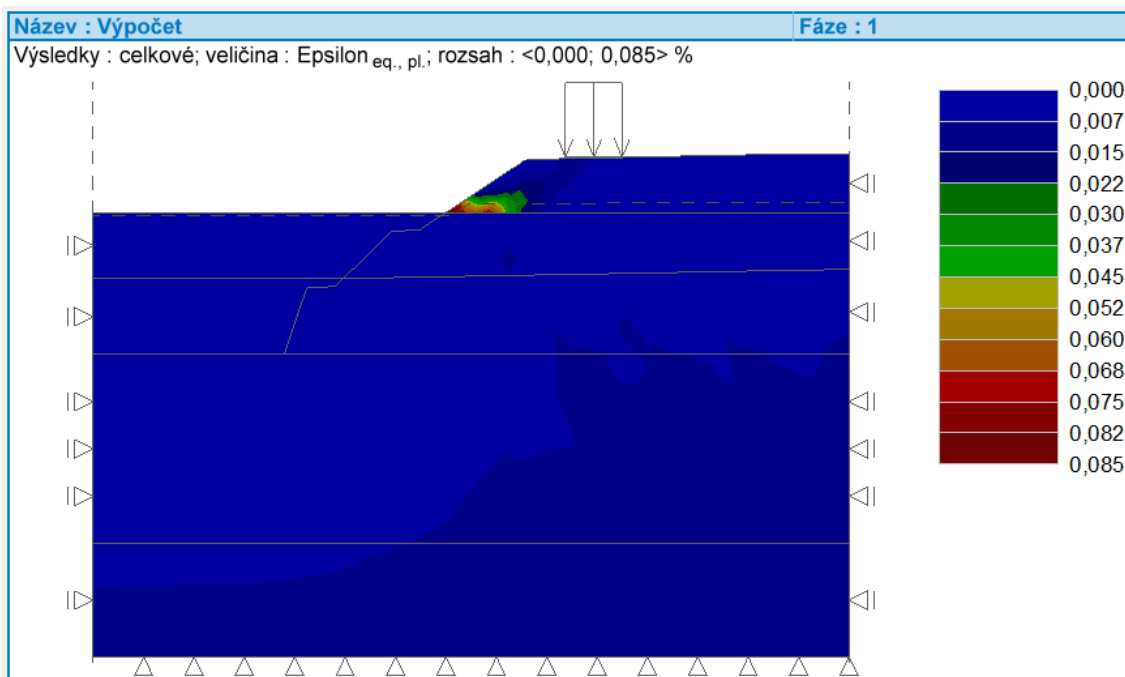
- 1. fáze – fáze pro výpočet původního geostatického napětí v rozhraní řešené úlohy
- 2. fáze – realizace první etáže svahu ve sklonu 1:1,5 s výškou přibližně 3,7 m a přitížení svahu staveništním zatížením velikosti 10 kN/m
- 3. fáze – zastříkání první etáže vrstvou stříkaného betonu
- 4. fáze – odtěžení druhé etáže
- 5. fáze – zakotvení etáže nepředepnutými horninovými kotvami
- 6. fáze – odtěžení třetí etáže
- 7. fáze – zakotvení spodní etáže předepnutými horninovými kotvami



Obrázek 13: Schéma 7. fáze budování se znázorněním napětí $\sigma_{z,eff}$

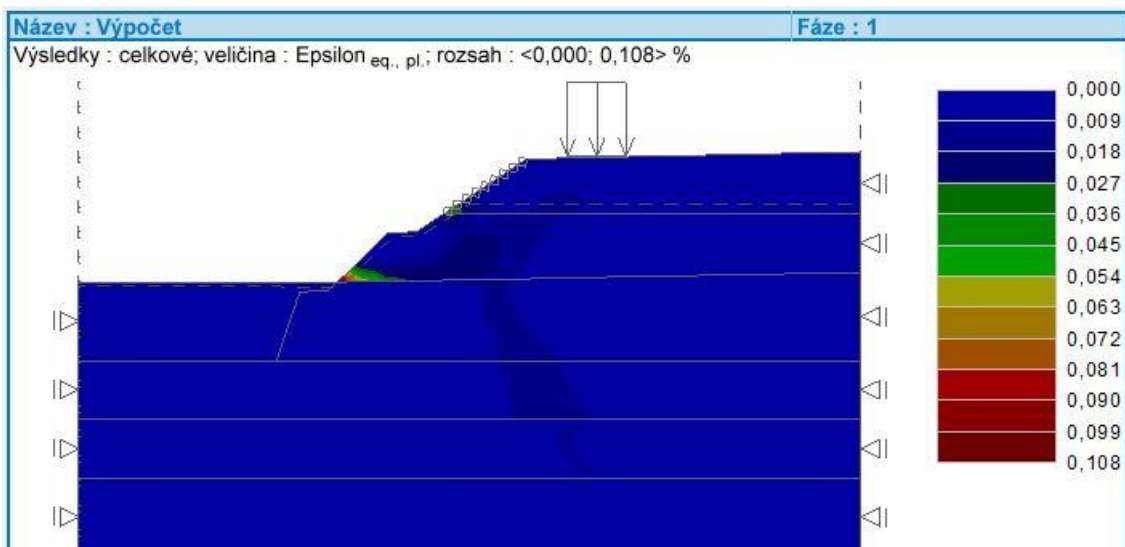
Vlastní výpočet byl proveden pomocí *MKP – Stabilita svahu*. Použita byla metoda výpočtu Newton - Raphson se změnou matice tuhosti po každé iteraci. Maximální počet iterací pro jeden výpočtový krok byl 100 s počátečním výpočtovým krokem 0,25.

Pro porovnání výpočtu s programem *Stabilita svahu* byly vykresleny hodnoty plastické deformace svahu ve druhé fázi budování. Tyto hodnoty naznačují průběh smykové plochy, který můžeme vidět na obrázku č. 14. V této fázi smyková plocha začíná na rozhraní zemin a hornin.

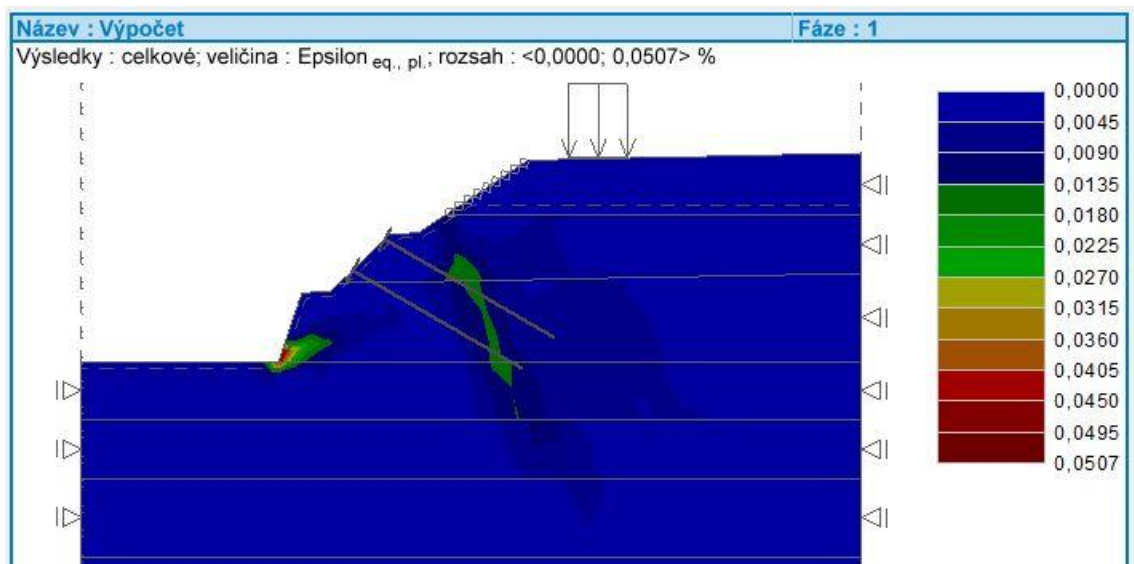


Obrázek 14: Průběh smykové plochy po odtěžení první etáže ve druhé fázi výstavby

V dalších fázích výstavby se počátek smykové plochy posouvá, a to nejprve na rozhraní dvou různě zvětralých hornin ve čtvrté fázi (viz. obrázek č. 15) a následně do paty celého svahu po odtěžení poslední etáže ve fázi šesté (viz. obrázek č. 16).

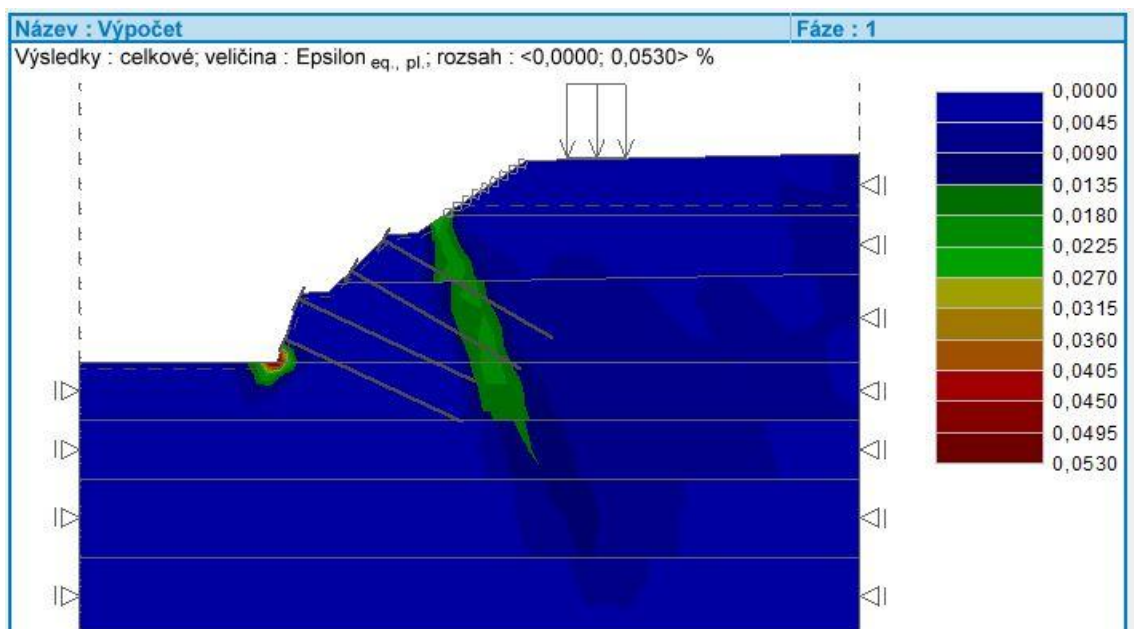


Obrázek 15: Průběh smykové plochy pod odtěžení druhé etáže ve čtvrté fázi výstavby



Obrázek 16: Průběh smykové plochy po odtěžení poslední úrovně svahu v šesté fázi výstavby

Výsledná hodnota stupně stability takto zajištěného zářezového svahu vyšla 1,78, což vyhovuje požadovanému stupni stability $FS = 1,5$ a zároveň hodnota leží v rozmezí 1,5 – 1,8, čímž dosáhneme ekonomičnosti návrhu. Ve všech fázích výpočtu neklesla hodnota stupně stability pod hodnotu $FS = 1,3$. Tato hodnota je požadována pro všechny dočasné stavy a můžeme tedy říci, že svah je ve všech fázích výstavby stabilní.



Obrázek 17: Plastické deformace svahu po dokončení celé konstrukce

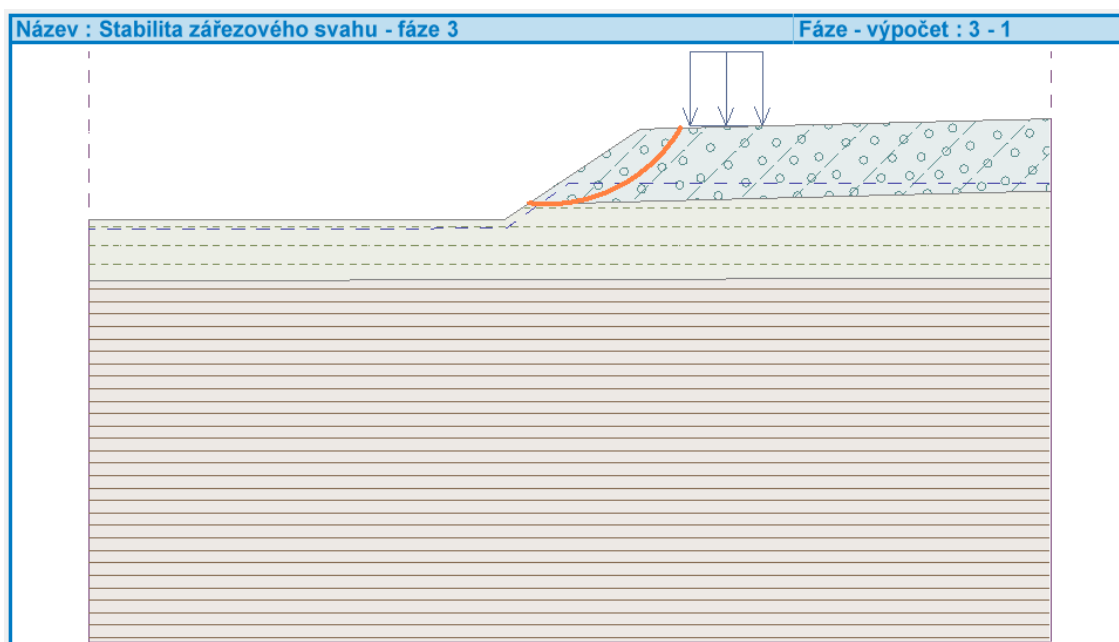
6.2.1.2 Modelování v programu Stabilita svahu

Nejprve je potřeba zvolit návrhový přístup výpočtu. Pro výpočet stability svahu byl zvolen návrhový přístup DA3 zavedený normou EN 1997-1. Návrhový přístup 3 aplikuje dílčí součinitele na zatížení a zároveň na materiál (charakteristiky zemin a hornin). Oproti ostatním návrhovým přístupům tento přístup rozlišuje zatížení geotechnická, což jsou zatížení vyvolaná zeminou - zemní tlaky, tlaky od přitížení, působení vody, a zatížení konstrukcí – program uvažuje vlastní tíhu konstrukce, zadané síly působící na konstrukci, kotvy, geovýtuhy a přesahy sítí. Pro každý typ zatížení jsou použity jiné dílčí součinitele. [16]

V dalším kroku byly, stejně jako v programu *MKP*, vymodelovány jednotlivé fáze budování. Tyto fáze se shodují s fázemi uvedenými v předchozí kapitole.

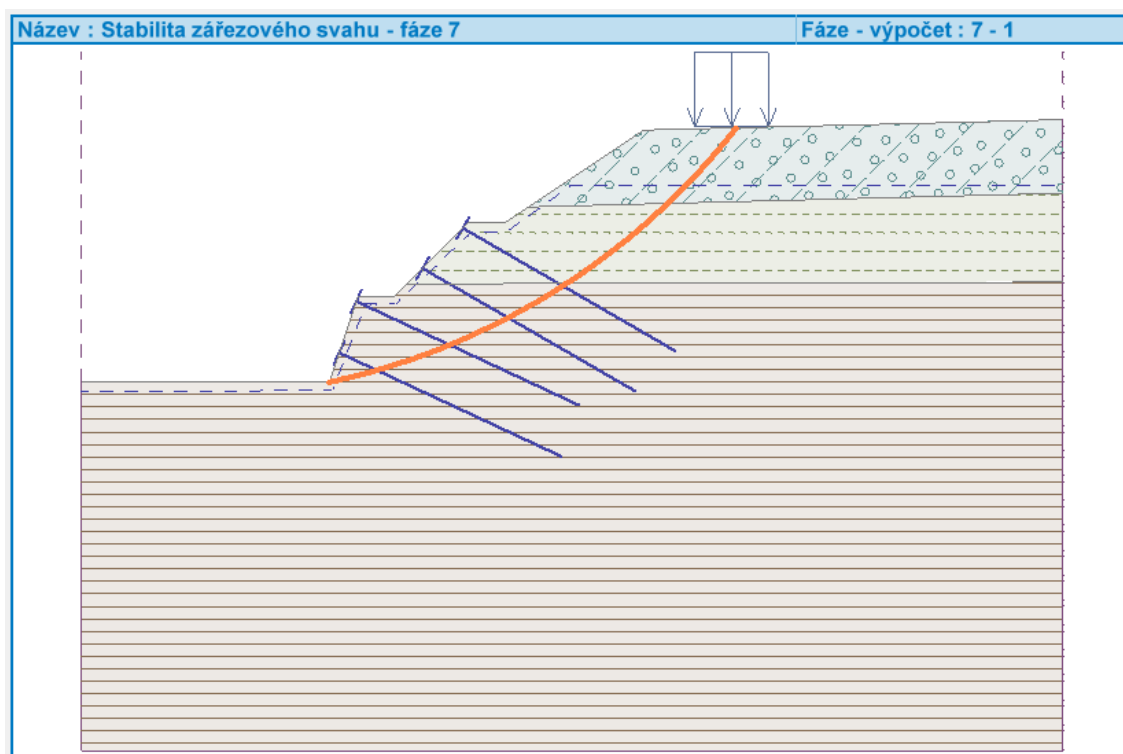
Samotný výpočet byl proveden Bishopovou metodou, která je blíže popsána v kapitole 6.1.1.1. Kruhová smyková plocha, kterou tato metoda uvažuje, byla nejprve zadána ručně tak, aby směřovala od paty zářezu k jeho vrcholu. Poté byla použita funkce optimalizace, při které program sám vyhledá průběh smykové plochy, pro kterou vychází nejnižší stupeň stability.

Výsledné stupně stability v jednotlivých fázích budování se pohybovaly v rozmezí od 1,61 pro druhou fázi budování, ve které byla odtěžena první etáž, do 1,58 pro fázi pátou, kdy byla odtěžena a zakotvena etáž druhá. V prvních třech fázích začíná smyková plocha na rozhraní zemin a hornin (viz. obrázek č. 18). Při odtěžení druhé etáže se její počátek posunul na rozhraní spodních dvou hornin a po odtěžení etáže třetí do paty celého zářezu.



Obrázek 18: Smyková plocha při odtěžení první etáže

V šesté fázi, kdy je odtěžena, ale ještě nezakotvena třetí etáž svahu, klesne stupeň stability až na 1,26. Tato hodnota nevyhovuje požadovanému stupni stability $FS = 1,3$, který se používá pro posouzení dočasných stavů výstavby. Po zakotvení poslední etáže v sedmé fázi výpočtu se stupeň stability sice zvýšil na 1,45, ale jelikož se jedná o trvalý stav, stabilita zářezového svahu nevyhoví požadovanému stupni stability $FS = 1,5$.



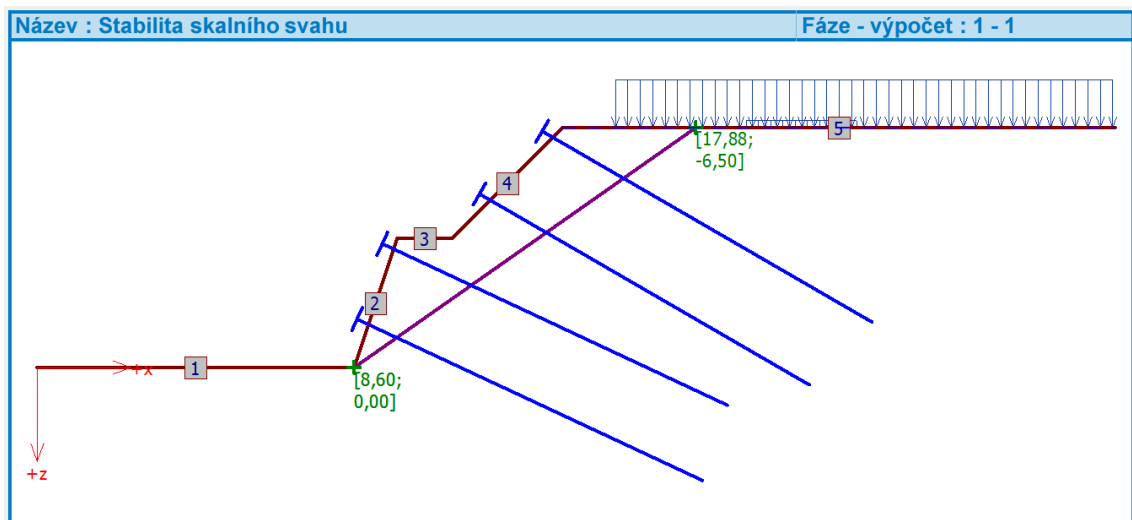
Obrázek 19: Průběh smykové plochy na dokončeném zářezu

6.2.1.3 Modelování v programu Skalní svah

V počátečním nastavení výpočtu byla zvolena metodika posouzení pomocí stupňů bezpečnosti, aby se výsledek dal jednodušeji porovnat s výsledky z ostatních programů.

Geometrie skalního svahu byla vymodelována pro spodní dvě etáže, které jsou horninové. Vrchní zeminová etáž byla nahrazena zatížením, které odpovídá vlastní tíze etáže. Její stabilita již byla ověřena v počátečních fázích výpočtu v předchozí kapitole.

Jelikož program neumožňuje zadání více druhů hornin, celému svahu byly přisouzeny vlastnosti migmatitizované pararuly navětralé až mírně zvětralé, které jsou blíže specifikovány v kapitole 6.2.1. Smyková plocha byla nastavena jako rovinná, začínající v patě svahu a stoupající ve sklonu 35° . Svah byl zakotven totožně jako u předchozích dvou výpočtů.



Obrázek 20: Průběh smykové plochy po skalním svahu spodních dvou etáží

Smyková pevnost byla nejprve uvažována podle Mohr – Coulombovy podmínky, zadána byla objemová tíha horniny, její úhel vnitřního tření a soudržnost. Pro fázi, kdy je spodní etáž již odtěžena, ale ještě není zakotvena, vyšel stupeň stability 1,2. Jak již bylo zmíněno, tato hodnota nevyhoví požadovanému stupni stability dočasných stavů $FS = 1,3$. Po zakotvení poslední etáže se stupeň stability zvýšil na 1,54 a vyhovuje požadovanému stupni bezpečnosti pro trvalý stav.

V další fázi byla uvažována smyková pevnost horniny podle Hoek – Brownovy podmínky. Parametry horniny se dají přepočítat různými způsoby. Prvním je přepočet pomocí geologického indexu napjatosti GSI, materiálové konstanty horniny m_i a faktoru porušení D. Druhým pak přepočet vycházející ze znalosti napjatosti horninového masivu. Pro výpočet byl uvažován způsob první. Původní parametry hornin byly v tabulkovém procesoru přepočítány a dosazeny do programu. Pro fázi, kdy odtěžíme spodní etáž, vyšel stupeň stability 1,71. Po jejím zakotvení se stupeň stability zvýšil na 2,18. Obě tyto hodnoty vyhovují požadovaným stupňům stability pro dočasné i trvalé návrhové situace.

6.2.1.4 Porovnání výsledků

Výsledky získané z výpočtů v různých programech se mezi sebou značně liší. To je způsobeno různými metodami výpočtu stability svahu. Program *MKP* redukuje zadané hodnoty úhlu vnitřního tření a soudržnosti zemin a hledá okamžik, při kterém dojde ke zplastizování konstrukce a její nestabilitě. Programy *Stabilita svahu* a *Skalní svah* používají pro výpočet stupně stability metodu mezní rovnováhy, která předpokládá silovou popř. momentovou rovnováhu části svahu nad uvažovanou smykovou plochou. Rozlišnost výsledků může být způsobena i dalšími aspekty. Při tvorbě modelu v programu *MKP* je velmi složité vytvořit

rozhraní a zadat parametry zemin a hornin tak, aby zcela odpovídaly realitě. Dále bývá nutné rozlišovat výpočet stability svahu v zeminách a skalního svahu. Použití různých podmínek pro výpočet smykové pevnosti hornin v programu *Skalní svah* také nepřineslo shodné výsledky. Index GSI hornin použitý pro výpočet podle Hoeka – Browna nebyl v geotechnických podkladech uveden a jeho odhad byl složitější, neboť se určuje na základě znalosti puklinatosti masivu, která nebyla v podkladech detailně popsána. Všechna tato fakta mohla způsobit rozptyl výsledků výpočtu. Průběh kritické smykové plochy v jednotlivých fázích výstavby se ale shodoval.

6.3 Zajištění zářezu kotvenou pilotovou stěnou

Jako druhá varianta zajištění portálového zářezu bylo zvoleno zajištění zářezu kotvenou pilotovou stěnou. Toto řešení umožňuje menší zábor okolní půdy. Pilotové stěny mají vysokou únosnost, takže se hodí i pro pažení hlubokých stavebních jam nebo zářezů. Většinou se provádějí jako jednou nebo víckrát kotvené. Pilotové stěny rozlišujeme na tři typy, které se liší osovou vzdáleností jednotlivých pilot, a to na nesouvislé (volně stojící), tangenciální a převrtávané (viz. obrázek č. 21). [18]



Obrázek 21: Druhy pilotových stěn - volně stojící (nahore), tangenciální (uprostřed) a převrtávané (dole) [19]

6.3.1 Nesouvislé pilotové stěny

U tohoto druhu pilotových stěn je osová vzdálenost pilot větší než jejich průměr. Prostor mezi jednotlivými pilotami bývá nejčastěji vyplněn stříkaným betonem s výztužnou sítí. Tento prostor je třeba dobře odvodnit, aby nedocházelo k držení a kumulaci dešťové vody za rubem stříkaného betonu. Odvodnění je nejčastěji zajištěno vertikálními drény tvořenými perforovanými plastovými trubkami s geotextilií, které odvádějí vodu dolů před líc stříkaného betonu.

Pokud je stěna vyšší, bývá kotvená ocelovými nebo železobetonovými převázkami, které roznášejí sílu z hlavy kotvy do pilot. Pokud je pilotová stěna navržena jako trvalá, umístí se do její horní části železobetonový věnec. [18] [20] [23]

6.3.2 Tangenciální pilotové stěny

Tyto stěny se neuplatňují tak často, jako stěny nesouvislé. Osová vzdálenost pilot je přesně rovna jejich průměru, takže mezi nimi nevzniká žádný volný prostor. Oproti stěnám nesouvislým mívají tangenciální stěny vyšší únosnost a také jednodušší umístění kotev, protože se nemusí kotvit převázkami. Nevýhodou je vyšší spotřeba materiálu. [18] [23]

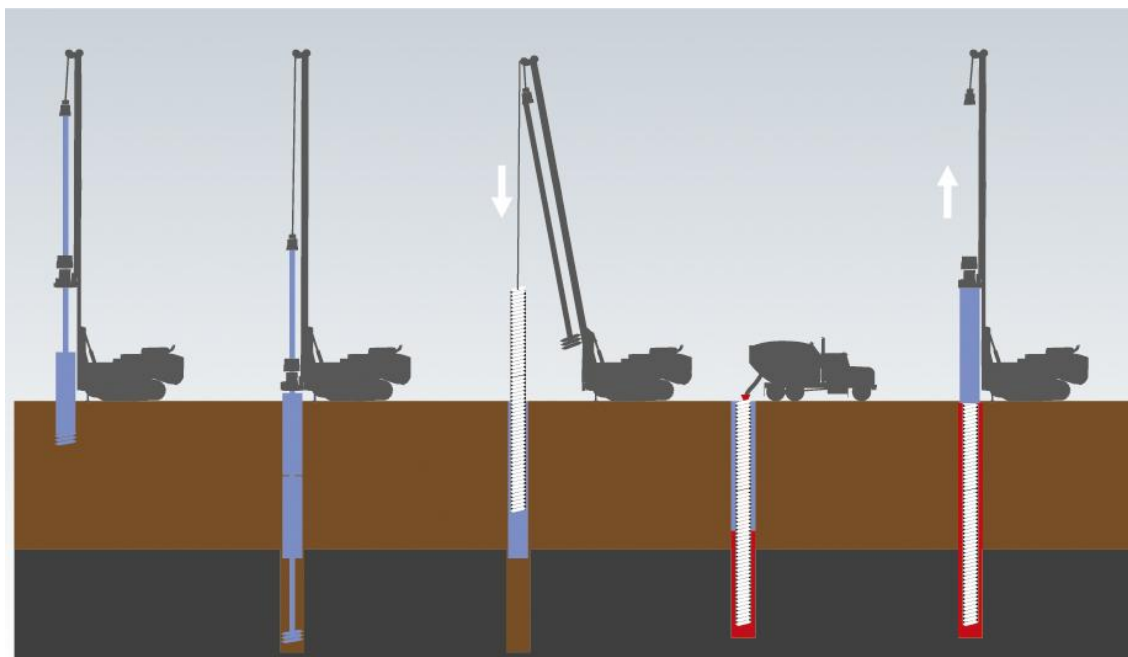
6.3.3 Převrtávané pilotové stěny

Pro převrtávané pilotové stěny platí, že osová vzdálenost pilot je menší než jejich průměr. Piloty rozdělujeme na primární a sekundární. V prvním kroku se provedou primární piloty z prostého betonu, mezi které se pak v druhém kroku provedou piloty sekundární. Ty převrtávají část betonu pilot primárních a jsou již vyztuženy armokoši.

Převrtávané stěny patří mezi často realizované konstrukce, protože se dají využít i tam, kde nelze realizovat klasické podzemní stěny. Jejich hlavní výhodou je vysoká únosnost, nevýhodou pak vyšší spotřeba materiálu, nutnost nasazení velmi výkonných vrtných souprav a také velké nároky na přesnost provádění. [18] [23]

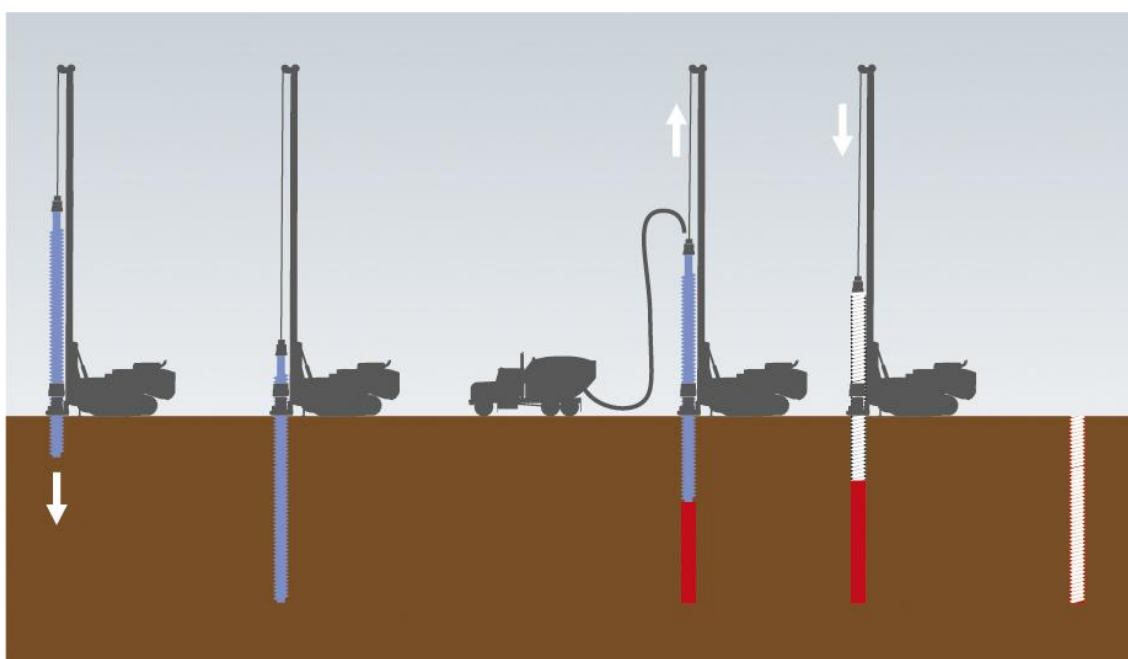
6.3.4 Provádění pilot

Nejčastěji se piloty provádí jako vrtané. Tento postup je velmi univerzální, neboť se dokáže přizpůsobit různým geotechnickým podmínkám na staveništi. Nejprve se provede vrt, do něhož se vloží armokoš, a celý vrt je následně zabetonován. Vrty můžeme rozdělit na nepažené a pažené. Nepažené vrty jsou vhodné do stabilních, soudržných a netlačivých zemin bez vody. V ostatních případech je třeba vrt pažit, a to ocelovou výpažnicí popřípadě bentonitovou nebo jílovou suspenzí. [19] [20] [23]



Obrázek 22: Postup provádění vrtané piloty s ocelovou výpažnicí - zleva: 1) začátek vrtání vrtnou soupravou a vložení výpažnice, 2) dokončení vrtu, 3) vložení armokoše, 4) betonáž piloty, 5) odpažení vybetonovaného vrtu [19]

Dalším způsobem, jak provádět vrtané piloty, je využití tzv. průběžného šneku (CFA). Betonáž piloty je provedena dutým vnitřkem vrtáku, který je po dokončení vrtu postupně vytahován, čímž uvolňuje prostor pro betonovou směs. Armokoš se do vrtu vkládá až po dokončení celé betonáže. Výhodou takto prováděných pilot je především rychlost, která je několikrát větší než u klasického způsobu. [19] [20] [23]



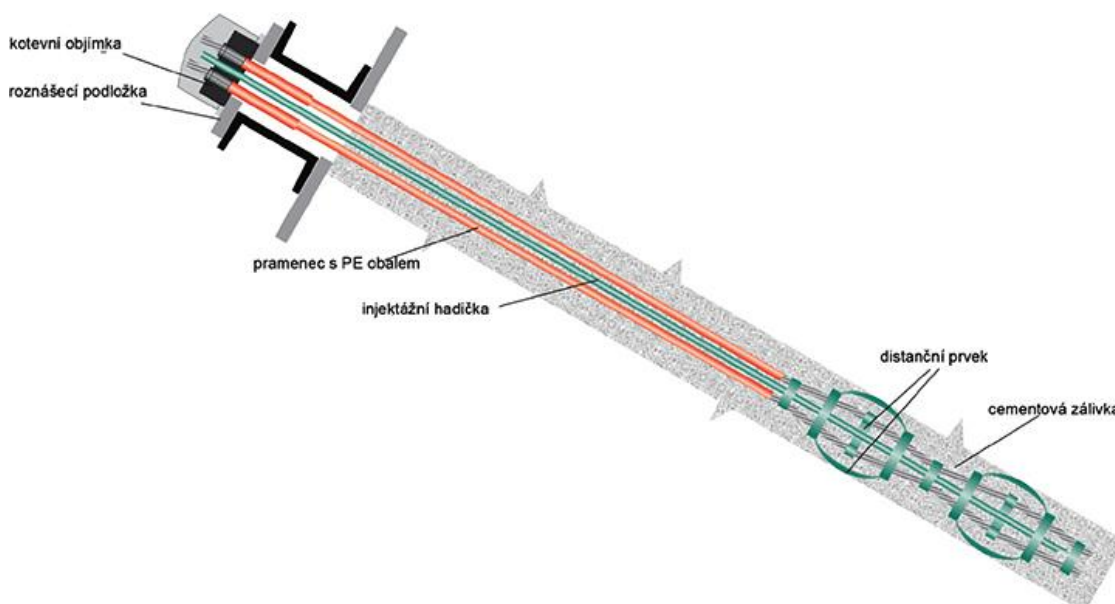
Obrázek 23: Postup provádění piloty průběžným šnekem - zleva: 1) začátek vrtání, 2) dokončení vrtu, 3) betonáž piloty se současným vytahováním šneku, 4) vložení armokoše, 5) dokončená pilota [19]

6.3.5 Kotvení pilotových stěn

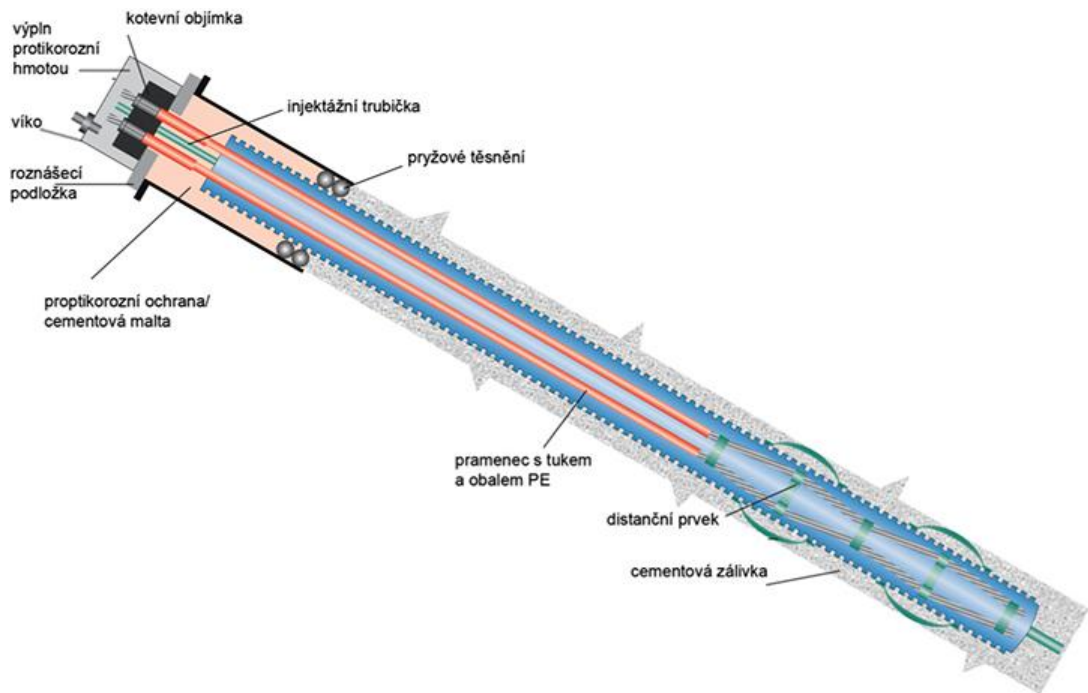
Kotvení stěn pomáhá zlepšit stabilitu celé konstrukce, ale zároveň i snižuje její deformace. Používá se především u konstrukcí, které mají větší výšku.

Horninová kotva se skládá ze tří základních částí – hlavy, táhla a kořene. Tahové síly, které na kotvu působí, se přenáší z hlavy přes táhlo do kořene, který je pevně zainjektován do okolního prostředí. Kotvy můžeme rozdělit na tyčové a pramencové. Tyčové kotvy dokáží přenášet tahové síly do 400 kN a jejich průměr bývá nejčastěji 25, 32 nebo 36 mm. Pramencové kotvy jsou tvořeny několika pramenci o průměru 15,3 nebo 15,7 mm a jejich únosnost může v závislosti na počtu pramenců dosahovat i hodnot přes 1000 kN. [18] [24]

Jedním z důležitých parametrů při navrhování kotev je jejich předpokládaná životnost. V rámci životnosti můžeme kotvy dělit na dočasné a trvalé. U dočasných kotev je předpokládaná životnost do dvou let a obvykle nemají zvýšenou antikorozi ochranu. Trvalé kotvy mají předpokládanou životnost stejnou jako je životnost celé konstrukce. Navrhují se s antikorozi úpravou hlavy i kotevního svazku. Volná délka táhla bývá chráněna PE povlakem, který se většinou kombinuje s tukovou výplní. Po celou dobu životnosti by měl být zajištěn přístup k hlavě každé trvalé kotvy, protože je nutné kontrolovat její stav a správnou funkci. [18] [24]



Obrázek 24: Dočasná pramencová kotva [25]



Obrázek 25: Trvalá pramencová kotva [25]

6.3.6 Návrh a posouzení kotvené pilotové stěny

Předběžný návrh pilotové stěny byl proveden v programu *Pažení návrh*, který sice zcela nevystihuje reálné chování konstrukce, ale pomůže zjistit potřebnou hloubku pažící konstrukce v zemině a přibližné síly v kotvách. Tento předběžný návrh byl poté posouzen a upraven v programu *Pažení posudek*. Posouzení konstrukce v tomto programu zahrnuje redistribuci zemních tlaků v závislosti na deformaci konstrukce, což vystihuje reálné chování konstrukce a přibližuje se k řešení pomocí metody konečných prvků.

Důležitým krokem při posuzování konstrukce je volba návrhového přístupu a použití redukce zatížení. Doporučuje se posouzení metodou mezních stavů bez redukce vstupních parametrů zemin. Důvodem je závislost zemních tlaků na deformacích konstrukce. Při použití redukováných parametrů zemin budou deformace vyšší než ve skutečnosti a zemní tlaky tak budou vycházet zkresleně.

Dalším důležitým parametrem je modul reakce podloží k_p . Ten obecně odpovídá tuhosti pružiny ve Winklerově modelu, jenž popisuje vztah mezi zatížením tuhé desky a jejím zatlačením do podloží. Pokud jeho hodnotu známe, je možné ho zadat přímo. V opačném případě umožňuje program modul reakce podloží dopočítat z přetvárných charakteristik zemin. Pro tento návrh byla k výpočtu modulu reakce podloží využita teorie podle Schmitta (viz. rovnice č. 10). [16]

$$k_h = 2,1 \cdot \left(\frac{E_{oed}^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \right) \quad (10)$$

kde: EI tuhost konstrukce

E_{oed} edometrický modul

Protože v geotechnické zprávě nejsou uvedeny přesné hodnoty edometrického modulu jednotlivých zemin a hornin, byl pro jeho dopočet použit přibližný převodní vztah (viz. rovnice č. 11). [16]

$$E_{oed} = \frac{E_{def}}{\beta} \quad (11)$$

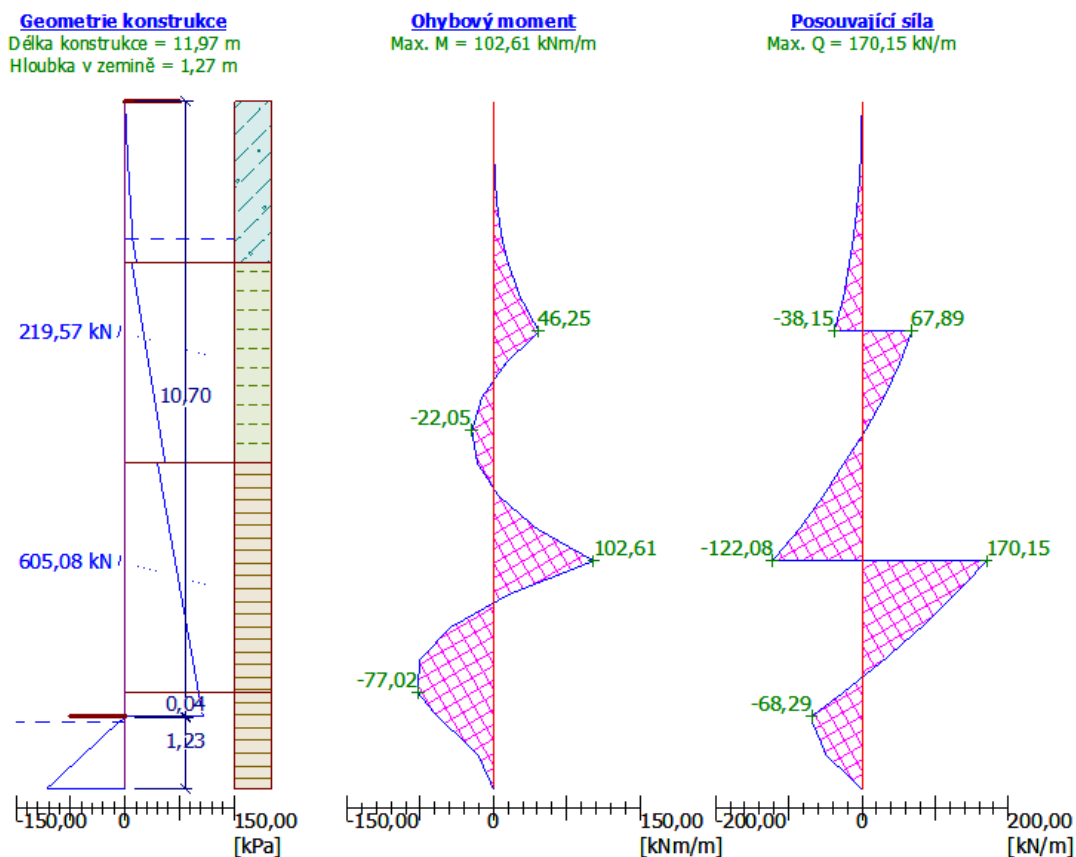
$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} \quad (12)$$

kde: E_{def} deformační modul

ν poissonovo číslo

Z ekonomických důvodů a také s ohledem na geologii lokality byla pro výpočet zvolena nesouvislá pilotová stěna kotvená ve dvou řadách, tvořená pilotami o průměru 0,9 m z betonu C 20/25 a osovou vzdáleností 1,8 m. Geotechnické parametry, použité ve výpočtu, jsou uvedeny v kapitole 6.2.1.

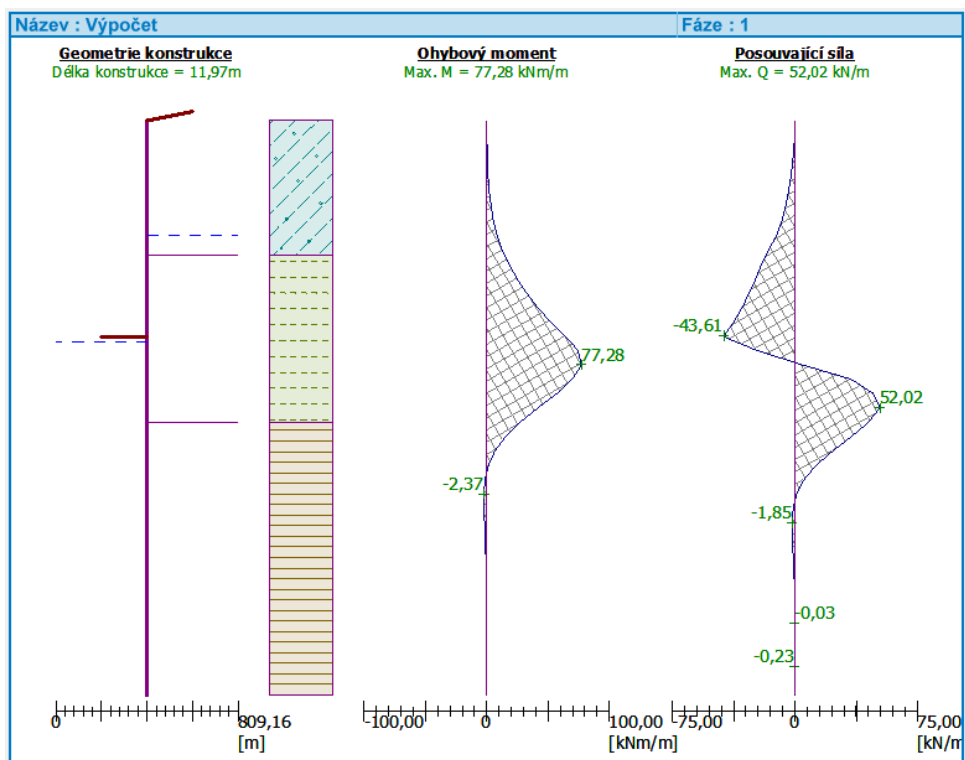
Z předběžného návrhu provedeného programem *Pažení návrh* byl získán orientační přehled sil v kotvách a hloubka konstrukce v zemině. Protože síly v kotvách nevycházejí extrémně velké, byla zvolena varianta stěny v patě volně uložené, která je díky kratší délce pilot úspornější na materiál. Piloty budou mít celkovou délku 11,97 m, z této délky bude 1,27 m uloženo v zemině, resp. hornině.



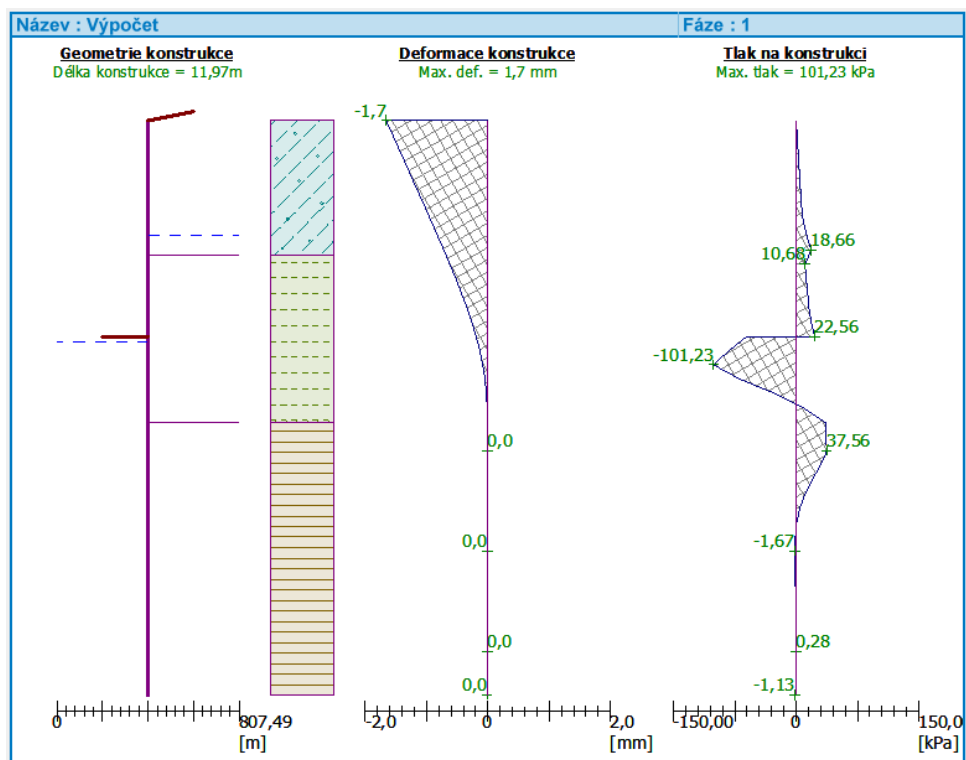
Obrázek 26: Výsledky předběžného návrhu kotvené pilotové stěny z programu Pažení návrh

Tento předběžný návrh byl poté upraven a posouzen v programu *Pažení posudek*. V programu byly vytvořeny jednotlivé fáze, které odpovídají reálnému postupu výstavby. V každé této fázi musí být konstrukce stabilní, nesmí být překročena únosnost piloty a maximální deformace celé konstrukce nesmí dosahovat vysokých hodnot.

V první fázi bylo provedeno odtěžení zemin a hornin před pilotovou stěnou do hloubky 4,5 m. Hladina podzemní vody za konstrukcí zůstává v hloubce 2,4 m pod terémem, před pilotovou stěnou pak klesá do hloubky 4,6 m pod úroveň původního terénu.



Obrázek 27: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 1



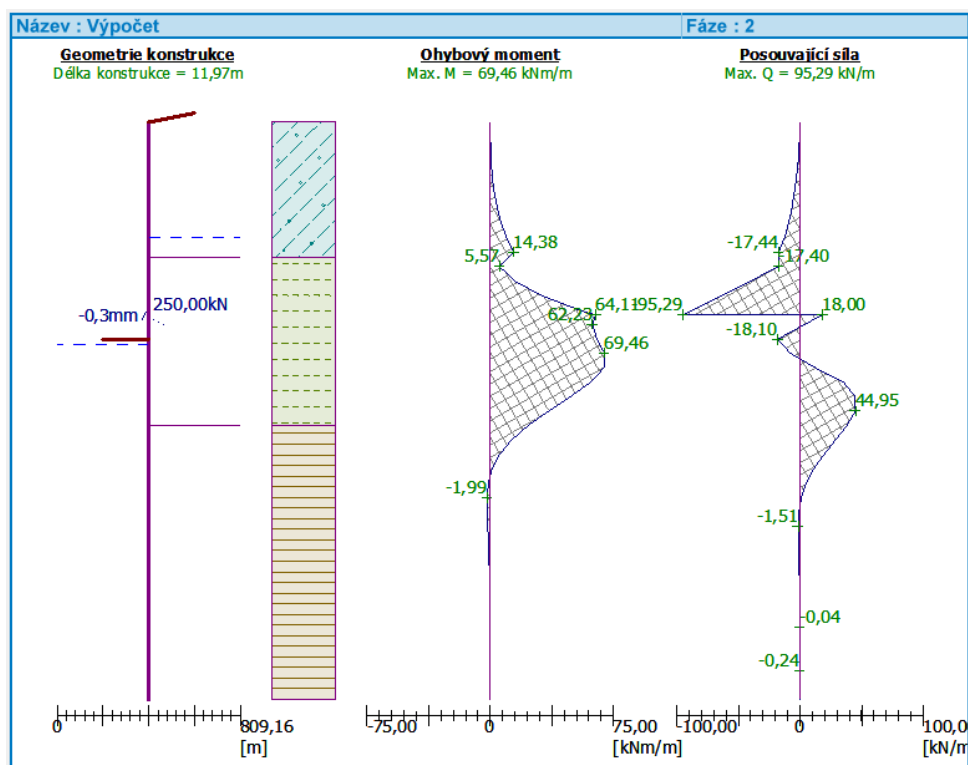
Obrázek 28: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 1

Následovala fáze druhá, ve které bylo provedeno kotvení konstrukce ve hloubce 4 m, tedy 0,5 m nad úrovní dna stavební jámy. Použity byly trvalé pramencové kotvy od firmy

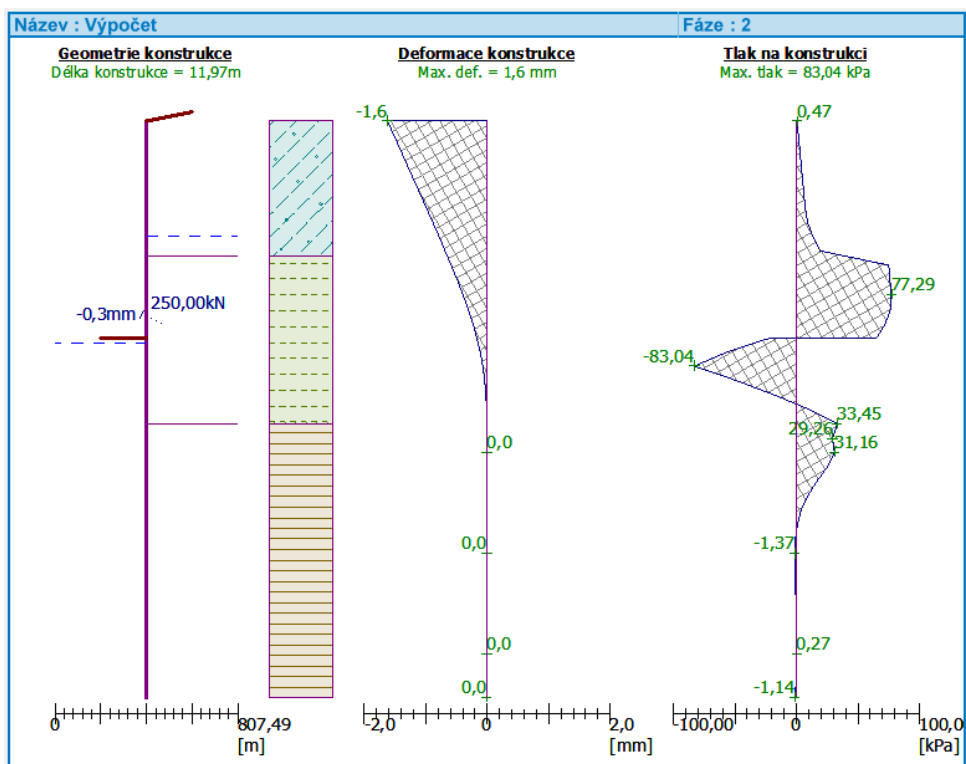
Freyssinet CS, a.s. Zvoleny byly horninové kotvy vyrobené z oceli 1570/1770 MPa a složené ze tří pramenců. Kotvy mají volnou délku 9 m a kořen s průměrem 150 mm dlouhý 8 m. Budou provedeny ve sklonu 25°, umístěny po 2,0 m a předehynty silou 250 kN.

počet pramenců	průřezová plocha A [mm ²]		zatižení na mezi kluzu $P_{0,1k} = A \cdot f_{0,1k}$ [kN]		zatižení na mezi pevnosti $P_{ik} = A \cdot f_{ik}$ [kN]		kotevní síla $P_o \leq 0,6P_{ik}$ [kN]		hmotnost pramenců [kg/m]		doporučený průměr vrtu [mm]
	0,60° (140 mm ²)	0,62° (150 mm ²)	0,60° (140 mm ²)	0,62° (150 mm ²)	0,60° (140 mm ²)	0,62° (150 mm ²)	0,60° (140 mm ²)	0,62° (150 mm ²)	0,60° (140 mm ²)	0,62° (150 mm ²)	
2	280	300	440	471	496	531	297	319	2,20	2,36	90 - 120
3	420	450	659	707	743	797	446	478	3,30	3,54	
4	560	600	879	942	991	1062	595	637	4,40	4,72	
5	700	750	1099	1178	1239	1328	743	797	5,50	5,90	105-140
6	840	900	1319	1413	1487	1593	892	956	6,60	7,08	
7	980	1050	1539	1649	1735	1859	1041	1115	7,70	8,26	

Obrázek 29: Základní parametry pramencových kotev Freyssinet pro ocel 1570/1770 MPa [25]

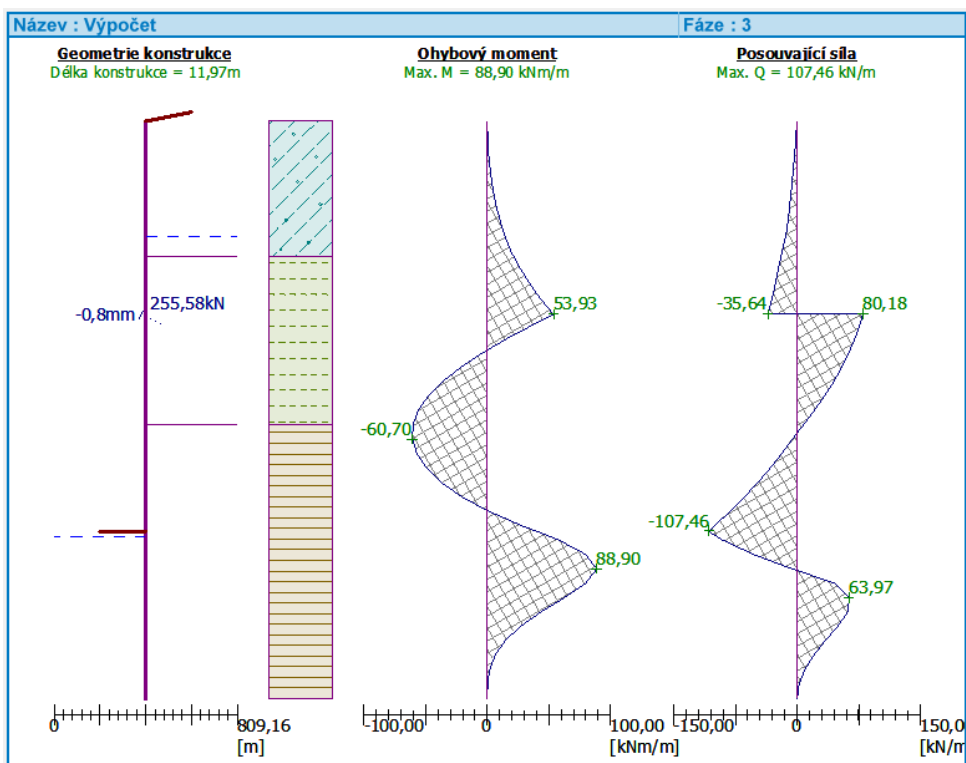


Obrázek 30: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 2

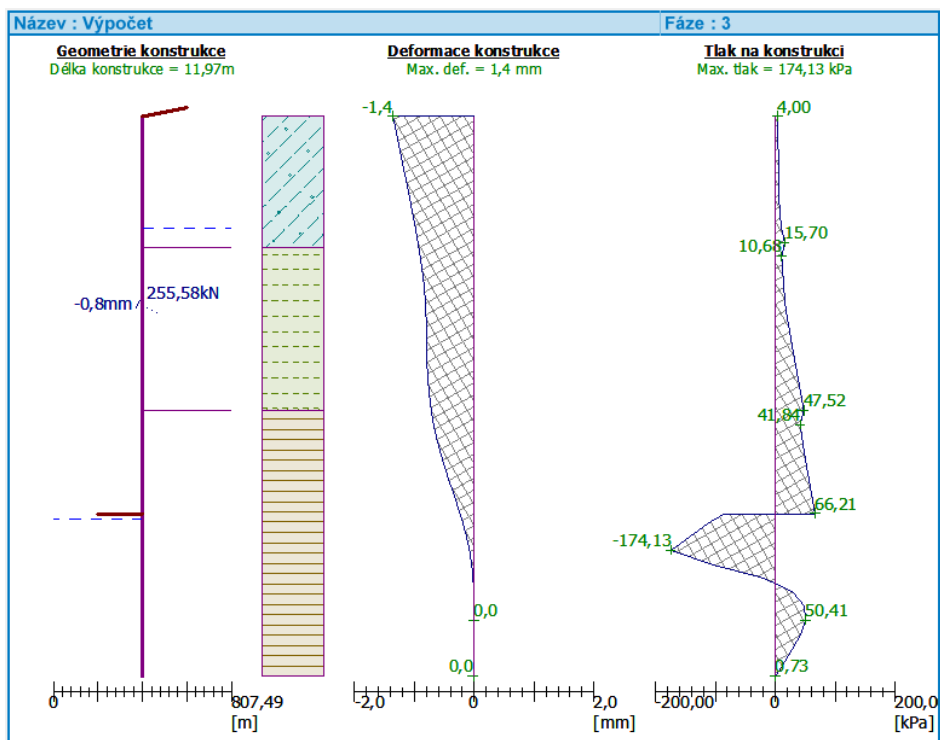


Obrázek 31: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 2

Ve třetí fázi byla stavební jáma prohloubena do hloubky 8,5 m. Hladina podzemní vody před konstrukcí klesne do hloubky 8,6 m pod úroveň původního terénu.

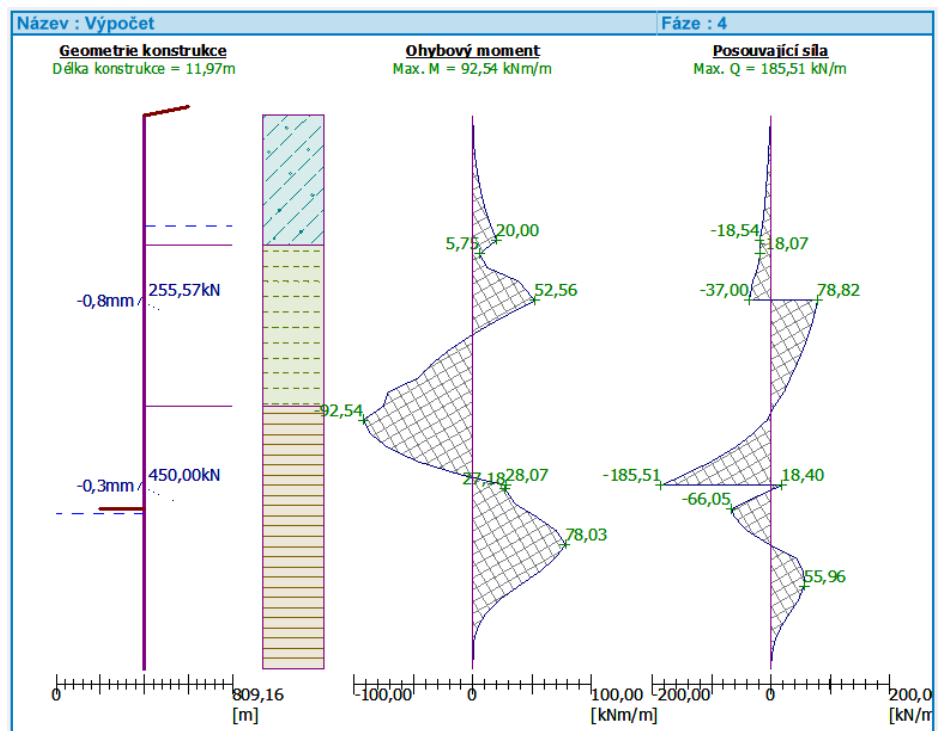


Obrázek 32: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 3

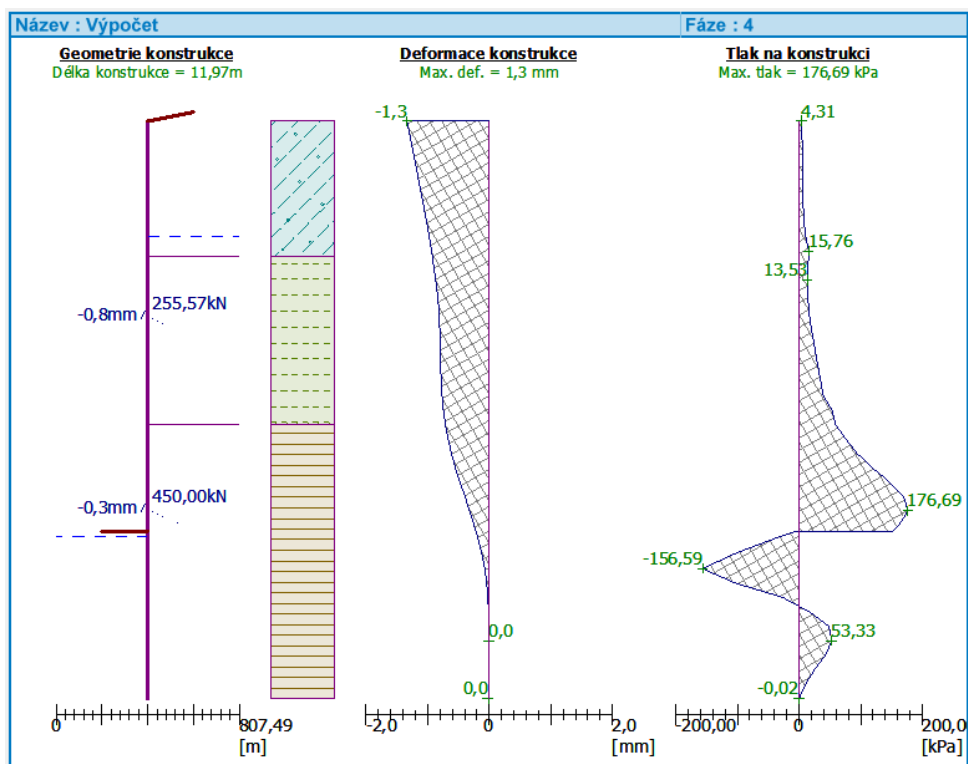


Obrázek 33: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 3

Ve čtvrté fázi byla realizována druhá úroveň kotvení v hloubce 8 m pod úrovní původního terénu, 0,5 m nad dnem stavební jámy. Kotvy v této řadě jsou složeny ze šesti pramenců a budou předeptuty silou 450 kN. Volná délka i délka kořene kotev je 10 m. Kořen má průměr 150 mm. Budou provedeny ve sklonu 25° a vzájemné vzdálenosti 2 m.

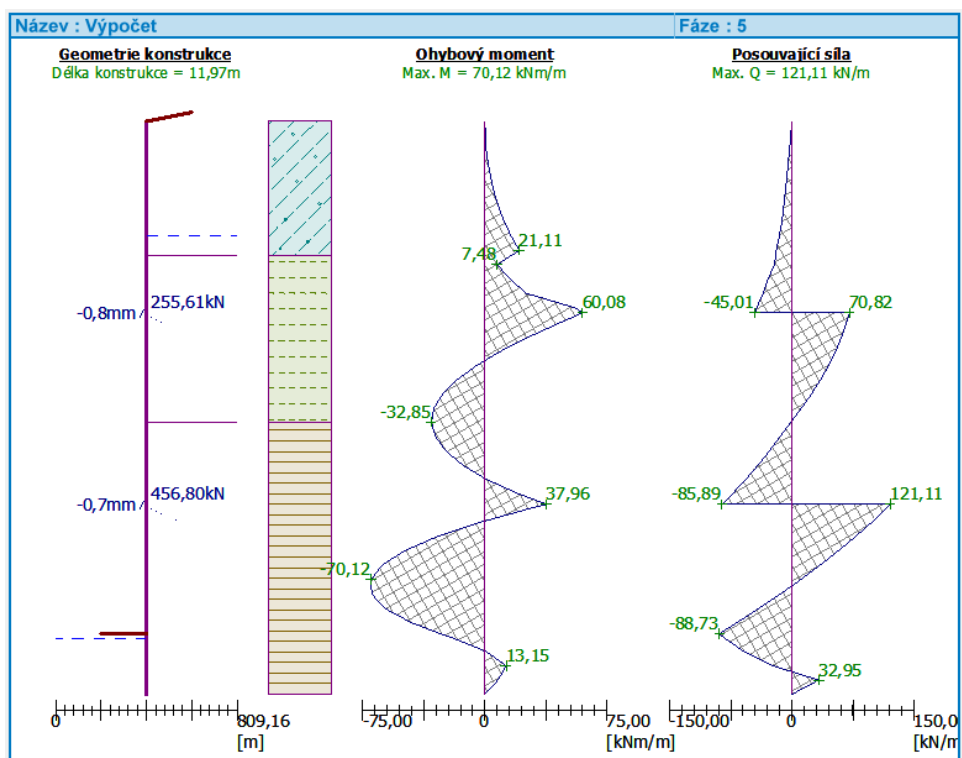


Obrázek 34: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 4

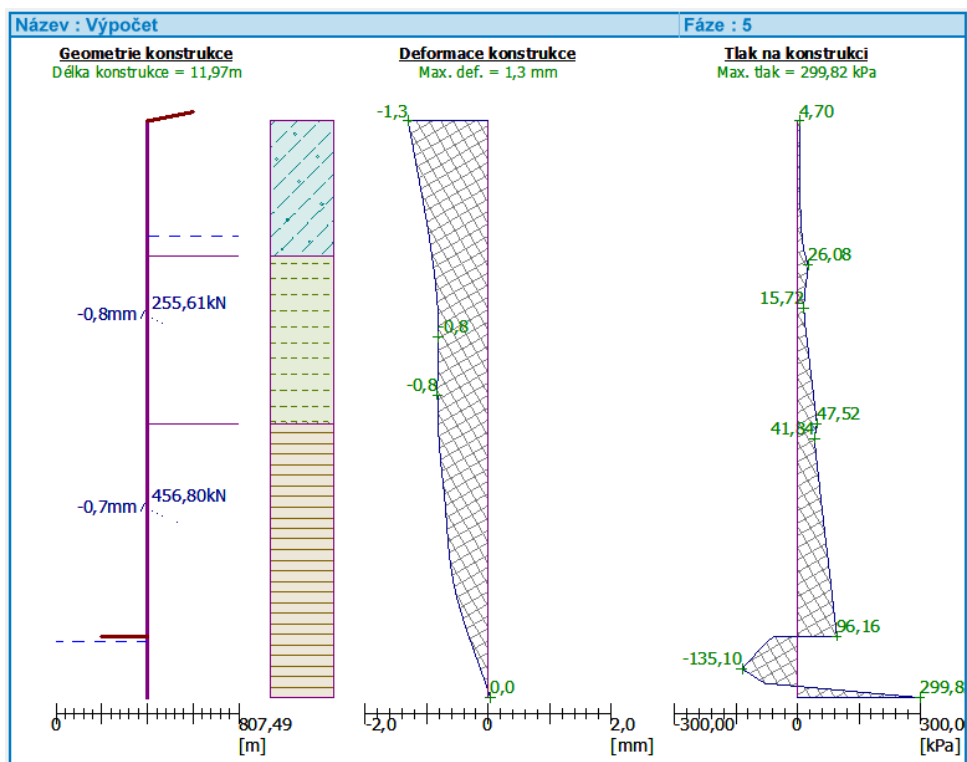


Obrázek 35: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 4

V poslední páté fázi bylo provedeno konečné vyhloubení stavební jámy do hloubky 10,7 m pod úroveň původního terénu. Pokles hladiny podzemní vody se předpokládá do hloubky 10,8 m pod úroveň původního terénu.



Obrázek 36: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 5



Obrázek 37: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 5

Souhrn výsledků výpočtu:

Max. posouvající síla:	$Q_{\max} = 185,51 \text{ kN/m}$	(fáze 4)
Max. ohybový moment:	$M_{\max} = 92,54 \text{ kNm/m}$	(fáze 4)
Max. tlak na konstrukci:	$\sigma_{\max} = 299,82 \text{ kPa}$	(fáze 5)
Max. deformace stěny:	$u_{\max} = 1,7 \text{ mm}$	(fáze 1)

Nejprve je třeba posoudit síly v kotvách, jestli nepřesahují jejich únosnost. [26]

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	4,00	-0,8	255,61
2	8,00	-0,7	456,80

Obrázek 38: Přehled sil v kotvách

Velikost návrhového odporu kotvy je dána vztahem:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (13)$$

kde: R_k nejnižší z hodnot charakteristického vnitřního odporu kotvy R_{tk} a charakteristických odporů proti vytažení kotvy R_{ak} a R_{bk} odpovídajícím únosnosti různých částí kotvy

γ_R součinitel bezpečnosti odporu kotvy, $\geq 1,35$

Posouzení pro kotvu č. 1 (třípramencová):

Únosnost táhla na přetržení:

$$R_t = A \cdot f_{tk} = 3 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1770000 = 796,5 \text{ kN} \quad (14)$$

kde: A průřezová plocha kotevního táhla

f_{tk} charakteristická pevnost kotevního táhla v tahu

Únosnost na vytržení ze zeminy:

$$R_{dk} = \pi \cdot d_k \cdot l_k \cdot \sigma_z \cdot \tan \varphi = \pi \cdot 0,15 \cdot 8 \cdot 219 \cdot \tan 35^\circ = 579,1 \text{ kN} \quad (15)$$

kde: d_k průměr kořene kotvy

l_k délka kořene kotvy

σ_z geostatické napětí v hloubce kořene

Únosnost na vytržení táhla z kořene:

$$S_b = \pi \cdot d_a \cdot l_{ka} \cdot \tau = \pi \cdot d_a \cdot l_{ka} \cdot 1,2 \cdot \mu_1 \cdot f_{cta}$$

$$= \pi \cdot \sqrt{\frac{150 \cdot 10^{-6} \cdot 3 \cdot 4}{\pi}} \cdot 7 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot \frac{1500}{1,5} = 442,17 \text{ kN} \quad (16)$$

kde: d_a průměr táhla

l_{ka} kotevní délka táhla v kořeni kotvy

τ smyková pevnost mezi betonem kořene a kotvou

Celkový charakteristický odpor kotvy:

$$R_k = \min(R_t; R_{dk}; S_b) = \min(796,5 \text{ kN}; 579,1 \text{ kN}; 442,17 \text{ kN}) = 442,17 \text{ kN} \quad (17)$$

Návrhový odpor kotvy:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{442,17}{1,5} = 294,78 \text{ kN} \geq 255,61 \text{ kN} \quad (18)$$

Kotva 1 vyhovuje.

Posouzení pro kotvu 2 (šestipramencová):

Únosnost táhla na přetržení:

$$R_t = A \cdot f_{tk} = 6 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1770000 = 1593 \text{ kN} \quad (19)$$

kde: A průřezová plocha kotevního táhla
 f_{tk} charakteristická pevnost kotevního táhla v tahu

Únosnost na vytržení ze zeminy:

$$R_{dk} = \pi \cdot d_k \cdot l_k \cdot \sigma_z \cdot \tan \varphi = \pi \cdot 0,15 \cdot 10 \cdot 345 \cdot \tan 35^\circ \\ = 1138,4 \text{ kN} \quad (20)$$

kde: d_k průměr kořene kotvy
 l_k délka kořene kotvy
 σ_z geostatické napětí v hloubce kořene

Únosnost na vytržení táhla z kořene:

$$S_b = \pi \cdot d_a \cdot l_{ka} \cdot \tau = \pi \cdot d_a \cdot l_{ka} \cdot 1,2 \cdot \mu_1 \cdot f_{ctd} \\ = \pi \cdot \sqrt{\frac{150 \cdot 10^{-6} \cdot 6 \cdot 4}{\pi}} \cdot 9 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot \frac{1500}{1,5} \\ = 804 \text{ kN} \quad (21)$$

kde: d_a průměr táhla
 l_{ka} kotevní délka táhla v kořeni kotvy
 τ smyková pevnost mezi betonem kořene a kotvou

Celkový charakteristický odpor kotvy:

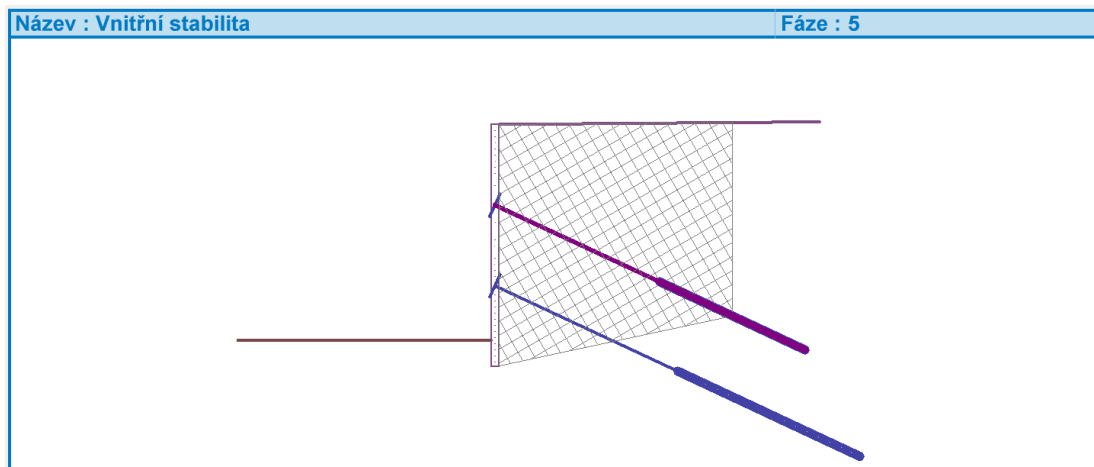
$$R_k = \min(R_t; R_{dk}; S_b) = \min(1593 \text{ kN}; 1138,4 \text{ kN}; 804 \text{ kN}) \\ = 804 \text{ kN} \quad (22)$$

Návrhový odpor kotvy:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{804}{1,5} = 536 \text{ kN} \geq 456,8 \text{ kN} \quad (23)$$

Kotva 2 vyhovuje.

Po posouzení vlastních kotev je třeba ověřit také vnitřní a vnější stabilitu konstrukce.



Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	255,61	2088,37	Vyhovuje
2	456,80	4241,12	Vyhovuje

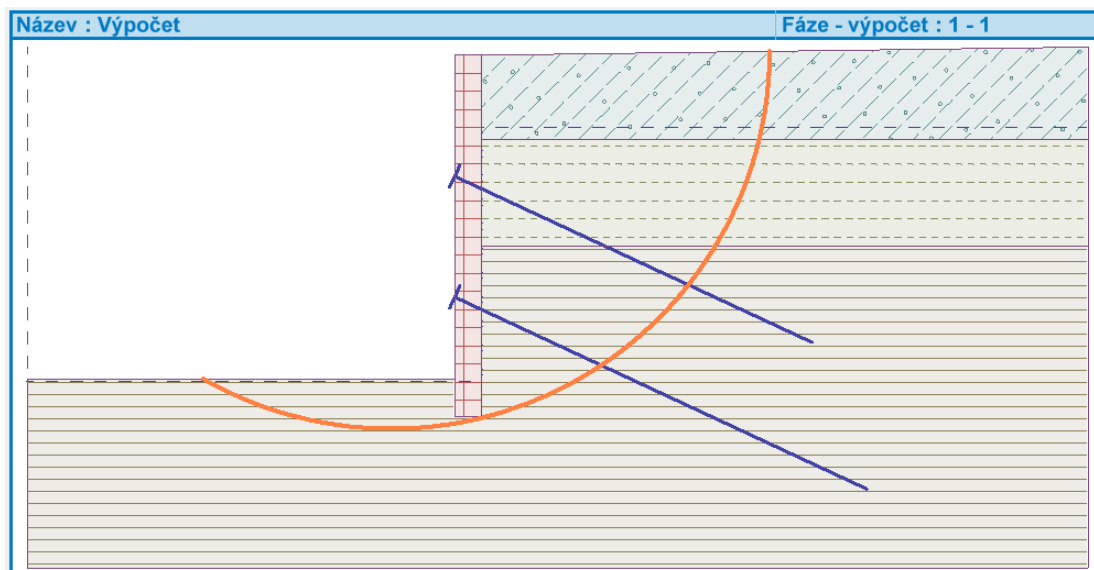
Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 2088,37 \text{ kN} > 255,61 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability **VYHOVUJE**

Obrázek 39: Posouzení vnitřní stability konstrukce

Posouzení vnější stability bylo provedeno optimalizací kritické kruhové smykové plochy podle Bishopa v programu *Stabilita svahu*.



Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 1176,36 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil : $F_p = 2022,40 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 14692,79 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 25259,75 \text{ kNm/m}$

Stupeň bezpečnosti = $1,72 > 1,50$

Stabilita svahu **VYHOVUJE**

Obrázek 40: Zobrazení kritické smykové plochy a posouzení vnější stability konstrukce

Posledním krokem výpočtu je dimenzace výztuže železobetonové piloty. Pro tento výpočet bude potřeba zjistit výpočtový součinitel namáhání průřezu. Ten získáme porovnáním zvoleného návrhového postupu – metody mezních stavů a návrhových přístupů DA2 a DA3 uvedených v platné normě ČSN EN 1997, které redukční součinitele používají. Z hodnot maximálního momentu vznikajícího na konstrukci, vypočteného dle návrhových přístupů DA2 a DA3, byl zvolen ten nepříznivější, který byl následně porovnán s hodnotou získanou z metody mezních stavů. Na základě tohoto porovnání byl zvolen redukující součinitel namáhání průřezu tak, aby byla únosnost celé konstrukce na straně bezpečnosti.

Maximální ohybový moment působící na konstrukci:

- posouzení konstrukce metodou mezních stavů bez redukce:

$$M_{\max} = 92,54 \text{ kNm/m}$$

- posouzení konstrukce podle EN 1997 – DA2 (redukce zatížení a odporu)

$$M_{\max} = 252,70 \text{ kNm/m}$$

- posouzení konstrukce podle EN 1997 – DA3 (redukce zatížení GEO, STR a materiálu)

$$M_{\max} = 185,64 \text{ kNm/m}$$

Z porovnání maximálních momentů působících na konstrukci je vidět, že při použití návrhového přístupu DA2 vychází hodnota nejnepříznivější. Redukující součinitel proto vyjádříme následovně:

$$\gamma_d = \frac{M_{DA2}}{M_{MS}} = \frac{252,70}{92,54} = 2,73 \quad (24)$$

S přihlédnutím k bezpečnosti návrhu byl součinitel zvolen vyšší. Do výpočtu bude uvažována hodnota $\gamma_d = 2,75$. Po vyjádření tohoto součinitele již můžou být stanoveny návrhové vnitřní síly, na které budeme dimenzovat výztuž piloty.

$$M_{\max} = M_{MS} \cdot a \cdot \gamma_d = 92,54 \cdot 1,8 \cdot 2,75 = 458,07 \text{ kNm} \quad (25)$$

$$Q_{\max} = Q_{MS} \cdot a \cdot \gamma_d = 185,51 \cdot 1,8 \cdot 2,75 = 918,27 \text{ kN} \quad (26)$$

kde: a osová vzdálenost pilot

Jako ohybová výztuž bylo navrženo 12 profilů s průměrem 32 mm a krytím tloušťky 50 mm. Smykovou výztuž budou tvořit profily průměru 25 mm umístěné po 110 mm.

Posouzení:

Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna $d = 0,90$ m; $a = 1,80$ m)

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 2,75

Posouzení na ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 32,0 mm; krytí 50,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník

Stupeň vyztužení $\rho = 0,759 \% > 0,130 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $M_{Ed} = 1250,85$ kNm

Únosnost : $M_{Rd} = 1331,19$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - profil 25,0 mm; vzdálenost 110,0 mm

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1257,26$ kN $> 1186,02$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Celkové posouzení: Průřez VYHOVUJE

Obrázek 41: Posouzení únosnosti piloty v programu Pažení posudek

Konstrukce byla celkově posouzena na vnější i vnitřní stabilitu, byla posouzena i únosnost jednotlivých částí – kotev a pilot. Ve všech zmíněných výpočtech konstrukce vyhověla.

6.4 Návrh zajištění čelní stěny raženého portálu

Čelní stěna raženého portálu bude řešena svahováním se dvěma úrovněmi svahu. Horní úroveň svahu vysoká 3,7 m je navržena ve sklonu 1:1,5. Svah bude zabezpečen vrstvou stříkaného betonu C 16/20 tloušťky 10 cm a dvěma řadami svorníků s průměrem 32 mm a délkou 4 m pro vrchní řadu, 3 m pro řadu spodní. Tyto svorníky budou osazovány ve vzájemné vzdálenosti 2 m. Spodní úroveň svahování výšky 6,5 m je navržena v jednotném sklonu 5:1. Bude zabezpečena vrstvou stříkaného betonu C 16/20 tloušťky 10 cm. Tyto svahy budou napojeny na sklony svahu portálového zářezu.

V místě čelní stěny výjezdového portálu byl proveden průzkumný vrt. Ve výpočtu proto budou uvažovány původní parametry zemin a hornin uvedené v tabulce č. 1 v kapitole 5.4.4.1, jelikož se nejedná o poruchové pásmo.

Svah byl vymodelován a jeho stabilita posouzena v programu *MKP*.

6.4.1 Modelování a posouzení pomocí MKP

Nejprve bylo ve fázi topologie vytvořeno rozhraní se šířkou 40 m a hloubkou 23 m. Spolu s ním byly dalšími rozhraními vytvořeny jednotlivé vrstvy zemin a hornin. Pomocí volných bodů a linií byla vytvořena i geometrie svahu. Vlastnosti zemin a hornin byly uvažovány podle tabulky č. 1 v kapitole 5.4.4.1. Materiálový model byl dle Mohr – Coulomba.

Následně byla vygenerována síť konečných prvků s délkou hrany prvku 1 m. Tato síť byla zahuštěna v místě jednotlivých linií a uzlů pro získání přesnějších výsledků a obsahuje 6887 uzlů a 4041 prvků.

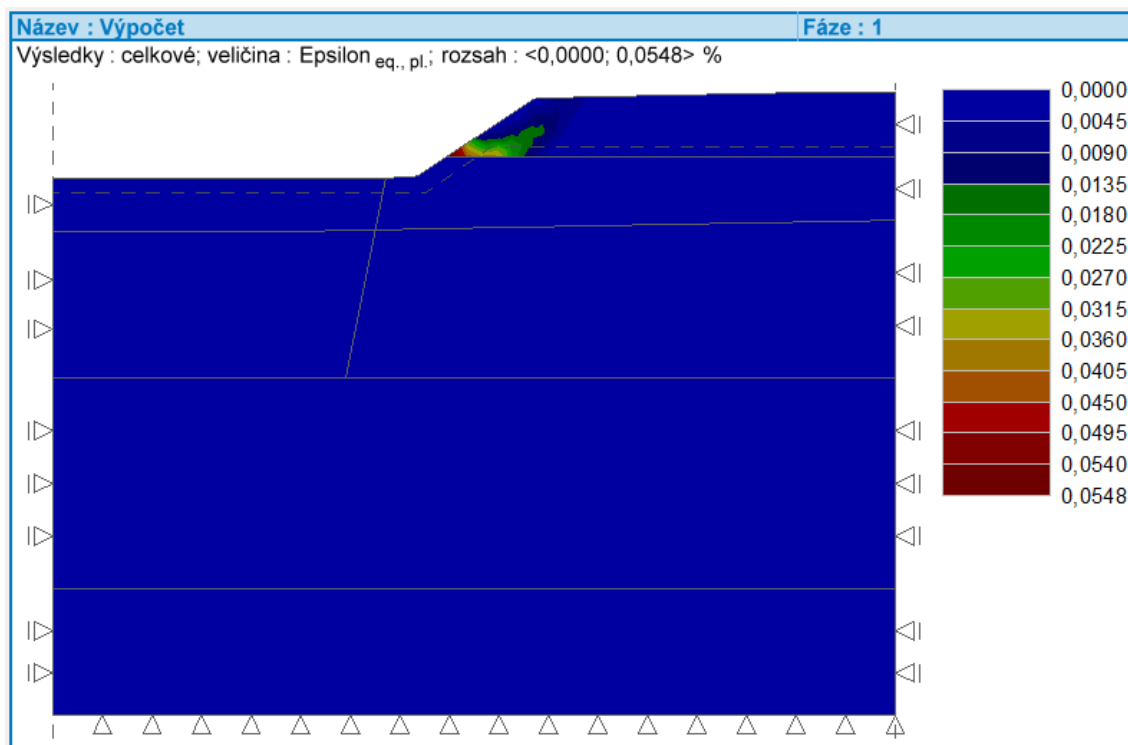
Dalším krokem bylo vymodelování jednotlivých fází budování tak, aby co nejpřesněji odpovídaly fázím výstavby konstrukce. Fáze byly vymodelovány následně:

- 1. fáze – fáze pro výpočet původního geostatického napětí v rozhraní řešené úlohy
- 2. fáze – realizace horní úrovně svahu ve sklonu 1:1,5 s výškou 3,7 m
- 3. fáze – zajištění horní úrovně vrstvou stříkaného betonu, osazení svorníků
- 4. fáze – odtěžení spodní úrovně svahu
- 5. fáze – zajištění spodní úrovně svahu vrstvou stříkaného betonu

Po vymodelování jednotlivých fází byl proveden výpočet stability svahu. Tento výpočet byl proveden pro poslední čtyři fáze. Použita byla metoda výpočtu Newton-Raphson se

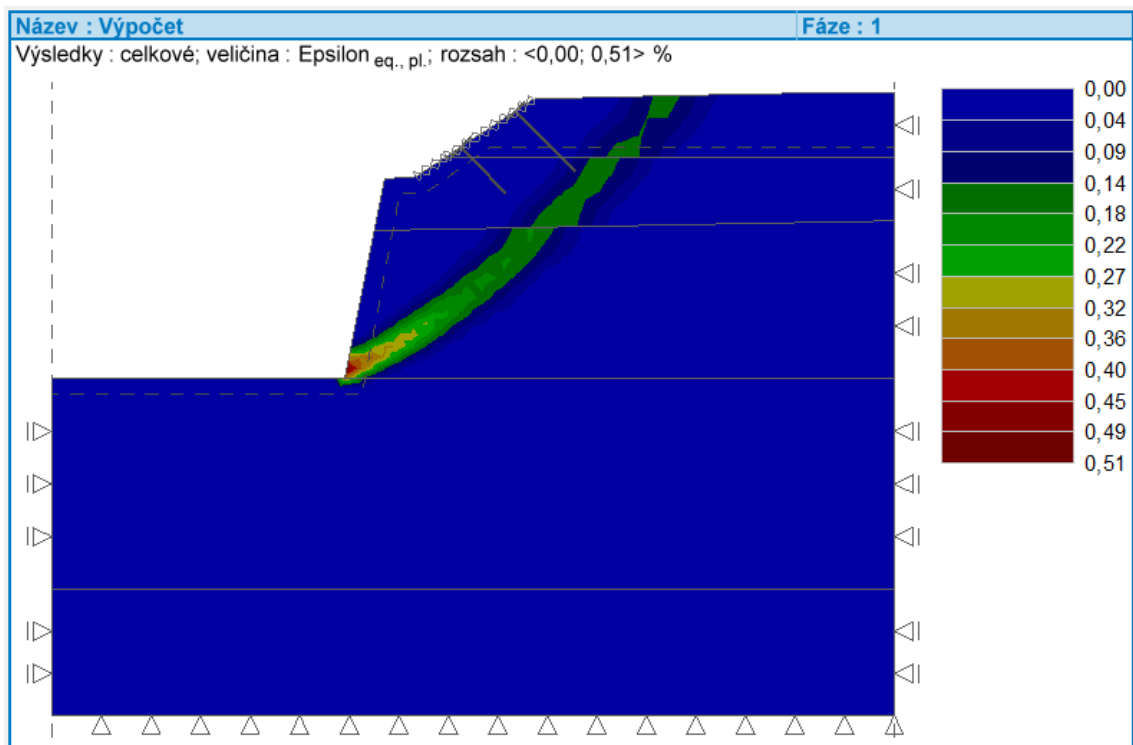
změnou matice tuhosti po každé iteraci. Maximální počet iterací pro jeden výpočtový krok byl 100 s počátečním výpočtovým krokem 0,25.

Po druhé fázi výstavby vyšel stupeň stability konstrukce nejnižší, a to 2,35. Přesto s rezervou vyhoví požadovanému stupni stability $FS = 1,5$. Na obrázku č. 42 můžeme vidět vývoj smykové plochy v této fázi, která vzniká na rozhraní zemin a hornin.



Obrázek 42: Vývoj smykové plochy ve druhé fázi výstavby

Po odtěžení spodní úrovně svahu ve čtvrté fázi výstavby vychází stupeň stability 2,38. Pro fázi pátou se pak stupeň stability dokončené konstrukce rovná 2,45. Obě tyto hodnoty vyhovují požadovanému stupni stability, proto můžeme konstatovat, že navržený svah je stabilní. Smyková plocha se v posledních dvou fázích výstavby posouvá do paty celého svahu (viz. obrázek č. 43).



Obrázek 43: Průběh smykové plochy pro čtvrtou fázi budování

7 Závěr

Cílem této bakalářské práce byl návrh zajištění předzářezu a čelní stěny raženého portálu tunelu Mezno, který se nachází na IV. tranzitním železničním koridoru v úseku Sudoměřice u Tábora – Votice.

V první části práce bylo zajištění předzářezu řešeno pomocí svahování. Svahy byly uvažovány jako trvalé, tím pádem bylo třeba dosáhnout požadovaného stupně bezpečnosti $FS = 1,5$. V dočasných fázích výstavby bylo nutné dodržení stupně bezpečnosti $FS = 1,3$. Zvolen byl svah odstupňovaný pomocí dvou laviček šířky 1,5 m se sklonem minimálně 3 % směřujícím k železniční trati. Sklon spodní úrovně byl navržen jako 5:1, prostřední úroveň pak byla navržena ve sklonu 1:1 a horní úroveň ve sklonu 1:1,5. Původně byly uvažovány parametry zemin a hornin na základě geotechnického průzkumu uvedené v kapitole 5.4.4.1, pro něž celý svah s velkou rezervou vyhověl požadovanému stupni bezpečnosti. Geotechnický průzkum i charakter dané lokality ovšem naznačoval možný výskyt poruchových pásem zemin a hornin. Z tohoto důvodu byly pro další výpočty zvoleny redukované parametry uvedené v kapitole 6.2.1 simulující tyto poruchové oblasti. Pro posouzení svahování byly použity analytické i numerické postupy výpočtu, jejichž výsledkem byl stupeň stability a oblast možného vzniku smykové plochy. Výsledky získané z výpočtů v různých programech se mezi sebou lišily. To je způsobeno různými metodami, které programy ze souboru *GEOS* používají k výpočtu stability svahu. Program *MKP* redukuje zadané hodnoty úhlu vnitřního tření a soudržnosti zemin a hledá okamžik, při kterém dojde ke zplastizování konstrukce a její nestabilitě. Programy *Stabilita svahu* a *Skalní svah* používají pro výpočet stupně stability metodu mezní rovnováhy, která předpokládá silovou popř. momentovou rovnováhu části svahu nad uvažovanou smykovou plochou. V programu *Skalní svah* byly pro výpočet smykové pevnosti použity dvě různé podmínky, a to Mohr – Coulombova a Hoek - Brownova. Tento postup ale také nepřinesl shodné výsledky. Index GSI hornin použitý pro výpočet podle Hoeka – Browna nebyl v geotechnických podkladech uveden a jeho odhad byl složitější, neboť se určuje na základě znalosti puklinatosti masivu, která nebyla v podkladech detailně popsána. Výsledné stupně stability spočítané pomocí programu *MKP* vyhověly požadovanému stupni bezpečnosti $FS = 1,5$ pro dokončenou konstrukci i požadovanému stupni bezpečnosti $FS = 1,3$ pro dočasné stavy konstrukce. V ostatních programech došlo při uvažování smykových parametrů horniny podle Mohr – Coulomba v některých dočasných fázích výstavby k poklesu stupně stability pod limitní hodnotu $FS = 1,3$. Průběh smykové plochy v jednotlivých fázích výstavby se shodoval ve všech použitých programech s výjimkou programu *Skalní svah*, ve kterém byla zvolena a zadána rovinná smyková plocha.

Druhá část práce je zaměřena na návrh zajištění portálového předzářezu pomocí pažící konstrukce kotvené ve dvou úrovních. Zvolena byla nesouvislá pilotová stěna s pilotami o průměru 0,9 m z betonu C 20/25 provedenými v osové vzdálenosti 1,8 m. Piloty jsou kotveny trvalými předepnutými pramencovými kotvami od výrobce Freyssinet realizovanými ve dvou úrovních se vzdálenostmi po 2m. Posouzení bylo provedeno podle metodiky mezních stavů a na základě porovnání s přístupy dle ČSN EN 1997 byl zvolen součinitel namáhání průřezu, který byl využit při dimenzaci pilot. Takto navržená pažící konstrukce ve všech ohledech vyhověla. Toto řešení by pomohlo snížit zábor okolní půdy, ale není tak ekonomické jako první varianta odstupňovaného svahování.

V poslední části práce bylo navrženo řešení čelní stěny raženého portálu. V tomto místě byla provedena jedna ze sond geotechnického průzkumu, čímž byl výskyt poruchové oblasti horniny vyloučen. Ve výpočtu proto byly uvažovány původní parametry zemin a hornin uvedené v kapitole 5.4.4.1. Čelní stěna byla navržena jako svahovaná se dvěma úrovněmi oddělenými lavičkou šířky 1,5 m a sklonem minimálně 3 % směrem do železničního zářezu. Horní úroveň svahování vysoká přibližně 3,7 m byla navržena ve sklonu 1:1,5 se zajištěním stříkaným betonem a dvěma řadami svorníků. Spodní úroveň vysoká 6,5 m byla navržena v jednotném sklonu 5:1. Tento návrh byl posouzen numerickým postupem výpočtu pomocí programu *GEO5 – MKP* na stabilitu svahu, který potvrdil, že navržený svah vyhoví požadovanému stupni stability $FS = 1,5$.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ:

- [1] Železniční koridory v ČR: Historické plány. *K-Report* [online]. [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: <http://www.k-report.net/koridory/histori1.htm>
- [2] Železniční koridory ČR: Charakteristika koridorů. *K-Report* [online]. [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: <http://www.k-report.net/koridory/histori3.htm>
- [3] *European Commission: Mobility and transport* [online]. [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: https://ec.europa.eu/transport/home_en
- [4] Map of the ten Pan-European transport corridors. In: *Wikipedia: The Free Encyclopedia* [online]. [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Pan-European_corridors#/media/File:Pan-European_corridors.svg
- [5] TENT-T Network Map. In: *RAILWAY PRO: communication platform* [online]. [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: <http://www.railwaypro.com/wp/updated-maps-for-ten-t-extension-to-neighbouring-countries/>
- [6] KREJČIŘÍKOVÁ, Hana a Martin LIDMILA. *Železniční stavby 1*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04693-7.
- [7] Tranzitní koridory. In: *Správa železniční dopravní cesty* [online]. [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: <http://www.szdc.cz/soubory/mapy/koridory-zjednodusene.pdf>
- [8] Ministerstvo dopravy ČR: Železniční infrastruktura. *Ministerstvo ČR* [online]. [cit. 2017-04-13]. Dostupné z: <http://www.mdcr.cz/Dokumenty/Drazni-doprava/Zeleznicni-infrastruktura>
- [9] Tranzitní koridory: Stav modernizace. In: *Ministerstvo dopravy ČR: Železniční infrastruktura* [online]. [cit. 2017-04-13]. Dostupné z: <http://www.mdcr.cz/getattachment/Dokumenty/Drazni-doprava/Zeleznicni-infrastruktura/Tranzitni-zeleznicni-koridory/koridory-nedokoncene-stavby.png.aspx?lang=cs-CZ>
- [10] *Správa železniční dopravní cesty* [online]. 2009 [cit. 2017-04-13]. Dostupné z: <http://www.szdc.cz>
- [11] Informace o stavbě IV. železničního koridoru. *Tábor: oficiální web města* [online]. [cit. 2017-04-13]. Dostupné z: <http://www.taborcz.eu/informace-o-stavbe-iv-zeleznicniho-koridoru/d-32664>
- [12] GRAMBLIČKA, Michal a Miroslav MAREK. *Tunely 4. železničního koridoru od Benešova u Prahy až po České Budějovice*. [online]. [cit. 2017-04-12]. Dostupné z: http://www.ita-aites.cz/files/Seminare/2011_01_TO/GRAMBLICKA_Tunely_na_IV_zel_kor.pdf
- [13] SUDOP Praha a. s., Projektová příprava Modernizace železničních tratí VI. tranzitního koridoru: Tábor – Sudoměřice a Sudoměřice – Votice
- [14] SUDOP Praha a.s., *Modernizace trati Sudoměřice – Votice*, Souhrnná technická zpráva, 2013
- [15] GeoTec-GS, a.s., *Sudoměřice – Votice, průzkum*, Geologická dokumentace vrtaných sond, 2004
- [16] FINE spol. s.r.o. *Online nápověda GEO5* [online]. [cit. 2017-04-19]. Dostupné z: <http://www.fine.cz>

- [17] *ScienceDirect* [online]. [cit. 2017-05-05]. Dostupné z: <http://www.sciencedirect.com/>
- [18] *Zakládání staveb* [online]. Zakládání staveb, 2008 [cit. 2017-05-07]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz/>
- [19] *Piloty. Kospers a.s., podzemní stavby* [online]. 2015 [cit. 2017-05-07]. Dostupné z: <http://kospers.cz/technologie/piloty/>
- [20] Pažení propustná: Pilotové pažící stěny. *Katedra technologie staveb: Online zakládání* [online]. 2011 [cit. 2017-05-07]. Dostupné z: <http://technologie.fsv.cvut.cz/aitom/podklady/onlinezakladani/textjama332.html/>
- [21] Pilotové pažící stěny: obrazové přílohy. *Katedra technologie staveb: Online zakládání* [online]. 2013 [cit. 2017-05-07]. Dostupné z: <http://technologie.fsv.cvut.cz/aitom/podklady/onlinezakladani/obrjama332.html#obr332b>
- [23] MASOPUST, Jan. *Vrtané piloty*. Praha: Čeněk a Ježek, 1994. ISBN 80-238-2755-3.
- [24] Pažení: Kotvení a rozepření. *Katedra technologie staveb: Online zakládání* [online]. 2011 [cit. 2017-05-07]. Dostupné z: <http://technologie.fsv.cvut.cz/aitom/podklady/onlinezakladani/textjama34.html>
- [25] Horninové kotvy pramencové. *Freyssinet* [online]. 2015 [cit. 2017-05-08]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/211-horninove_kotvy_pramencove
- [26] TURČEK, Peter. *Zakládání staveb*. Bratislava: Jaga, 2005. ISBN 80-807-6023-3.

SEZNAM OBRÁZKŮ:

Obrázek 1: Návrh modernizace z roku 1989 [1]	9
Obrázek 2: Schéma Panevropských dopravních koridorů [4]	10
Obrázek 3: Schéma Transevropské dopravní sítě [5].....	11
Obrázek 4: Mapa tranzitních železničních koridorů (TŽK) v ČR [7]	12
Obrázek 5: Současný stav modernizace tranzitních koridorů [9]	14
Obrázek 6: Modernizovaná trasa v oblasti tunelů Mezno a Deboreč [11]	22
Obrázek 7: Geologická dokumentace vrtané sondy inženýrsko-geologického průzkumu J 133 z oblasti výjezdového portálu [15]	24
Obrázek 8: Statické schéma Bishopovy metody [17].....	28
Obrázek 9: Znázornění působících sil na rovinné smykové ploše [16]	29
Obrázek 10: Schéma konstrukce před první iterací [16].....	34
Obrázek 11: Schéma konstrukce během iterací [16]	34
Obrázek 12: Schéma 7. fáze budování se znázorněním napětí $\sigma_{z,eff}$	39
Obrázek 13: Průběh smykové plochy po odtěžení první etáže ve druhé fázi výstavby	40
Obrázek 14: Průběh smykové plochy pod odtěžení druhé etáže ve čtvrté fázi výstavby.....	40
Obrázek 15: Průběh smykové plochy po odtěžení poslední úrovně svahu v šesté fázi výstavby.....	41
Obrázek 16: Plastické deformace svahu po dokončení celé konstrukce Chyba! Záložka není definována.	
Obrázek 17: Smyková plocha při odtěžení první etáže	42
Obrázek 18: Průběh smykové plochy na dokončeném zářezu	43
Obrázek 19: Průběh smykové plochy po skalním svahu spodních dvou etáží.....	44
Obrázek 20: Druhy pilotových stěn - volně stojící (nahore), tangenciální (uprostřed) a převrtávané (dole) [19].....	46
Obrázek 21: Postup provádění vrtané piloty s ocelovou výpažnicí - zleva: 1) začátek vrtání vrtanou soupravou a vložení výpažnice, 2) dokončení vrtu, 3) vložení armokoše, 4) betonáž piloty, 5) odpažení vybetonovaného vrtu [19]	48
Obrázek 22: Postup provádění piloty průběžným šnekem - zleva: 1) začátek vrtání, 2) dokončení vrtu, 3) betonáž piloty se současným vytahováním šneku, 4) vložení armokoše, 5) dokončená pilota [19]	48
Obrázek 23: Dočasná pramencová kotva [25]	49
Obrázek 24: Trvalá pramencová kotva [25]	50
Obrázek 25: Výsledky předběžného návrhu kotvené pilotové stěny z programu Pažení návrh	52
Obrázek 26: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 1.....	53
Obrázek 27: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 1	53

Obrázek 28: Základní parametry pramencových kotev Freyssinet pro ocel 1570/1770 MPa [25]	54
Obrázek 29: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 2.....	54
Obrázek 30: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 2	55
Obrázek 31: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 3.....	55
Obrázek 32: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 3	56
Obrázek 33: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 4.....	56
Obrázek 34: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 4	57
Obrázek 35: Přehled průběhu vnitřních sil na konstrukci ve fázi 5.....	57
Obrázek 36: Přehled průběhu deformace a zemních tlaků na konstrukci ve fázi 5	58
Obrázek 37: Přehled sil v kotvách	58
Obrázek 38: Posouzení vnitřní stability konstrukce	61
Obrázek 39: Zobrazení kritické smykové plochy a posouzení vnější stability konstrukce	61
Obrázek 40: Posouzení únosnosti piloty v programu Pažení posudek	63
Obrázek 41: Vývoj smykové plochy ve druhé fázi výstavby.....	65
Obrázek 42: Průběh smykové plochy pro čtvrtou fázi budování	66

SEZNAM TABULEK:

Tabulka 1: Charakteristické hodnoty geotechnického profilu – výjezdový portál [14] 26

SEZNAM PŘÍLOH:

Příloha č. 1: Celková situace [13]

Příloha č. 2: Podélný profil [13]

Příloha č. 3: Technická zpráva

Příloha č. 4: Příčný řez variantou se svahováním ve staničení km 100, 750 00

Příloha č. 5: Příčný řez variantou s pilotovou stěnou ve staničení km 100, 750 00 ¹

¹ Přílohy 1 a 2 jsou umístěny pouze na přiloženém CD-ROMU. Přílohy 3, 4 a 5 jsou umístěny na konci této práce.