



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

## FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

## ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

# NÁVRH ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY HLOUBENÉHO ÚSEKU TUNELU NA VYSOKORYCHLOSTNÍ TRATI BRNO-PŘEROV

DESIGN OF SHEETING ON A EXCAVATED SECTION OF TUNNEL ON A HIGH-SPEED  
LINE BRNO-PŘEROV

## DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

## AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Jiří Umlauf

## VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. LUMÍR MIČA, Ph.D.

BRNO 2019



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

<b>Studijní program</b>	N3607 Stavební inženýrství
<b>Typ studijního programu</b>	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
<b>Studijní obor</b>	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
<b>Pracoviště</b>	Ústav geotechniky

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

<b>Student</b>	Bc. Jiří Umlauf
<b>Název</b>	Návrh zajištění stavební jámy hloubeného úseku tunelu na vysokorychlostní trati Brno-Přerov
<b>Vedoucí práce</b>	doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
<b>Datum zadání</b>	31. 3. 2019
<b>Datum odevzdání</b>	10. 1. 2020

V Brně dne 31. 3. 2019

---

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

---

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



## **PODKLADY A LITERATURA**

Podklady budou předány vedoucím diplomové práce samostatně (příčný řez, situace, inženýrsko geologické podmínky lokality). Pro zpracování práce bude dále používána literatura vztahující se k dané problematice.

## **ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ**

Předmětem diplomové práce bude návrh a posouzení zajištění stavební jámy u výjezdového portálu Habrovanského tunelu na plánované vysokorychlostní trati Brno - Přerov. Autor navrhne několik možných způsobů řešení konstrukce, které budou posouzeny jak z hlediska ekonomického, tak zejména statického. Na základě tohoto zhodnocení bude vybrána jedna varianta zajištění stavební jámy, která bude podrobně rozpracována

Práce bude obsahovat tyto části:

- 1) Úvod, obecné informace, popis stavby.
- 2) Inženýrsko geologické podmínky.
- 3) Statický návrh a posouzení variantních řešení.
- 4) Ekonomické zhodnocení.
- 5) Technologický postup výstavby vybrané varianty.
- 6) Výkresová dokumentace vybrané varianty.

## **STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE**

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

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

---

doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

## **ABSTRAKT**

V první části práce jsou navrženy čtyři varianty zajištění stavební jámy hloubeného úseku tunelu. Jedná se o hřebíkový svah, pilotovou stěnu, hřebíkový svah v kombinaci s pilotovou stěnou a záporové pažení. Pro tyto konstrukce je v další části vypracována ekonomická analýza a je vybrána nejvýhodnější varianta. Vybraná konstrukce je následně podrobně analyzována. Podrobné řešení je provedeno metodou konečných prvků v programu PLAXIS. Jako materiálový model je vybrán Hardening Soil, kdy vstupní parametry byly stanoveny pomocí empirických vztahů z odborné literatury. Chování neogenních jílu, ve kterých je konstrukce navrhována, je uvažováno jako neodvodněné, typu Undrained A. V poslední části práce je popsán technologický postup provádění této konstrukce.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Hřebíkový svah, pilotová stěna, záporové pažení, neogenní jíl, GEO5, metoda závislých tlaků, rozpočet, MKP, Undrained A, Hardening Soil

## **ABSTRACT**

In first part of the thesis are proposed four variants of retaining structures for deep excavation of cut-and-cover tunnel part. It is nailed slope, pile wall, nailed slope in combination with pile wall and soldier pile wall. For those structures is in following part carried out an economic analysis and the most cost effective variant is chosen. Chosen structure is further analyzed in next part. This analysis is carried out with finite element method in software PLAXIS. As a material model is chosen Hardening Soil model and input parameters were determined by empiric formulas from literature. Behavior of neogene clays, in which is the structure designed, is considered as undrained, by type Undrained A. In the last part of the thesis is described technological procedure of construction this retaining structure.

## **KEYWORDS**

Nailed slope, pile wall, soldier pile wall, neogene clay, GEO5, subgrade reaction approach, budget, FEM, Undrained A, Hardening Soil

## **BIBLIOGRAFICKÁ CITACE**

Bc. Jiří Umlauf *Návrh zajištění stavební jámy hloubeného úseku tunelu na vysokorychlostní trati Brno-Přerov*. Brno, 2019. 117 s., 144 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.

## PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Návrh zajištění stavební jámy hloubeného úseku tunelu na vysokorychlostní trati Brno-Přerov* zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 7.1.2020

---

Bc. Jiří Umlauf  
autor práce

## **PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE**

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Návrh zajištění stavební jámy hloubeného úseku tunelu na vysokorychlostní trati Brno-Přerov* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 7.1.2020

---

Bc. Jiří Umlauf  
autor práce

## **PODĚKOVÁNÍ**

Mé poděkování patří doc. Ing. Lumíru Mičovi Ph.D. za vedení diplomové práce, podmětné připomínky a cenné rady. Dále pak kolektivu společnosti AMBERG Engineering Brno a.s. za vytvoření podmínek pro vypracování práce a odborné rady z praxe. V neposlední řadě patří díky také mým nejbližším za jejich podporu, bez které bych práci nemohl dokončit.

## OBSAH

1	Úvod .....	13
2	Základní údaje o stavbě a území.....	14
2.1	Vysokorychlostní trať Brno-Přerov, varianta M2 .....	14
2.1.1	Tunelové stavby na modernizované trati.....	14
2.2	Údaje o území .....	15
2.2.1	Geografický popis území .....	15
2.2.2	Geologické poměry.....	15
2.2.3	Hydrogeologické poměry .....	16
2.2.4	Svahové nestability .....	17
2.2.5	Geotechnické poměry .....	17
2.3	Stavební řešení tunelu .....	21
2.3.1	Základní informace o stavbě.....	21
2.3.2	Směrové řešení .....	21
2.3.3	Výškové řešení.....	21
2.3.4	Příčné uspořádání v hloubené části.....	21
2.3.5	Zajištění stavební jámy a provizorních portálů .....	22
3	Statický návrh a posouzení variantních řešení .....	23
3.1	Varianta 1 - hřebíkový svah .....	23
3.1.1	Popis navržené konstrukce .....	24
3.1.2	Teoretické předpoklady a způsob řešení .....	27
3.1.3	Návrh a statické posouzení .....	32
3.2	Varianta 2 - pilotová stěna .....	44
3.2.1	Popis konstrukce.....	45
3.2.2	Teoretické předpoklady a způsob řešení .....	47
3.2.3	Návrh a statické posouzení .....	52
3.3	Varianta 3 - pilotová stěna s předvýkopem .....	60
3.3.1	Popis konstrukce.....	60
3.3.2	Teoretické předpoklady a způsob řešení .....	63
3.3.3	Návrh a statické posouzení .....	63
3.4	Varianta 4 - záporové pažení .....	70

3.4.1	Popis konstrukce.....	71
3.4.2	Teoretické předpoklady a způsob řešení .....	73
3.4.3	Návrh a statické posouzení .....	73
4	Ekonomická analýza a výběr vhodné konstrukce.....	78
4.1	Metodika tvorby rozpočtů .....	78
4.1.1	Cenové soustavy ve stavebnictví .....	78
4.1.2	Výkaz výměr .....	79
4.1.3	Jednotkové ceny a agregované položky .....	79
4.2	Zjednodušené rozpočty jednotlivých variant .....	79
4.2.1	Varianta 1 – Hřebíkový svah.....	81
4.2.2	Varianta 2 – Pilotová stěna .....	81
4.2.3	Varianta 3 – Pilotová stěna s hřebíkovým předvýkopem .....	82
4.2.4	Varianta 4 – Záporové pažení.....	83
4.3	Zhodnocení a výběr ekonomicky nejvýhodnější konstrukce .....	83
5	Detailní analýza vybrané konstrukce.....	85
5.1	Teoretický úvod.....	85
5.1.1	Metoda konečných prvků .....	85
5.1.2	Volba konstitutivního modelu.....	86
5.1.3	Typy neodvodněných analýz v programu Plaxis .....	86
5.2	Matematický model.....	88
5.2.1	Popis modelu a geometrie .....	88
5.2.2	Fáze výstavby .....	89
5.2.3	Síť konečných prvků.....	90
5.2.4	Parametry materiálů .....	91
5.3	Výstupy matematického modelu .....	97
5.4	Posouzení konstrukce.....	98
5.4.1	Posouzení hřebíků .....	98
5.4.2	Posouzení krytu ze stříkaného betonu .....	99
5.4.3	Posouzení piloty .....	102
5.4.4	Posouzení výplně mezi pilotami ze stříkaného betonu .....	104
5.4.5	Posouzení kotev .....	105



5.4.6	Posouzení převážek.....	105
5.4.7	Posouzení celkové stability konstrukce .....	106
6	Technologický postup výstavby vybrané varianty .....	108
6.1	Přípravné práce .....	108
6.2	Hřebíkový svah .....	108
6.2.1	Postup výstavby .....	108
6.3	Pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností .....	109
6.3.1	Postup výstavby .....	110
6.4	Ochrana životního prostředí.....	111
7	Závěr.....	112
8	Literatura .....	114
9	Seznam příloh .....	117

# 1 Úvod

Stávající jednokolejná železniční trať číslo 300 z Brna do Přerova byla uvedena do provozu 30. srpna roku 1869 jako Moravsko-slezská severní dráha. Trať byla v letech 1993 – 1996 elektrifikována, ale jinak na trati nebyly provedeny žádné výraznější modernizace. V současné době umožňuje provoz vlaků rychlostí 80 – 100 km/h s mnoha místními omezeními. Celková délka trati ze stanice Brno hlavní nádraží do stanice Přerov je 90,124 km a nenachází se na ní žádný tunel. Po dokončení modernizace II. tranzitního koridoru v úseku Přerov – Ostrava stoupla výrazně intenzita dálkové železniční dopravy na rameni Brno – Ostrava a v současné době jednokolejná trať neumožňuje provozování regionální osobní dopravy s jízdními dobami, které by byly konkurenceschopné vůči silniční dopravě. Stávající trať je z pohledu infrastruktury (vyjma trakčního vedení) již výrazně za hranic své životnosti což také snižuje její užitnou hodnotu. [1]

Právě zastaralost trati a nízké dopravní rychlosti byly hlavní motivací k tomu, aby Správa železniční dopravní cesty zadala vypracování studie proveditelnosti modernizace železniční trati Brno – Přerov. Tato studie byla vypracována ke dni 5. 6. 2015 společností Sudop Brno a řeší zkrácení jízdních dob, zvýšení propustnosti tratě, zdvoukolejnění a možnosti využití pro dálkovou i příměstskou dopravu (v rámci integrovaného dopravního systému). Závěrem bylo navrženo několika možných variant modernizace trati. V nejlevnější variantě se počítalo pouze s lokálními přeložkami, maximalizací traťové rychlosti na 160 km/h, odstraněním většiny propadů rychlosti na méně než 100 – 120 km/h a zdvoukolejněním trati. Oproti tomu v nejdražší variantě byla navržena novostavba trati na rychlost 350 km/h [2], [3].

Další krok pro stavbu této vysokorychlostní trati byl učiněn 1. září roku 2015, kdy na zasedání Centrální komise ministerstva dopravy byla schválena modernizace železniční trati Brno – Přerov ve variantě M2 spočívající ve zdvoukolejnění a zvýšení traťové rychlosti na 200 km/h. [3]

Stavba je rozdělena do následujících 5 úseků:

1. Brno – Blažovice (km 0,000– 24,200)
2. Blažovice – Vyškov (km 24,200 – 45,850)
3. Vyškov – Nezamyslice (km 45,850 – 61,800)
4. Nezamyslice – Kojetín (km 61,800 – 70,680)
5. Kojetín – Přerov (km 70,680 – 87,900)

V případě hladkého průběhu všech stupňů přípravy projektu a příslušných řízení se očekává zahájení stavby nejdříve v roce 2021 a následné uvedení do provozu v roce 2025. [4]

Autor se v této práci zabývá tunelovou stavbou navrženou v rámci 2. úseku stavby Blažovice – Vyškov, a to konkrétně hloubenou částí Habrovanského tunelu. Jako podklad pro vypracování sloužila zejména dokumentace pro vydání rozhodnutí o umístění stavby vypracovaná společností SUDOP PRAHA, a.s. [5].

## 2 Základní údaje o stavbě a území

### 2.1 Vysokorychlostní trať Brno-Přerov, varianta M2

Jak již bylo zmíněno výše, vybraná varianta M2 zahrnuje zdvoukolejnění a zvýšení traťové rychlosti na 200 km/h na 95 % trati. Aby bylo možné této traťové rychlosti dosáhnout, bude potřeba realizovat velké množství přeložek, narovnání oblouků a v neposlední řadě také tunelových staveb. Zároveň se také v celé délce trati počítá s mimoúrovňovým křížením s pozemními komunikacemi. [3]



Obr. 1 Navržené kolejové schéma trati [1]

#### 2.1.1 Tunelové stavby na modernizované trati

Zvlněný terén vyvolává potřebu vybudování šesti dvoukolejných tunelů. Jedná se o:

- Holubický tunel délky 980 m
- Rousínovský tunel délky 700 m
- Habrovanský tunel délky 650 m
- Pustiměřský tunel délky 500 m
- Dřevnovický tunel délky 380 m
- Němčický tunel délky 660 m [3]

U tunelů s nadložím do přibližně 10 m se předpokládá, že půjde o tunely hloubené. U vyšších nadloží pak o tunely ražené nebo, jako u řešeného Habrovanského tunelu, o kombinaci raženého a hloubeného tunelu.

## 2.2 Údaje o území

### 2.2.1 Geografický popis území

Řešený Habrovanský tunel se nachází v katastrálním území Habrovany, přibližně 20 km východně od Brna, mezi obcemi Komořany a Habrovany v okrese Vyškov. Z geomorfologického hlediska se zájmové území nachází v celku Vyškovská brána. Vyškovská brána představuje úzkou sníženinu spojující Dyjsko-svratecký úval s Hornomoravským úvalem. [5]



**Obr. 2** Přibližná poloha plánovaného Habrovanského tunelu

V navrhované trase tunelu se nachází zvlněný terén s nadmořskou výškou přibližně od 276 do 287 metrů nad mořem.

### 2.2.2 Geologické poměry

Vyškovská brána je tektonického původu. Její neogenní uloženiny jsou součástí sedimentární výplně karpatské předhlubně, která jako mohutná asymetrická pánev vznikla na styku Českého masivu a Karpatské soustavy. Neogén je ve Vyškovské bráně zastoupen svrchním stupněm miocénu, tortonem. Mocnost neogenních vrstev obecně směrem k jihovýchodu narůstá až na hodnoty několika set metrů. [9]

Okolí zájmového prostoru je tvořeno neogenními vápnitými jíly, zde reprezentovanými jíly s vysokou až extrémně vysokou plasticitou pevné konzistence. Jíly jsou proměnlivě písčité a obsahují písčité vložky, které jsou většinou zvodnělé. V nadloží neogenních jíků se nachází kvartérní eolitické uloženiny – spraše nebo

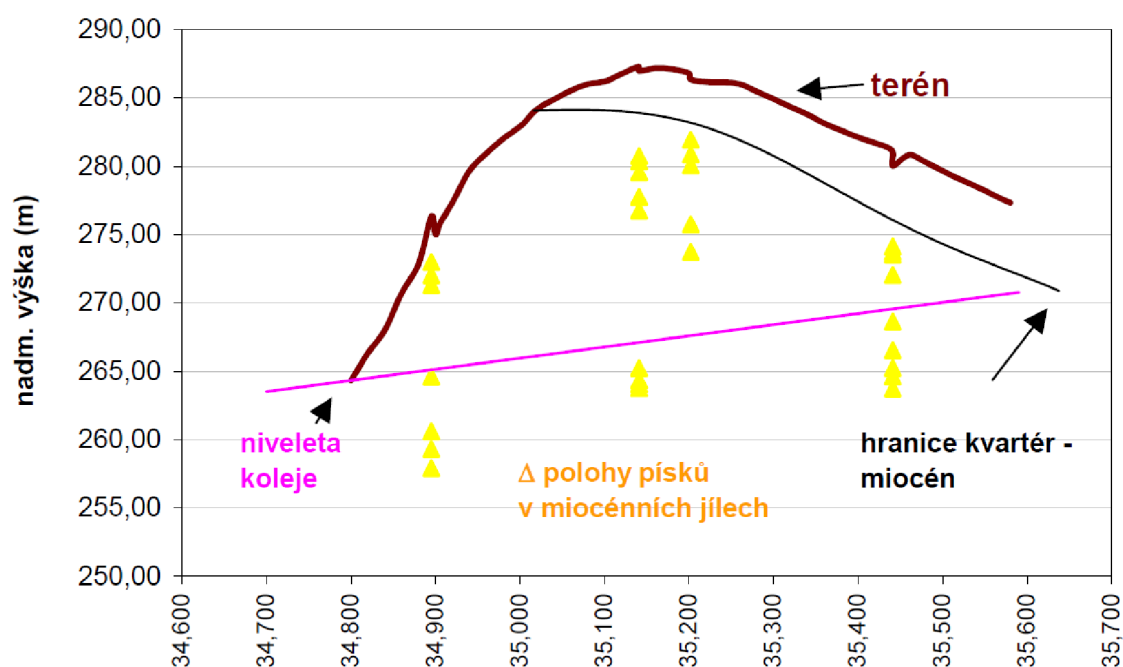
sprašové hlíny, které jsou tvořeny jíly se střední plasticitou tuhé až pevné konzistence. [9]

### 2.2.3 Hydrogeologické poměry

Z hydrogeologického hlediska je pro Vyškovskou brázdou charakteristický značně členitý reliéf předneogenního podloží, tektonika a z toho vyplývající rychlé a časté změny v mocnostech miocenních hornin. Nejdůležitější kolektory podzemní vody zde představují badenská klastika při severním a jižním okraji Vyškovské brány, v nichž jsou zvodně s volným i napjatým režimem proudění.

V zájmové oblasti Habrovanského tunelu se nachází soudržné neogenní jíly, které jsou díky svému nízkému koeficientu filtrace pro pohyb podzemní vody prakticky nepropustné a fungují jako izolátory. Podzemní voda je vázána na nepravidelné polohy zvodněných písků uvnitř nepropustných jílu. Výsledná hladina podzemní vody je nesouvislá. [9]

Vložky zvodněných písku byly ověřeny v průzkumných vrtech na celé trase plánovaného tunelu. Výskyt těchto vložek byl ve vrtech poměrně častý a jejich rozložení nepravidelné. Mocnost zvodněných písku byla do 10 cm. Jejich schématická pozice v rámci průzkumných vrtů THR-1, THR-2, THR-3 a THR-P je zobrazena níže. [9]



Obr. 3 Polohy zvodněných písků dle předběžného IGP průřezu [9]

#### 2.2.3.1 Agresivita podzemní vody

Z vrtů THR1, THR2 a THR3 byly odebrány vzorky vody k základnímu chemickému rozboru a ke stanovení agresivity na betonové konstrukce.

Z chemických rozborů vyplývá, že podzemní voda v prostoru Habrovanského tunelu je neutrální až slabě zásaditá ( $\text{pH} = 7.2$  až  $7.4$ ) a tvrdá až velmi tvrdá. [9]

Podle ČSN 038375 – Ochrana kovových potrubí uložených v půdě nebo vodě proti korozi je voda odebraná z vrtů THR2 a THR3 velmi vysoce agresivní hodnotou vodivosti, zvýšeně agresivní hodnotou  $\text{CO}_2$  dle Heyera, velmi nízké agresivní hodnotami  $\text{SO}_3 + \text{Cl}$  a  $\text{pH}$ . Na betonové a železobetonové konstrukce nebude působit podzemní voda agresivně (dle ČSN EN 206-1 Beton - část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda). [9]

## 2.2.4 Svahové nestability

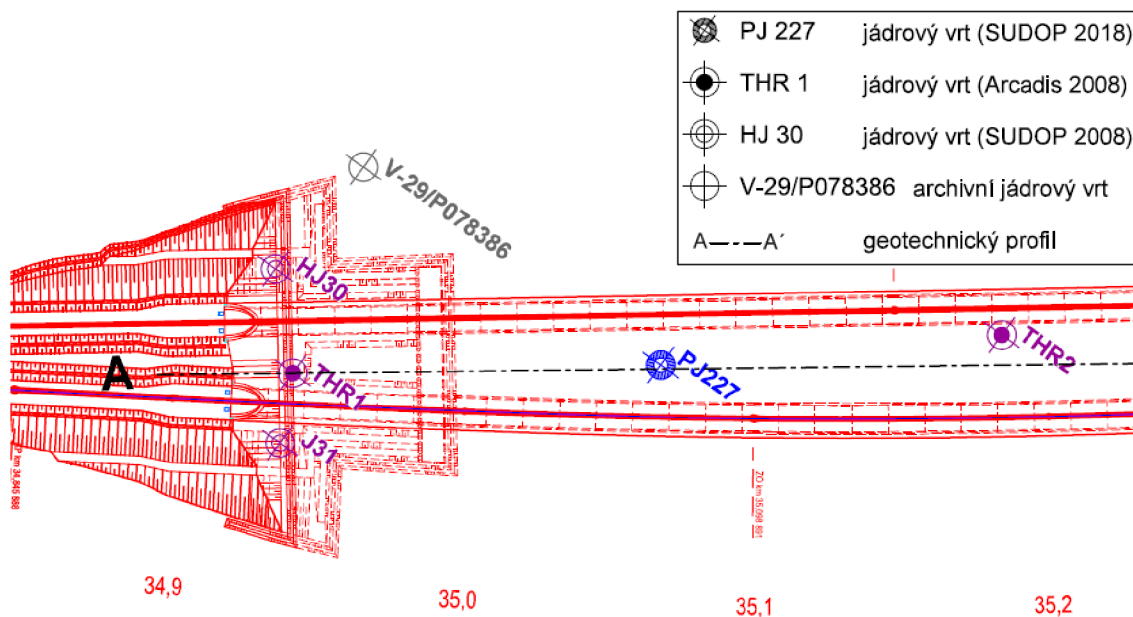
Dle dostupných podkladů se v zájmové lokalitě nevyskytují žádné svahové nestability.

## 2.2.5 Geotechnické poměry

Hlavním zdrojem informací o geotechnických poměrech v zájmové lokalitě je závěrečná zpráva z předběžného geotechnického průzkumu [9].

### 2.2.5.1 Vrtná prozkoumanost

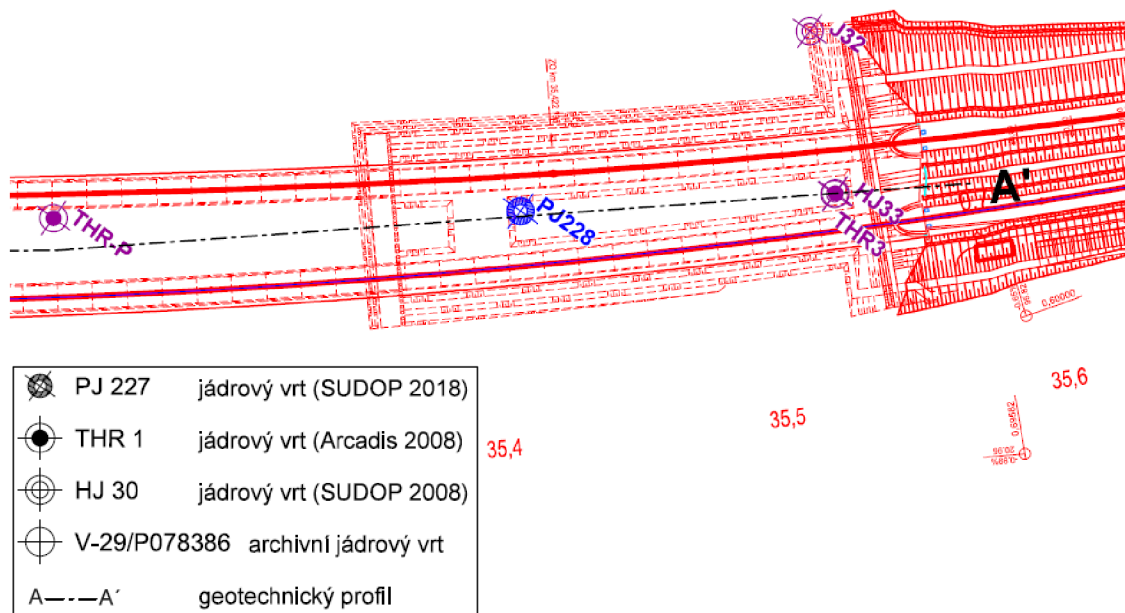
V rámci předběžného geotechnického průzkumu byly realizovány čtyři průzkumné vrty, jedná se o vrty THR1, THR2, THR3 a THR-P. V rámci tohoto průzkumu bylo odvrtno celkem 91 m vrtů a bylo odebráno 7 porušených a 5 neporušených vzorků. Ve vrtu THR-P byla provedena presiometrická zkouška s cílem ověřit deformační vlastnosti zeminy.



**Obr. 4** Situace a legenda průzkumných vrtů v oblasti vjezdového portálu [5]



Z dalších průzkumných vrtů znázorněných na výše a níže uvedených situacích měl autor k dispozici pouze geologický profil bez informací o provedených laboratorních zkouškách a mechanických vlastnostech zemin.

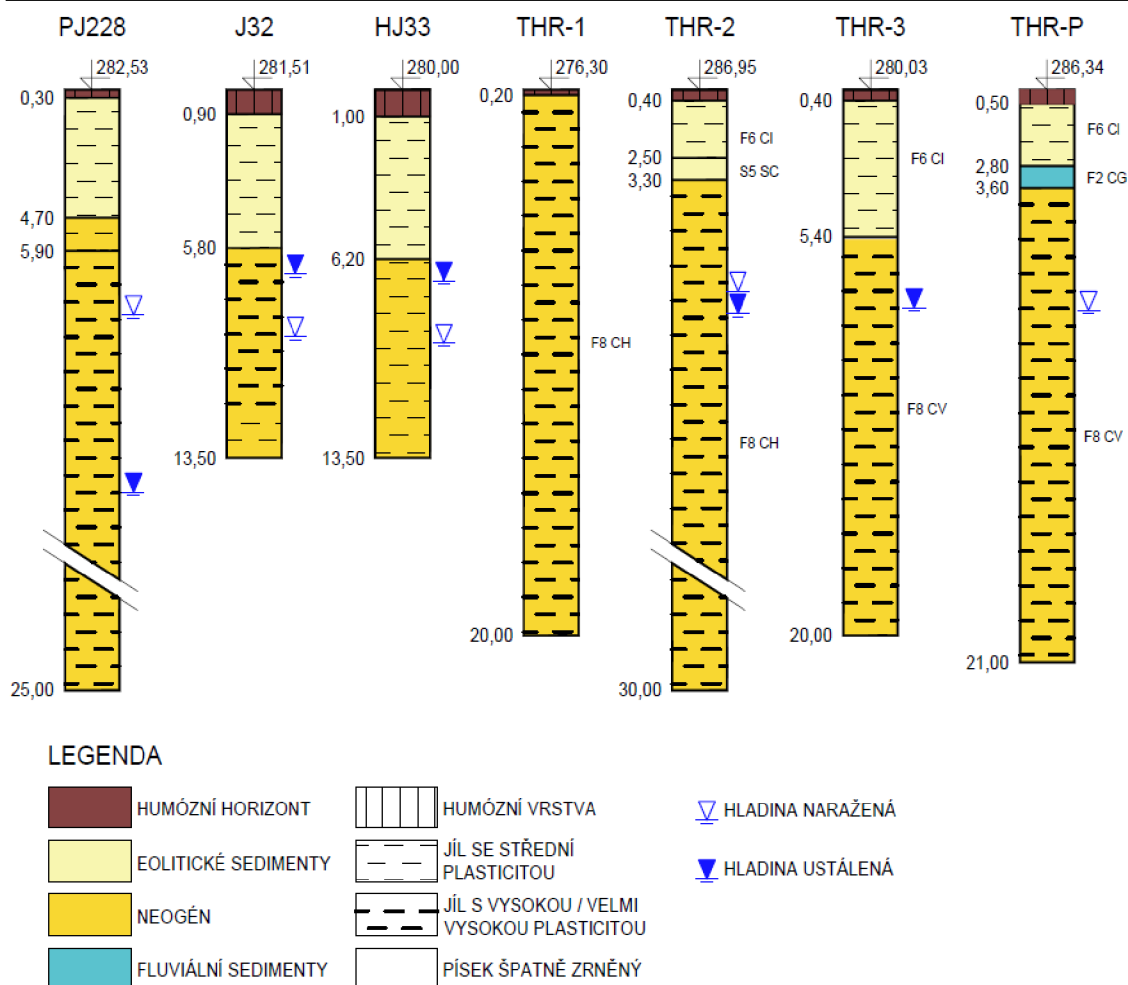


**Obr. 5** Situace a legenda průzkumných vrtů v oblasti řešeného výjezdového portálu [5]

Na obrázku 6 jsou pak zobrazeny geologické profily realizovaných průzkumných vrtů. Z těchto profilů je patrné, že převažujícím geotechnickým typem zastižených zemin jsou překonsolidované miocenní jíly s vysokou až velmi vysokou plasticitou pevné konzistence. V těchto jílech byly také průzkumnými vrty zastiženy časté vložky zvodnělých písků o mocnosti do 10 cm. Dále jsou tyto jíly objemově nestále, a při kontaktu s vodou bobtnají. Z hlediska těžitelnosti se jedná o zeminu 3. třídy. Použití pro opětovný zásyp se nepředpokládá. [9]

Svrchní vrstvy jsou pak často tvořeny sprašemi proměnné mocnosti. Spraše zde představují jíly se střední plasticitou, tuhé až pevné konzistence, které jsou náchylné k prosedání. Za sucha jsou vhodné do násypových těles bez úpravy. V případě že vlhkost přesahuje optimální vlhkost o 2 %, dají se dobře upravit vápnem. Spraše jsou zařazeny do 2. třídy těžitelnosti zemin. [9]

Posledním typem zemin v zájmové oblasti byly jíly štěrkovité, které byly v poměrně malé mocnosti zastiženy pouze ve vrtu THR-P. [9]



**Obr. 6** Geologické profily průzkumných vrtů v portálových oblastech

### 2.2.5.2 Mechanické vlastnosti zemín

V rámci předběžného průzkumu byly doporučeny materiálové charakteristiky zastižených zemín pro matematické modelování. Jedná se o charakteristické parametry odvozené z laboratorních zkoušek. Souhrn těchto parametrů je uveden v následující tabulce.

Geotechnický typ	ČSN 73 1001*	$\gamma$ [kNm <sup>-3</sup> ]	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$E_{def}$ [MPa]	$\nu$ [-]	$k_f$ [ms <sup>-1</sup> ]
Spraše a sprašové hlíny	F6 CI	21,0	28	6	5	0,40	$1,0 \cdot 10^{-9}$
Miocenní jíly štěrkovité	F2 CG	19,5	24	10	20	0,35	$1,0 \cdot 10^{-6}$
Miocenní jíly do 5 m od rozhraní kvartér - miocén	F8 CH, CV	20,5	20	12	5	0,42	$1,0 \cdot 10^{-11}$
Miocenní jíly v úseku 5 - 15 m od rozhraní kvartéru	F8 CH, CV	20,5	20	18	10	0,42	$1,0 \cdot 10^{-9}$
Miocenní jíly - v úseku 15 - 30 m od rozhraní kvartéru	F8 CH, CV	20,5	20	20	15	0,42	$1,0 \cdot 10^{-9}$
Miocenní jíly - v úseku nad 30 m od kvartéru	F8 CH, CV	20,5	20	25	30	0,42	$1,0 \cdot 10^{-9}$

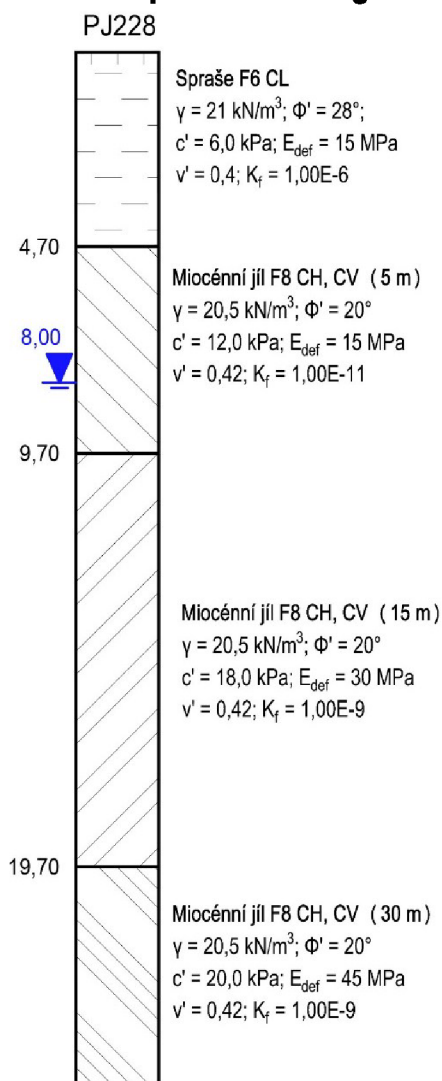
\* V době provádění průzkumu (březen 2009) byla ještě norma ČSN 73 1001 v platnosti.

**Tab. 1** Doporučené hodnoty parametrů zemín v řešené lokalitě [9]



Autoři průzkumu o těchto hodnotách tvrdí, že byly vzhledem ke složitým geologickým podmínkám a náročnosti stavby voleny spíše konzervativně, aby reflektovaly požadavky na dlouhodobou stabilitu konstrukce.

### 2.2.5.3 Reprezentativní geotechnický profil



Obr. 7 Reprezentativní profil

Pro potřeby následujících výpočtů byl vytvořen reprezentativní geotechnický profil, který by měl co nejpřesněji vystihovat skutečné geologické poměry na staveništi. Tento profil pak sloužil jako podklad pro návrhy konstrukcí zajištění stavební jámy, které budou popsány v následujících kapitolách.

Vzhledem k tomu, že se v oblasti řešeného výjezdového portálu nachází pouze jeden průzkumný vrt, byl geologický profil uvažován právě z tohoto vrtu PJ228. Ostatní vrty provedené v zájmové oblasti se ale svým profilem uvažovanému vrtu PJ228 podobají.

Hladina podzemní vody byla pro reprezentativní profil uvažována v hloubce 8 m. U tohoto vrtu se sice jedná o hladinu naraženou, nikoliv ustálenou, ale u ostatních průzkumných vrtů se hladina podzemní vody přibližně v hloubce sedmi až osmi metrů ustálila.

Materiálové parametry zemin byly vyjma deformačních modulů voleny dle doporučení z předběžného geologického průzkumu. U miocénního jílu bylo uvažováno s hloubkou rostoucími deformačními moduly a soudržnostmi.

Pro výpočty pažicích konstrukcí v části 3 *Statický návrh a posouzení variantních řešení*, byly oproti předběžnému průzkumu uvažovány trojnásobně vyšší deformační moduly zemin. Při budování konstrukce zajištění stavební jámy totiž dochází k odlehčování zeminy a je obecně známo, že zemina má při odtížení vyšší tuhost, než při prvotním přitížení. Trojnásobně vyšší tuhost v odtížení byla zvolena na základě zkušeností z numerického modelování a doporučení z inženýrského manuálu k softwaru GEO5 MKP [10].

## 2.3 Stavební řešení tunelu

### 2.3.1 Základní informace o stavbě

Konstrukčně se jedná o dva jednokolejné tubusy dlouhé 637,5 m navržené pro směrové a výškové poměry trati umožňující provoz rychlostí 200 km/h. Vzhledem k nízkému nadloží v portálových oblastech budou tyto části tunelu realizovány jako hloubené.

Úsek	Délka koleje 1 [m]	Staničení koleje 1 [km]	Délka koleje 2 [m]	Staničení koleje 2 [km]
Hloubený, vjezdový portál	62,5	34,9200	62,5	34,9170
		34,9825		34,9795
Ražený	387,5	35,3700	387,5	35,3670
		35,5575		35,5545
Hloubený, výjezdový portál	187,5		187,5	
Celkem	637,5	-	637,5	-

**Tab. 2** Délky ražených a hloubených částí tunel [5]

U ražené částí se vzhledem k její relativně malé délce předpokládá konvenční způsob výstavby.

### 2.3.2 Směrové řešení

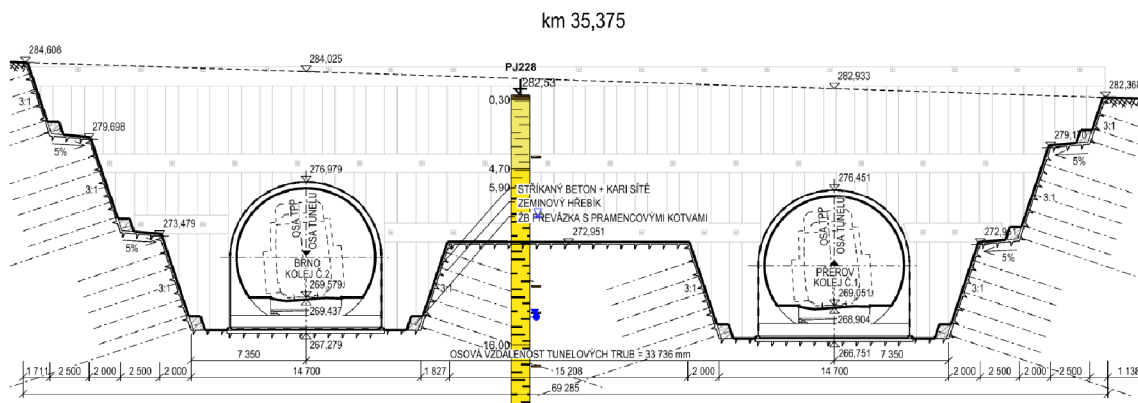
Tunel je navržen v levotočivém směrovém oblouku (poloměr  $R = 21\,500$  m; maximální převýšení koleje  $D = 0,12$  m) se vzájemnou osovou vzdáleností kolejí od 27 do 37 m. [5]

### 2.3.3 Výškové řešení

Tubusy jsou navrženy v konstantním podélném stoupaní 9,91 ‰ do kilometru 35,275, následně 7,37 ‰ pro kolej číslo jedna, a 9,90 ‰ do kilometru 35,492 a pak 6,54 ‰ pro kolej číslo 2. [5]

### 2.3.4 Příčné uspořádání v hloubené části

Tunelové trouby byly v dokumentaci pro územní řízení navrženy v osové vzdálenosti 33,74 m. Projektant navrhl jednu stavební jámu pro oba tubusy, kde zemina nebude odtěžena v celém objemu, ale v ose jámy bude ponechán 6 m vysoký a přibližně 15 m široký násyp který jednak sníží objem odtěžené zeminy a zároveň příznivě ovlivní celkovou stabilitu navržené pažící konstrukce. Pro každý tubus byl uvažován pracovní prostor široký 14,7 m, z toho plyne šířka dna stavební jámy 48,44 m. [5]



**Obř. 8** Šířkové uspořádní v hloubené části tunelu [5]

### 2.3.5 Zajištění stavební jámy a provizorních portálů

U stěn dočasných portálů projektant dokumentace pro územní řízení předpokládá zajištění pomocí vrtaných železobetonových pilot průměru 1,2 m, navržených v osových vzdálenostech 1,5 m. Pilotová stěna by měla být kotvena v několika úrovních pomocí dlouhých pramencových kotev a prostor mezi pilotami vyplněn stříkaným betonem. [5]

Dočasné portály ale nejsou v této diplomové práci řešeny a výše uvedený popis konstrukce má pouze informativní charakter.

Předmětem této diplomové práce je návrh vhodné konstrukce pro zajištění stavební jámy, který je podrobně rozpracován v následujících kapitolách.

### 3 Statický návrh a posouzení variantních řešení

V rámci této kapitoly jsou popsány autorem navržené konstrukce pro zajištění stavební jámy hloubeného úseku tunelu při výjezdovém portálu habrovanského tunelu. Návrhy konstrukcí byly provedeny vždy ve stejném řezu s největší hloubkou výkopu, pro stejné parametry zemin (viz 2.2.4.3 *Reprezentativní geotechnický profil*) a stejné přetížení za konstrukcí od stavební dopravy.

#### 3.1 Varianta 1 - hřebíkový svah

Jako první metoda zajištění řešené stavební jámy bylo zvoleno hřebíkování. Jedná se o zpravidla dočasný způsob zajištění strmých stěn výkopu pomocí zemních hřebíků vkládaných do subhorizontálních vrtů o průměrech 60 až 150 mm vyplněných cementovou zálivkou. Hřebíky jsou nepředepnuté tyčové prvky o průměru 20 až 32 mm opatřené koncovou úpravou umožňující zakotvení do líce tvořeného stříkaným betonem tloušťky zpravidla 10 až 20 cm. Líc ze stříkaného betonu bývá vyztužen KARI sítěmi. Rub hřebíkováného svahu je nutné odvodnit. K tomuto účelu se používají ohebné perforované drenážní trubky Js 40 až 80 mm položené ve spádnici svahu nebo prefabrikované drény. [6] [7]



**Obr. 9** Provádění vrtných prací pro osazení zemních hřebíků [7]

Jak již bylo zmíněno výše, zemní hřebík je nepředepnutý prvek. Napětí je do hřebíku vneseno až přirozenou deformací zemního tělesa po provedení výkopu. Proto, aby byly jednotlivé etáže hřebíků správně aktivovány, musí být výkop prováděn po etapách. Postup prací při realizaci hřebíkováného svahu je potom následující:

1. Výkop na 1. etáž hřebíků,
2. Osazení hřebíků první etáže

3. Realizace odvodnění rubu stříkaného betonu
  4. Armovací práce a zhotovení líce stříkaného betonu v požadované tloušťce
  5. Po vytvrdnutí betonu výkop na 2. etáž hřebíků
  6. Osazení hřebíků druhé etáže
- X. Opakování předchozích kroků až po dosažení požadované hloubky výkopu

Pro provádění, monitoring a kontrolu provádění slouží norma ČSN EN 14490 (731055) Provádění speciálních geotechnických prací - Hřebíkování zemin a případně technický předpis Ministerstva dopravy TKP 30 Speciální zemní konstrukce. [8]

### 3.1.1 Popis navržené konstrukce

Hřebíkováný svah byl jako zajištění stavební jámy navržen společností SUDOP Praha a.s. v projektové dokumentaci pro územní řízení [5]. Z této dokumentace byla převzata geometrie svahu (sklony a šířka laviček). Návrh hřebíkování (tj. rastr hřebíků, tloušťka stříkaného betonu atd.) byl ale vzhledem k jinak uvažované geologii přepočítán a optimalizován.

Stěny hřebíkováného svahu jsou tedy navrženy ve sklonu 3:1 a svah je po 6 m výšky odstupňován lavičkami šířky 2,5 m. Líc konstrukce tvoří stříkaný beton tloušťky 15 cm vyztužený ve dvou vrstvách KARI sítí KY49 (8,0x8,0/100x100 mm) s krytím 25 mm, rub stříkaného betonu je odvodněn drenáží.

Průměr, délka a rozdělení zemních hřebíků bylo optimalizováno v rámci každé ze tří navržených etáží následovně:

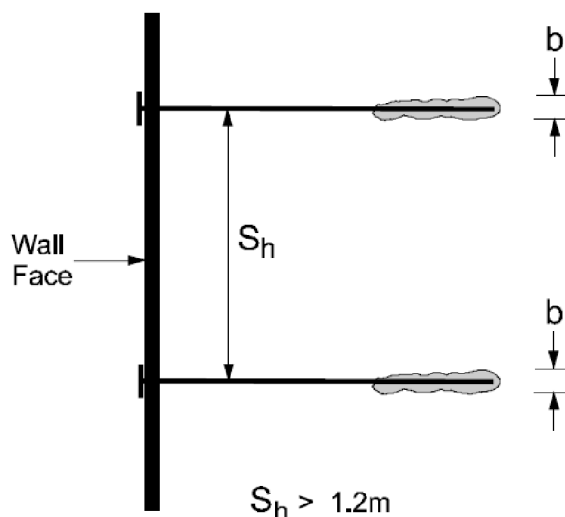
- 1. Etáž – Hřebíky Freyssinet SAS 670 délky 6,0 m a průměru  $\varnothing$  20 mm do vrtu  $d = 80$  mm rozmístěné v rastru 1,0 x 2,0 m
- 2. Etáž – Hřebíky Freyssinet SAS 670 délky 8,5 m a průměru  $\varnothing$  20 mm do vrtu  $d = 80$  mm rozmístěné v rastru 1,0 x 1,5 m
- 3. Etáž – Hřebíky Freyssinet SAS 670 délky 10,5 m a průměru  $\varnothing$  28 mm do vrtu  $d = 80$  mm rozmístěné v rastru 1,0 x 1,5 m

Všechny hřebíky jsou realizovány kolmo ke svahu, tj. subhorizontálně pod úhlem  $18^\circ$ .

Pro zajištění celkové stability konstrukce byly na lavičkách navrženy železobetonové kotevní prahy čtvercového průřezu 0,5 x 0,5 m, přes které je celý svah kotven dočasnými 6 pramenovými kotvami VSL Y1860 S7-15,3 s volnou délkou 15 m, délkou kořene 10 m napnutých na sílu 650 kN. V první kotevní úrovni jsou kotvy navrženy po vzdálenosti 2 m, v druhé po 1,5 m a ve třetí, poslední kotevní úrovni po vzdálenosti 1 m.



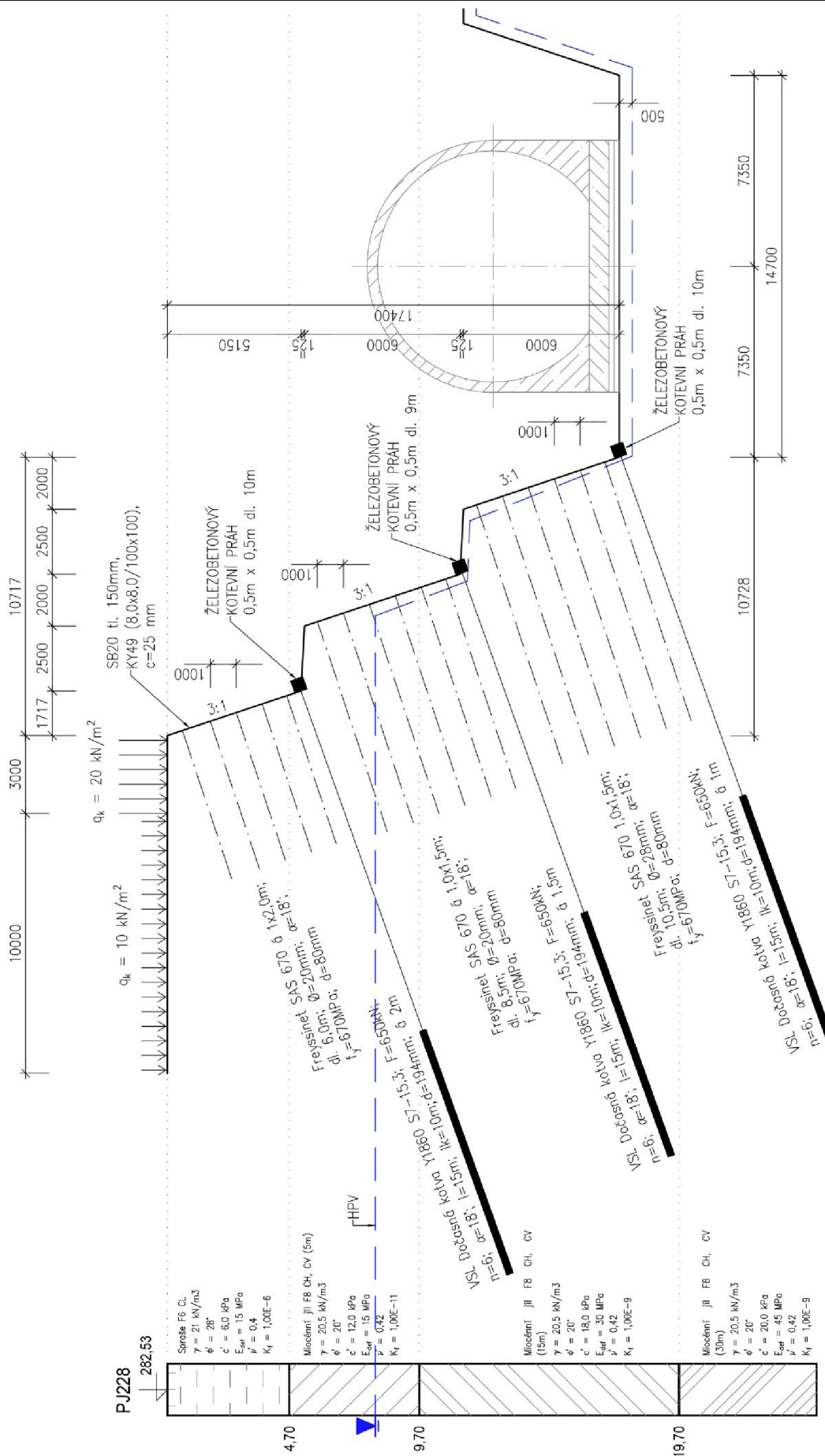
V literatuře (například v [17]) je často zmiňována minimální vzdálenost kořenů kotev, která bývá v závislosti na geologii 1,2 m a více. Při menších vzdálenostech kořenů nastávají problémy s injektáží a se snížením únosnosti kotev vlivem skupinového efektu. Z tohoto důvodu budou muset být kotvy v poslední úrovni provedeny v různých úhlech tak, aby byla zajištěna minimální vzdálenost kořenů alespoň 1,5 m. V praxi by to znamenalo, že první kotva se bude vrtat pod úhlem  $18^\circ$ , následující kotva pod úhlem  $21^\circ$  a další kotva pod úhlem opět  $18^\circ$ .



**Obr. 10** Minimální vodorovná vzdálenost kotev [17]

Na povrchu za konstrukcí svahu je uvažováno s pohybem strojů vozidel o celkové hmotnosti do 24 t ve vzdálenosti do 2 m od rubu konstrukce. Z toho vyplývá užité zatížení s charakteristickou hodnotou  $20 \text{ kN/m}^2$  v pásu 3 m za rubem konstrukce a navazující pás užitého zatížení o charakteristické hodnotě  $10 \text{ kN/m}^2$  a šířce 10 m. [6]

Schéma konstrukce a jejího zatížení je zobrazeno na obrázku 11.



Obr. 11 Schéma konstrukce - varianta 1 hřebíkový svah

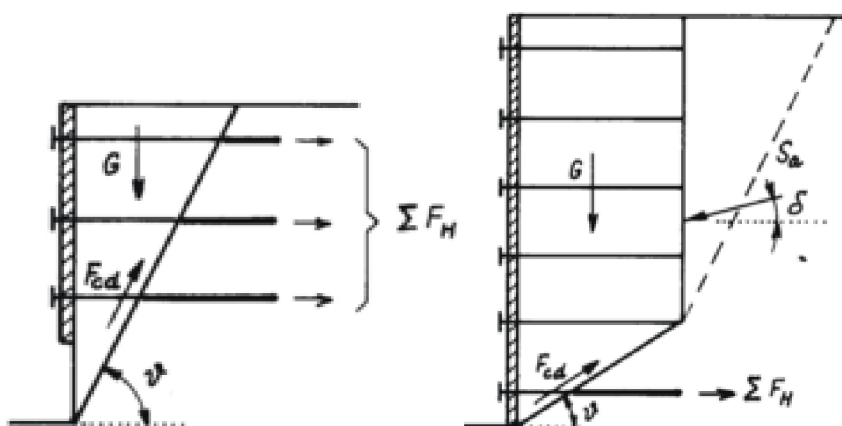
### 3.1.2 Teoretické předpoklady a způsob řešení

V této části jsou popsány důležité principy a teoretické předpoklady, kterých pak bylo využito při samotném statickém řešení konstrukce popsaném v kapitole 3.1.3 *Návrh a statické posouzení*.

Posouzení hřebíkovaného svahu bylo provedeno v programech GEO5 2019, a to konkrétně v modulech Hřebíkový svah a Stabilita svahu. Pro výpočty únosností kotev, zemních hřebíků a železobetonového průřezu byl využit Microsoft Excel 2013 a pro výpočet vnitřních sil na kotevním prahu software Scia Engineer 18.0.

#### 3.1.2.1 Výpočet vnitřní stability hřebíkovaného svahu

Software GEO5 Hřebíkový svah umožňuje posoudit vnitřní stabilitu na rovinné a lomené smykové ploše. Schéma statického působení na těchto smykových plochách je zobrazeno na následujících obrázcích.



**Obr. 12** Vlevo rovinná a vpravo lomená smyková plocha [10]

Výpočet je v programu zautomatizován tak, že úhel smykové plochy  $\vartheta$  se mění v rozsahu 1 až do  $89^\circ$  za účelem nalezení co nejnepříznivějšího stavu. Podmínka pro posouzení potom je, že suma vzdorujících sil na smykové ploše musí být větší než suma sil posouvajících. [10]

Příznivě působící (vzdorující síly) jsou:

- Součet sil, které jsou schopné přenést hřebíky
- Soudržnost zeminy a tření na smykové ploše

Nepříznivě působící posouvající (destabilizující) síly jsou:

- Síly od zemětřesení
- Složka tíhové síly, která je rovnoběžná se smykovou plochou
- Složka aktivního zemního tlaku, která působí rovnoběžně se smykovou plochou. Tato síla má význam pouze u lomené smykové plochy a je počítaná bez redukce vstupních parametrů [10]



### 3.1.2.2 Výpočet únosnosti zemních hřebíků

Únosnost hřebu je závislá na jeho únosnosti proti vytržení, přetržení, únosnosti hlavy hřebíku a jeho poloze vůči smykové ploše.

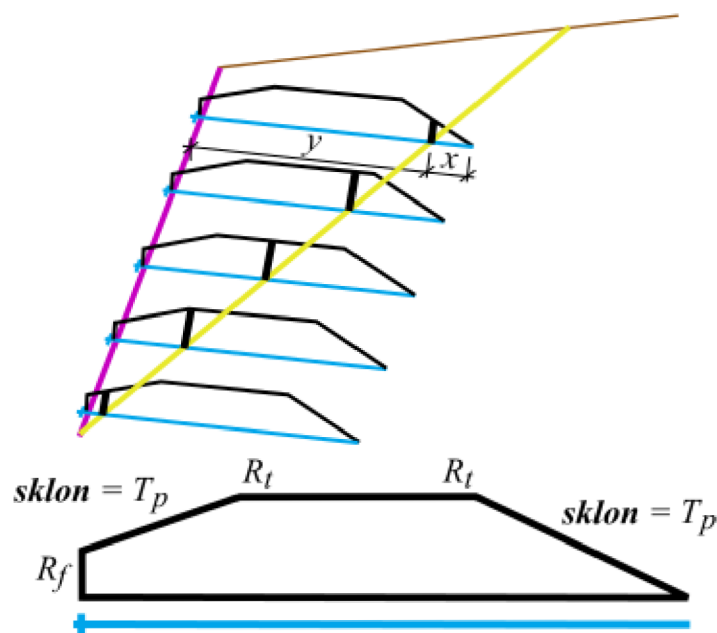
Mohou tedy nastat dva případy vzájemné polohy smykové plochy a hřebíku:

- Celý hřebík leží mimo smykovou plochu
- Smyková plocha protíná hřebík

Pokud hřebík smykovou plochu neprotíná, tak do výpočtu únosnosti vůbec nevstupuje, v opačném případě je únosnost počítána dle následujícího vztahu. [10]

$$F = \min (T_p x; R_t; R_f + T_p y)$$

Schéma statického působení je zobrazeno na následujícím obrázku.



**Obr. 13** Průběh tahové síly po délce hřebu [10]

Do výpočtu tedy vstupuje:

- Únosnost hřebíku na přetržení  $R_t$  [kN]
- Únosnost hřebíku na vytržení  $T_p$  [kN]
- Únosnost hlavy hřebíku  $R_f$  [kN]
- Délka hřebíku – část za smykovou plochou  $x$  [m]
- Délka hřebíku – část před smykovou plochou  $y$  [m]

Únosnost hřebíku na vytržení ze zeminy je závislá na velikosti plášťového tření, průměru vrtu a délce hřebíku. Vypočítá se ze vztahu:

$$T_p = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot f$$

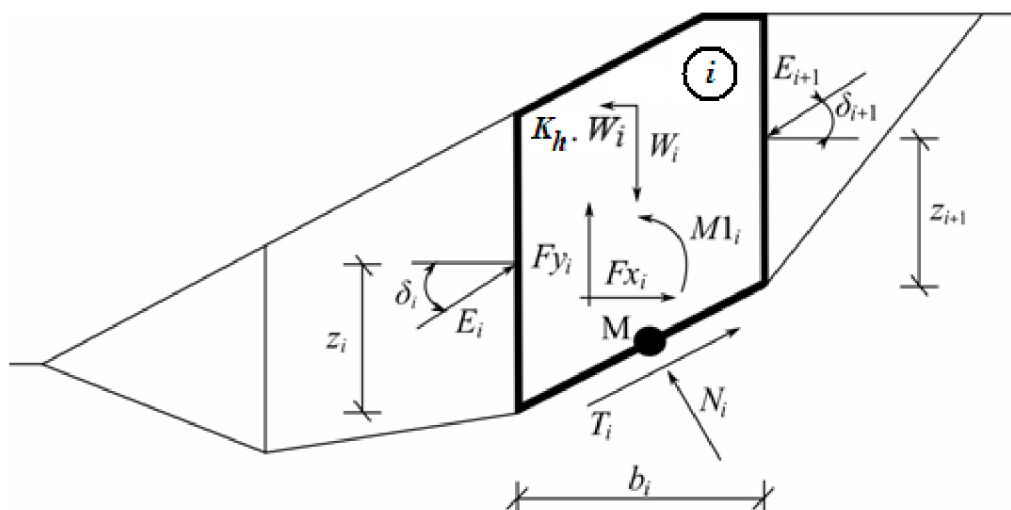
Kde figurují veličiny:

- Průměr vrtu  $d$  [m]
- Délka hřebíku  $l_k$  [m]
- Velikost plášťového tření  $f$  [kPa]

Únosnost na přetržení a únosnost hlavy zemního hřebíku je zpravidla definována výrobcem pro každý typ hřebíku v závislosti na jeho průměru a použitém materiálu.

### 3.1.2.3 Výpočet celkové stability

K řešení celkové stability konstrukce byla v programu GEO5 použita takzvaná Spencerova metoda. Jedná se o obecnou proužkovou metodu mezní rovnováhy, která je založena na splnění rovnováhy momentů a sil na jednotlivých proužcích. Proužky se vytvoří rozdělením oblasti nad smykovou plochou svislými dělicími rovinami. Spencerova metoda je rigorózní metodou, takže splňuje všechny tři podmínky rovnováhy - ve vodorovném i svislém směru a momentovou podmínku. Schéma statického působení sil na proužek je zobrazeno na obrázku níže:



**Obr. 14** Síly působící na proužek při použití Spencerovy metody [10]

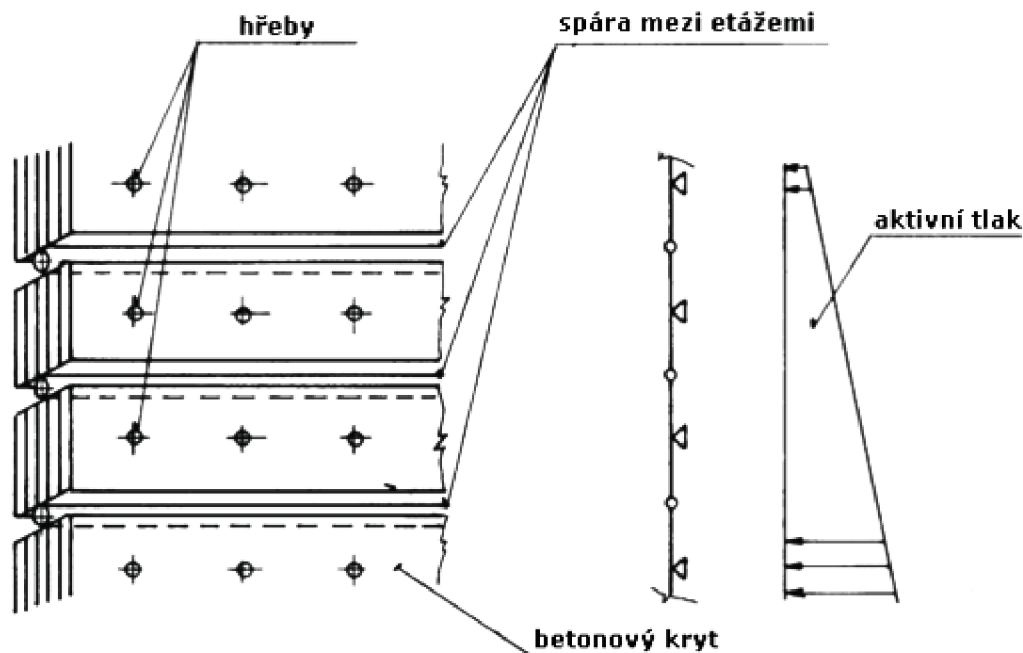
Na proužek tedy působí následující síly:

- Normálová síla na smykové ploše  $N_i$  [kN]
- Smyková síla na smykové ploše  $T_i$  [kN]
- Výslednice pórového tlaku  $U_i$  [kN]
- Vlastní tíha proužku včetně svislého vlivu zemětřesení  $W_i$  [kN]
- Vodorovné účinky zemětřesení ( $K_h \cdot W_i$ ) [kN]
- Silové působení mezi sousedními proužky  $E_i, E_{i+1}$  [kN]
- Ostatní síly působící na proužek  $F_{xi}, F_{yi}$  [kN]
- Moment od sil  $F_{xi}, F_{yi}$  [kNm] [10]

### 3.1.2.4 Dimenzování betonového krytu

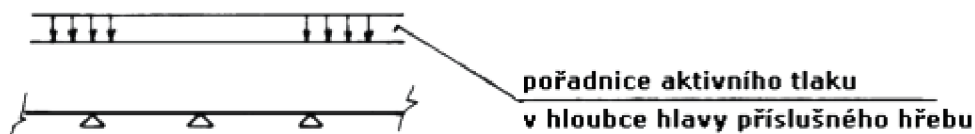
Software GEO5 Hřebíkový svah při dimenzování krytu ze stříkaného betonu uvažuje zatížení aktivním zemním tlakem. Pro účely výpočtu rozděluje konstrukci na jednotlivé mezipodporové dimenzační pruhy.

Ve výpočtovém modelu pro svislý směr je hlava hřebíku modelována jako podpora a spára mezi etážemi jako vnitřní kloub.



**Obr. 15** Schéma výpočtového modelu ve svislém směru [10]

Ve vodorovném směru je jinak teoreticky nekonečně dlouhá konstrukce modelována jako prut s pěti podporami rovnoměrně zatížený velikostí aktivního tlaku v hloubce hlavy nejnižšího hřebíku.



**Obr. 16** Schéma výpočtového modelu ve vodorovném směru [10]

Na takto modelovaných prutových konstrukcích se stanoví průběh ohybových momentu a posouvajících sil. Na tyto účinky je pak následně posouzen železobetonový průřez dle platných norem.

### 3.1.2.5 Vliv podzemní vody a vznik depresního kužele

Z hydrogeologického průzkumu (viz 2.2.3 *Hydrogeologické poměry*) byla určena hladina podzemní vody. Nicméně vzhledem k tomu, že stavební jáma bude hloubena v prostředí prakticky nepropustných neogenních jíílů, je podzemní voda

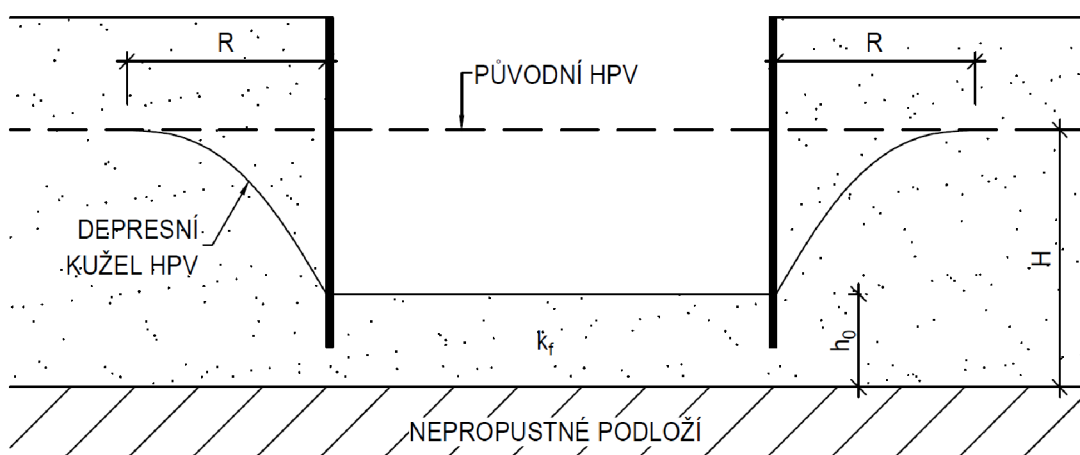
vázána pouze na zvodnělé vložky písků a výsledná hladina podzemní vody je nepravidelná.

U konstrukce hřebíkovaného svahu je navrženo odvodnění rubu stříkaného betonu pomocí perforovaných drenážních trubek díky kterému na konstrukci nebude působit prakticky žádný vodní tlak a proto nebyla hladina podzemní vody ve výpočtech posouzení hřebíkovaného svahu uvažována.

Naopak do výpočtu celkové stability svahu Spencerovou metodou bylo již nutné vliv hladiny podzemní vody zahrnout. Bylo ale uvažováno se vznikem depresního kužele, který příznivě ovlivňuje celkovou stabilitu konstrukce.

### Výpočet depresního kužele

Z hydraulického hlediska je zajišťovaná stavební jáma takzvanou nedokonalou studní, kde se teoreticky nepropustné podloží nachází až pod dnem jámy a přítok je umožněn jak pláštěm tam i dnem.



**Obr. 17** Schéma poklesu hladiny podzemní vody a vniku depresního kužele

Z výše uvedeného schématu vyplývá, že neznámou je poloměr depresního kužele  $R$  [m] a vstupními udají do výpočtu pak:

- Výška hladiny podzemní vody  $H$  [m]
- Vzdálenost dna stavební jámy od nepropustného podloží  $h_0$  [m]
- Filtrační koeficient zeminy  $k_f$  [m/s]

Dosah snížení hladiny (poloměr depresního kužele  $R$ ) pak lze přibližně stanovit pomocí empirických vztahů:

Podle Sichardta:

$$R = 3000 \cdot (H - h_0) \cdot \sqrt{k_f}$$

Nebo podle Kusakina:

$$R = 575 \cdot (H - h_0) \cdot \sqrt{k_f \cdot H}$$

Hodnoty takto vypočtených poloměrů se však mohou značně lišit, proto se v praxi zpravidla uvažuje menší z těchto dvou hodnot. [6]

### Výpočet přítoku do stavební jámy

Přítok do stavební jámy při povrchovém odvodnění se stanoví přibližně jako přítok do neúplné studny o poloměru  $r_s$ , která já rovnoplochá s jámou o ploše  $A$ . [6]

Poloměr fiktivní studně:

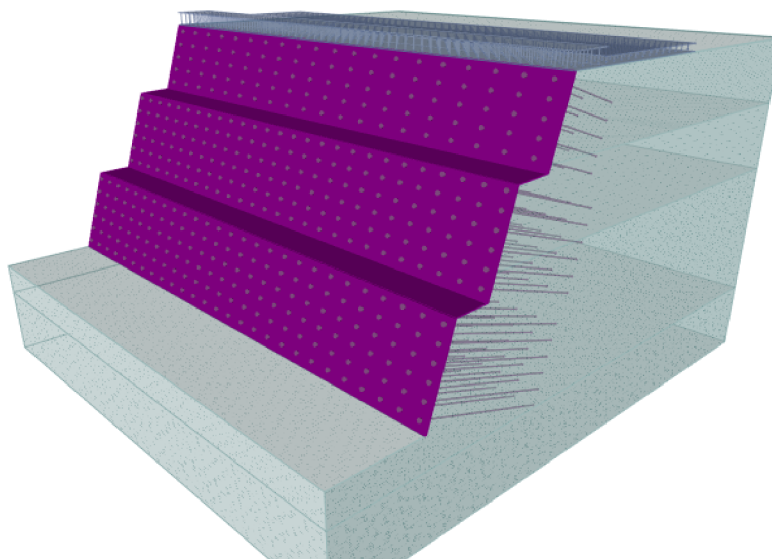
$$r_s = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Vztah pro gravitační přítok vody stěnami stavební jámy má pak tvar:

$$Q_1 = \frac{\pi \cdot k \cdot (H^2 - h_0)^2}{\ln \frac{r_s + R}{r_s}}$$

### 3.1.3 Návrh a statické posouzení

Na základě výše uvedených teoretických poznatků byly provedeny statické výpočty na prokázání bezpečnosti a spolehlivosti konstrukce.



**Obr. 18** 3D model konstrukce – software GEO5 Hřebíkový svah

Pro prokázání spolehlivosti byla konstrukce posuzována dle zásad EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla [11]. Tato norma využívá takzvané návrhové přístupy, což jsou vlastně sady parciálních součinitelů spolehlivosti, které se obecně aplikují na velikost zatížení, parametry zeminy nebo odpory konstrukce. Hodnoty součinitelů se liší jednak dle použitého

návrhového přístupu, ale i podle řešeného typu konstrukce a jsou specifikovány v Příloze A Eurokódu 7 nebo případně upraveny v národní příloze této normy.

Pro posouzení hřebíkovaného svahu byl zvolen návrhový přístup 2, který aplikuje dílčí součinitele na zatížení a na odpor materiálu (tj. únosnost). Pro celkovou stabilitu svahu byl dle zvyklostí v České Republice použit návrhový přístup 3.

V následujících kapitolách jsou popsány pouze výsledky jednotlivých výpočtů. Kompletní statické posouzení je pak uvedeno v příloze A *Varianta 1 - hřebíkový svah*.

### 3.1.3.1 Výpočet poloměru depresního kužele a přítoku vody do stavení jámy

Dosazením do výše uvedených vzorců dostaneme poloměr depresního kužele podle Sichardta:

$$R_S = 3000 \cdot (H - h_0) \cdot \sqrt{k_f} = 3000 \cdot (9,2 - 0) \cdot \sqrt{1,0 \cdot 10^{-9}} = 0,873 \text{ m}$$

A podle Kusakina:

$$R_K = 575 \cdot (H - h_0) \cdot \sqrt{k_f \cdot H} = 575 \cdot (9,2 - 0) \cdot \sqrt{1,0 \cdot 10^{-9} \cdot 9,2} = 0,516 \text{ m}$$

Poloměr depresního kužele uvažovaný v dalších výpočtech má pak hodnotu:

$$R = \min(R_S; R_K) = \min(0,873; 0,516) = 0,516 \text{ m}$$

Poloměr fiktivní studny určený přepočtem plochy stavební jámy na rovnoplochy kruh:

$$r_s = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{5250}{\pi}} = 40,879 \text{ m}$$

Velikost gravitačního přítoku stěnami stavební jámy pak má hodnotu:

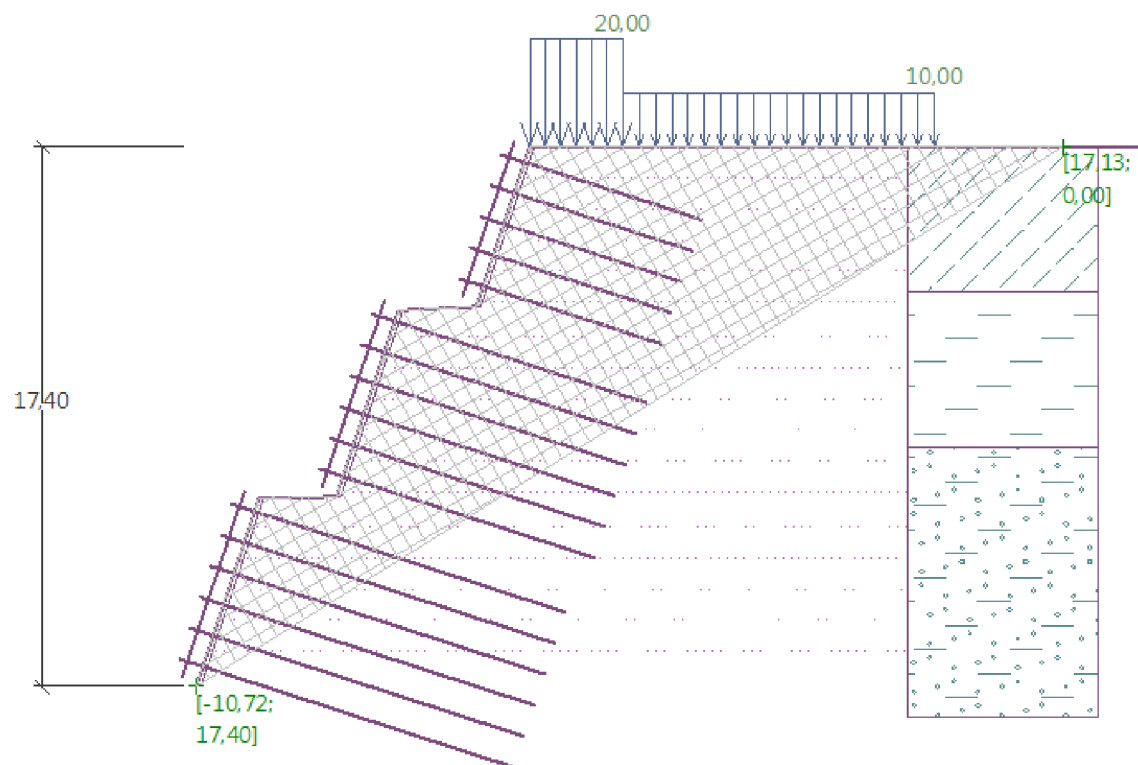
$$Q_1 = \frac{\pi \cdot k \cdot (H^2 - h_0)^2}{\ln \frac{r_s + R}{r_s}} = \frac{\pi \cdot 1,0 \cdot 10^{-9} \cdot (9,2^2 - 0)^2}{\ln \frac{40,879 + 0,516}{40,879}} = 0,00179 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 6,457 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

### 3.1.3.2 Posouzení vnitřní stability

#### Rovinná smyková plocha

Programem GEO5 byla optimalizací vypočítána rovinná smyková plocha s následujícími parametry:

- Úhel smykové plochy = 32,00 °
- Počátek smykové plochy v hloubce = 17,40 m



**Obr. 19** Tvar rovinné smykové plochy po optimalizaci

Vypočteny byly následující nepříznivě působící síly:

- Síly na smykové ploše posouvající (tíhová síla) = 2367,42 kN/m
- Síly na smykové ploše posouvající (tlak) = 0,00 kN/m

A příznivě působící síly na smykové ploše:

- Síly na smykové ploše vzdorující (zemina) = 1833,27 kN/m
- Síly na smykové ploše vzdorující (hřeby) = 641,66 kN/m

Součtem a porovnáním vzdorujících a posouvajících sil na smykové ploše dostaneme:

- Vzdorující síla = 2474,93 kN/m > Posouvající síla = 2367,42 kN/m

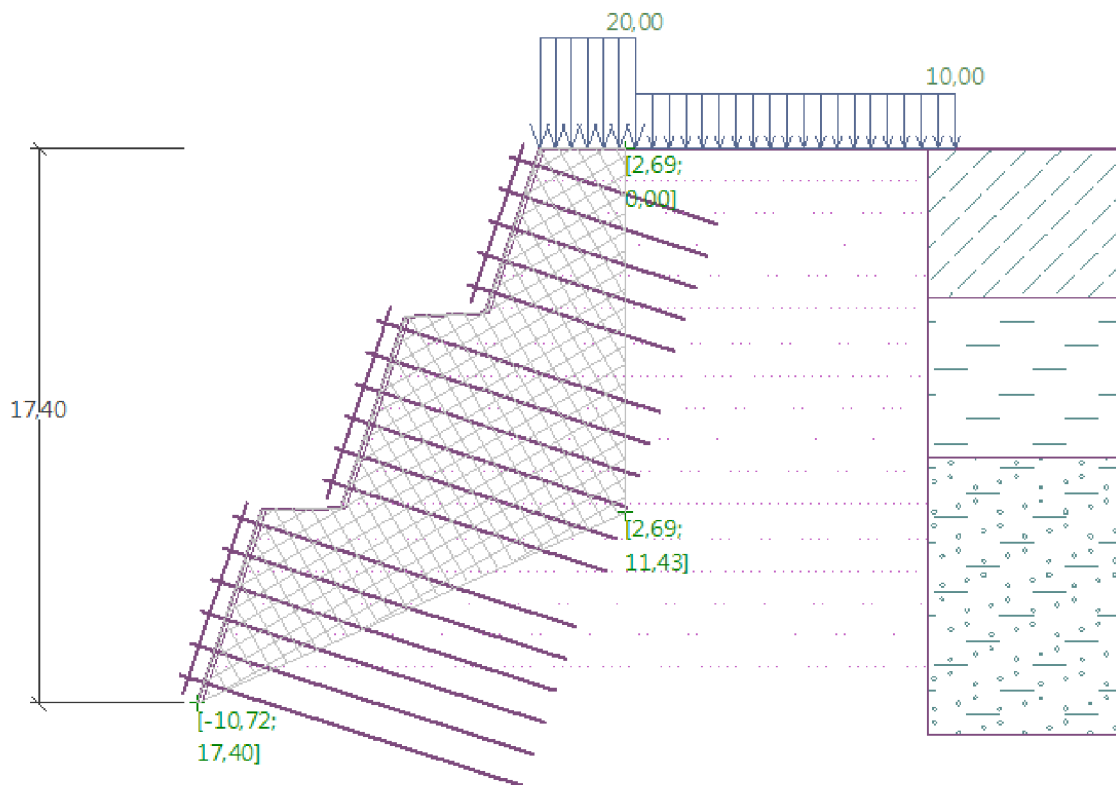
Můžeme tedy konstatovat, že stabilita rovinné smykové plochy vyhovuje.

### Lomená smyková plocha

Obdobný výpočet byl proveden i pro posouzení stability na lomené smykové ploše. Po optimalizaci měla nejnepříznivější smyková plocha následující parametry:

- Úhel smykové plochy = 24,00 °
- Počátek smykové plochy v hloubce = 17,40 m





**Obr. 20** Tvar lomené smykové plochy po optimalizaci

Vypočteny byly následující nepříznivě působící síly:

- Síly na smykové ploše posouvající (tíhová síla) = 1187,40 kN/m
- Síly na smykové ploše posouvající (tlak) = 470,58 kN/m

A příznivě působící síly na smykové ploše:

- Síly na smykové ploše vzdorující (zemina) = 1136,21 kN/m
- Síly na smykové ploše vzdorující (hřeby) = 565,58 kN/m

Součtem a porovnáním vzdorujících a posouvajících sil na smykové ploše dostaneme:

- Vzdorující síla = 1701,79 kN/m > Posouvající síla = 1657,98 kN/m

Můžeme tedy konstatovat, že stabilita rovinné smykové plochy vyhovuje.

### Únosnost hřebíků

V konstrukci byly navrženy následující tři typy zemních hřebíků:

- FREYSSINET SAS 500, Ø 20 mm, dl. 6,5 m, do vrtu d = 80 mm, R = 101,18 kN
- FREYSSINET SAS 500, Ø 20 mm, dl. 8,0 m, do vrtu d = 80 mm, R = 101,18 kN
- FREYSSINET SAS 500, Ø 28 mm, dl. 10,5 m, do vrtu d = 80 mm, R = 198,31 kN

Síla na mezi únosnosti R byla pro tyto hřeby určena jako minimum z únosnosti proti vytržení, přetržení a únosnosti hlavy hřebíku. Výpočet je popsán v příloze A.1 *Posouzení hřebíkového svahu*.



Síla v jednotlivých hřebících byla vypočtena z aktivního zemního tlaku, který byl redukován součinitelem  $k_n$ . Hodnota součinitele  $k_n$  byla dle doporučení tvůrců programu GEO5 a experimentálních zkoušek zvolena 0,85. [10]

Takto vypočtené síly v jednotlivých hřebících se porovnalý s jejich únosností. Posouzení je uvedeno v tabulce níže.

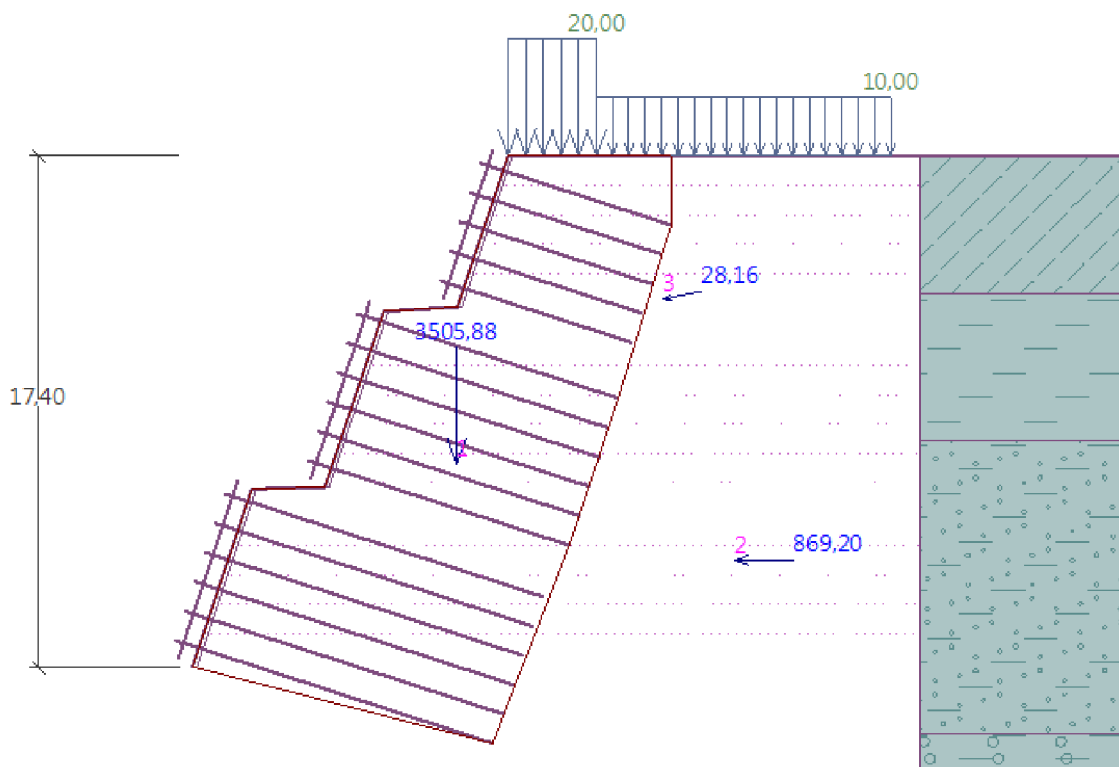
Hřeb č. [-]	Hloubka h [m]	Průměr hřebu Ø [mm]	Únosnost hřebu [kN]	Síla v hřebu [kN]	Využití [%]	Posouzení [-]
1	0,5	20	101,18	3,72	3,7	Vyhovuje
2	1,5	20	101,18	18,25	18,0	Vyhovuje
3	2,5	20	101,18	33,57	33,2	Vyhovuje
4	3,5	20	101,18	34,03	33,6	Vyhovuje
5	4,5	20	101,18	39,38	38,9	Vyhovuje
6	5,63	20	101,18	43,99	43,5	Vyhovuje
7	6,63	20	101,18	55,42	54,8	Vyhovuje
8	7,63	20	101,18	66,63	65,9	Vyhovuje
9	8,63	20	101,18	77,85	76,9	Vyhovuje
10	9,63	20	101,18	82,66	81,7	Vyhovuje
11	10,63	20	101,18	85,39	84,4	Vyhovuje
12	11,76	28	198,31	103,48	52,2	Vyhovuje
13	12,76	28	198,31	107,13	54,0	Vyhovuje
14	13,76	28	198,31	115,05	58,0	Vyhovuje
15	14,76	28	198,31	126,57	63,8	Vyhovuje
16	15,76	28	198,31	138,09	69,6	Vyhovuje
17	16,76	28	198,31	171,48	83,5	Vyhovuje

**Tab. 3** Posouzení únosnosti hřebíků

Z tabulky vidíme, že únosnost všech hřebu je dostatečná. Nejvyššího využití (84,4 %) je dosaženo u hřebu číslo 11.

### 3.1.3.3 Posouzení na posunutí a překlopení

Hřebíkový svah byl posouzen na posunutí a překlopení stejným principem jako se posuzují tížné zdi. Bohužel software GEO5 neumožňuje zadat působení vnější síly, která by modelovala stabilizující účinky navržených kotev, proto je níže uvedené posudky brát s určitou rezervou. Při zahrnutí účinku kotev by výsledná rezerva v únosnosti na posunutí a překlopení byla podstatně vyšší.



**Obr. 21** Stabilizující a destabilizující síly působící na konstrukci

Konstrukce je zatížena aktivním zemním tlakem a jeho přírůstkem od přitížení. Příznivě působí vlastní tíha fiktivní konstrukce. Výsledné vzdorující a klopící momenty jsou:

- Vzdorující moment  $M_{res} = 22738,73 \text{ kNm/m}$
- Klopící moment  $M_{ovr} = 4775,79 \text{ kNm/m}$

Vzdorující moment je vyšší než klopící, proto můžeme říct, že konstrukce vyhovuje (i bez uvážení vlivu kotev) na překlopení, s využitím 21,0 %.

Obdobně byly určeny i vodorovné vzdorující a posunující síly:

- Vzdorující vodorovná síla  $H_{res} = 1352,56 \text{ kN/m}$
- Posunující vodorovná síla  $H_{act} = 1214,72 \text{ kN/m}$

Vzdorující vodorovná síla je větší než síla posunující, proto konstrukce vyhovuje (i bez uvážení vlivu kotev) na posunutí s využitím 89,8 %.

### 3.1.3.4 Posouzení krytu svahu ze stříkaného betonu

Navržený betonový kryt o tloušťce 15 cm vyztužený KARI sítí KY49 (8,0x8,0/100x100 mm) ve dvou vrstvách s krytím 25 mm byl ve svislém i podélném směru posouzen opět programem Hřebíkový svah. Posouzení bylo provedeno dle normy ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2 [15].

## Svislý směr

V dolní části konstrukce je betonový kryt namáhán ve svislém směru kladným ohybovým momentem. Pro posouzení je rozhodující výztuž na rubové straně. Působící zatížení vyvolá moment:

- $M_{Ed, RUB} = 17,25 \text{ kNm/m}$

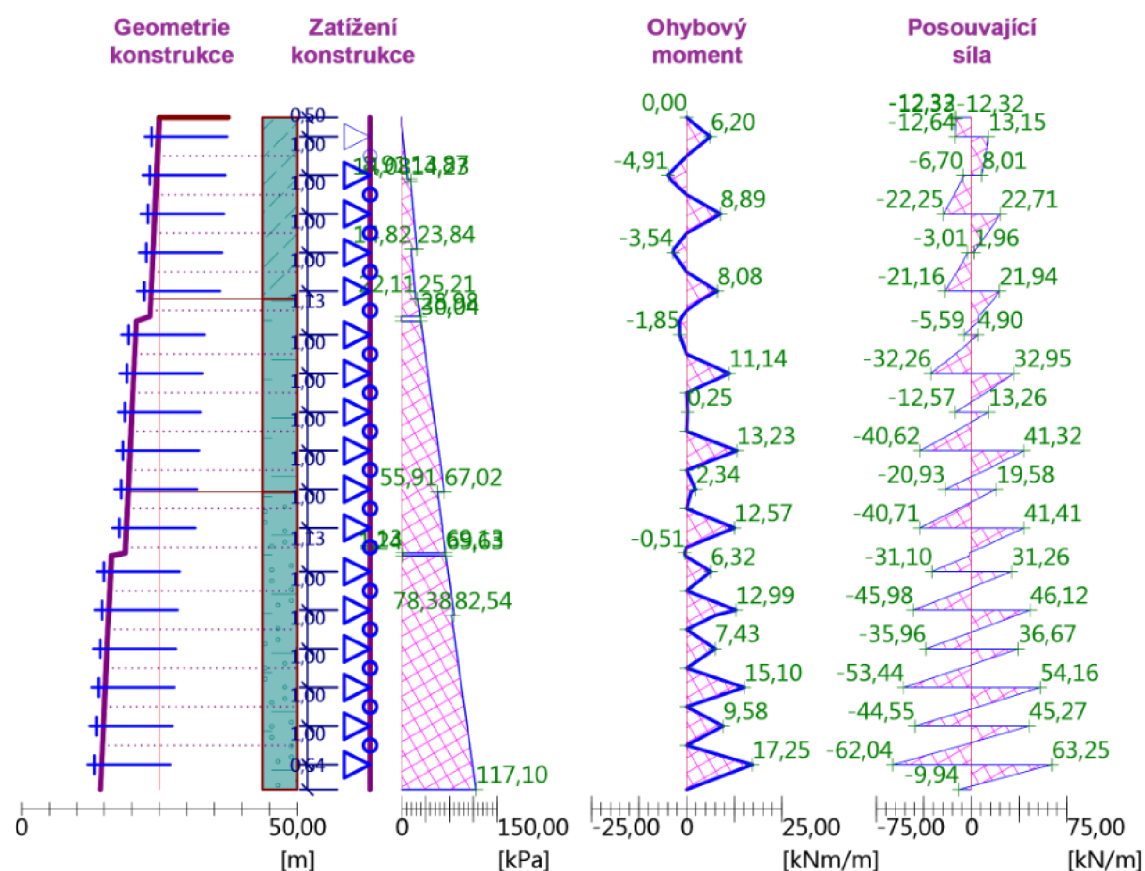
V horní části krytu hřebíkovaného svahu vznikají působícím zatížením také záporné ohybové momenty, proto je nutné vyztužení při obou površích. Maximální ohybový moment působící na líci má hodnotu:

- $M_{Ed, LÍC} = -4,91 \text{ kNm/m}$

Vzhledem ke stejnému vyztužení a krytí betonu při obou površích je moment na mezi únosnosti shodný pro rub a a líc:

- $M_{Rd} = \pm 23,33 \text{ kNm/m}$

Moment na mezi únosnosti je na rubu i lici konstrukce zatížení vyšší než moment od působícího zatížení s využitím 21 % na lícové a 74 % na rubové straně. Navržený betonový kryt vyhovuje ve svislém směru.



**Obr. 22** Průběh vnitřních sil na líci stříkaného betonu ve svislém směru

## Ve vodorovném směru

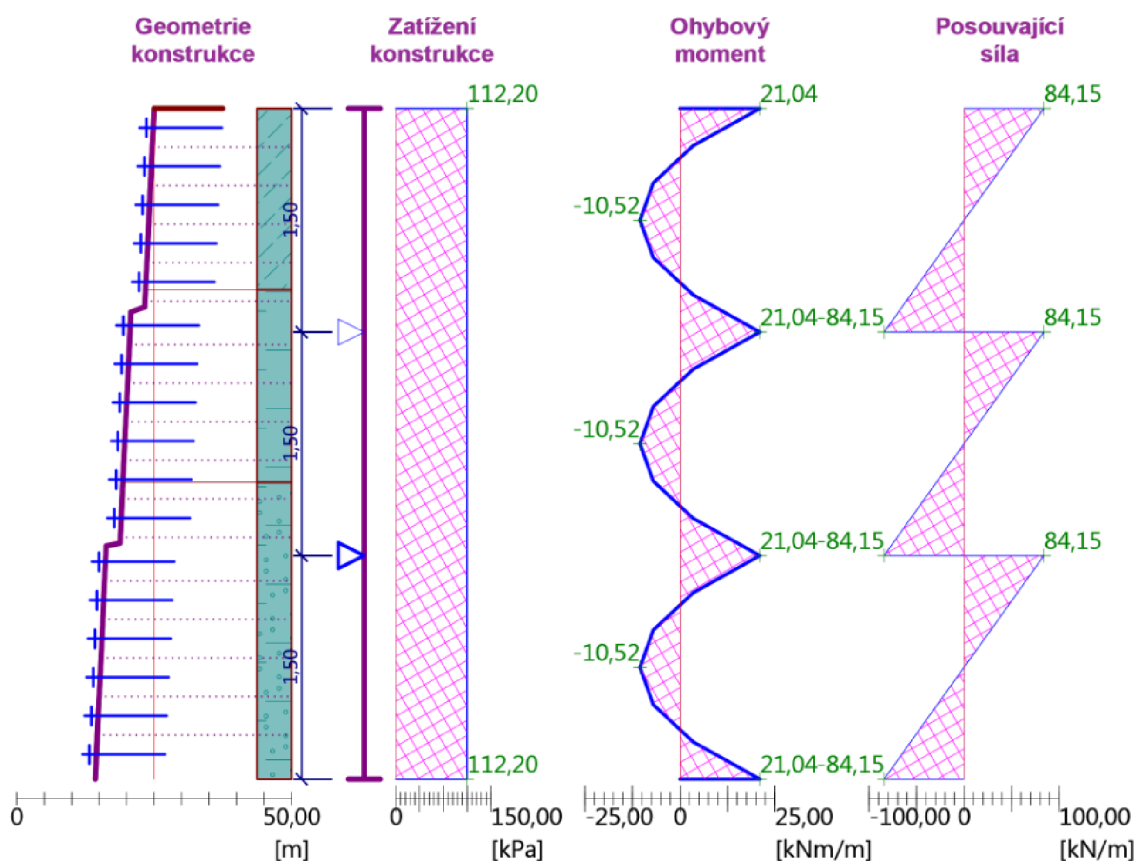
Ve vodorovném směru vznikají opět kladné i záporné ohybové momenty a tudíž je nutná výztuž při obou površích. Hodnoty ohybových momentů od působících zatížení mají hodnoty:

- $M_{Ed, RUB} = 21,04 \text{ kNm/m}$
- $M_{Ed, LÍC} = -10,52 \text{ kNm/m}$

Vzhledem ke stejnému vyztužení a krytí betonu při obou površích je moment na mezi únosnosti shodný pro rub a líc:

- $M_{Rd} = \pm 23,33 \text{ kNm/m}$

Moment na mezi únosnosti je na rubu i líci konstrukce vyšší než moment od působícího zatížení s využitím 45 % na lícové a 90 % na rubové straně. Navržený betonový kryt vyhovuje ve vodorovném směru.



**Obr. 23** Průběh vnitřních sil na líci stříkaného betonu ve vodorovném směru

### 3.1.3.5 Posouzení kotev

Ve všech kotevních úrovních byly shodně navrženy dočasné, 6 pramencové kotvy pevnosti 1860 MPa s volnou délkou 15 m a délkou kořene 10 m, které budou předepnuty na sílu 650 kN. Kotvy byly posouzeny na únosnost, která je dána menší

z únosností na vytržení ze zeminy a únosností táhla kotvy na přetržení. Celý výpočet je uveden v příloze A.3 *Posouzení kotev a hřebíků*.

### Únosnost proti vytržení ze zeminy

Charakteristická únosnost proti vytržení  $R_{e,k}$  byla počítána z plášťového tření dle vztahu:

$$R_{e,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot f$$

Do kterého vstupují veličiny:

- Průměr kořene  $d$  [m]
- Délka kořene  $l_k$  [m]
- Velikost plášťového tření  $f$  [kPa]

Velikost plášťového tření je závislá na geologických podmínkách v jakých se kořen kotvy realizuje a jeho velikost se dá dohledat v odborné literatuře. Po potřeby této práce byla využita tabulka publikovaná v časopise Inženýrské stavby 5/1986 autory Kelin a Mišove [16]. Řešené kotvy se nachází v prostředí miocenních jílu pevné konzistence a na základně zmíněné tabulky byla určena velikost plášťového tření  $f = 130$  kPa.

Charakteristická únosnost proti vytržení byla následně redukována součinitelem spolehlivosti únosnosti předepnutých kotev  $\gamma_e$  o velikosti 1,1 uvedeným v Eurokódu 7, tabulce A.12. [11]

Výsledná návrhová únosnost proti vytržení má pak hodnotu:

- $R_{e,d} = 720,28$  kN

### Únosnost proti přetržení

Výpočet únosnosti táhla kotvy byl proveden podle zásad návrhu předpínací výztuže uvedených v Eurokódu 2 [15]. Smluvní pevnost na mezi kluzu  $f_{p0,1k}$  byla redukována součinitelem spolehlivosti předpínací výztuže  $\gamma_p = 1,15$  a výsledná hodnota byla vynásobena plochou a počtem pramenců. Tím byla určena charakteristická únosnost kotvy na přetržení. Redukcí charakteristické únosnosti součinitelem přetržení táhla kotvy  $\gamma_a = 1,35$  se získala návrhová únosnost na přetržení [6].

- $R_{a,d} = 887,34$  kN

### Výsledná únosnost kotvy a posouzení

Výsledná únosnost kotvy se určí jako menší z hodnot  $R_{e,d}$  a  $R_{a,d}$  a má hodnotu

- $R = 720,28$  kN

Maximální síla působící v kotvě má hodnotu:

- $F_{E,d} = 650,00 \text{ kN}$

Únosnost kotvy je tedy větší než maximální síla působící v kotvě. Kotva vyhovuje na mezní stav únosnosti.

### 3.1.3.6 Posouzení kotevních prahů

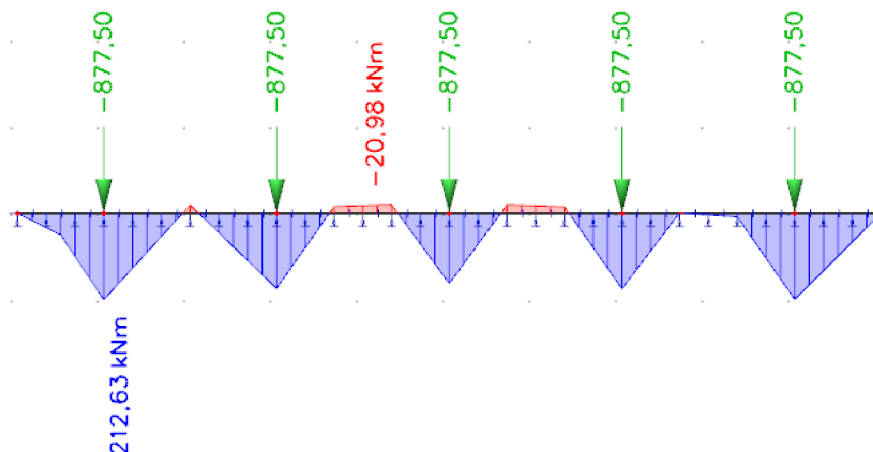
V řešené konstrukci se nachází tři kotevní prahy o shodném betonovém průřezu  $0,5 \times 0,5 \text{ m}$  ale s různým uspořádáním kotev, které jsou navrženy ve vzdálenostech  $2 \text{ m}$ ,  $1,5 \text{ m}$  a  $1 \text{ m}$ . Liší se také deformační moduly neogenního jílu, který bude muset zatížení z kotevních prahů přenést. Pro první kotevní práh je na základě geologického průzkumu uvažován  $E_{\text{def}} = 5 \text{ MPa}$ , pro druhý a třetí kotevní práh  $E_{\text{def}} = 10 \text{ MPa}$ .

#### Výpočet vnitřních sil

Kotevní práh byl modelován v programu SCIA Engineer jako prut délky  $10 \text{ m}$  na pružné podpoře zatížený návrhovými kotevními silami. Tuhost pružné podpory byla konzervativně zvolena stejně velká jako deformační modul zeminy. To znamená:

- Pro první kotevní práh tuhost podpory  $Z = 5 \text{ MN/m}^2$
- Pro druhý a třetí kotevní práh tuhost podpory  $Z = 10 \text{ MN/m}^2$

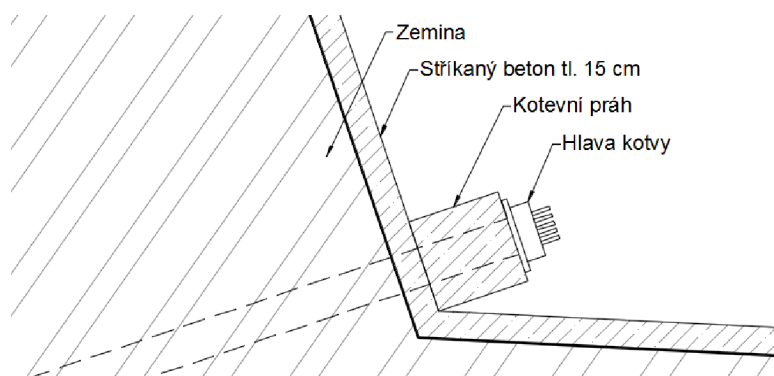
Průběhy ohybových momentů a posouvajících jsou uvedeny u jednotlivých statických posouzení v příloze A.4 *Posouzení kotevních prahů*. Na obrázku níže je jako příklad uveden průběh ohybového momentu pro kotevní práh 1.



**Obr. 24** Průběh ohybových momentů, kotevních prahů číslo 1

Autor považuje tento statický model za konzervativní, protože neuvažuje s lícem z vyztuženého stříkaného betonu, na kterém budou kotevní prahy uloženy.

Vyztužený betonový kryt se také bude podílet na přenosu kotevních sil do zeminy a kontaktní napětí bude nižší, než kdyby kotevní síly přenášel pouze betonový práh.

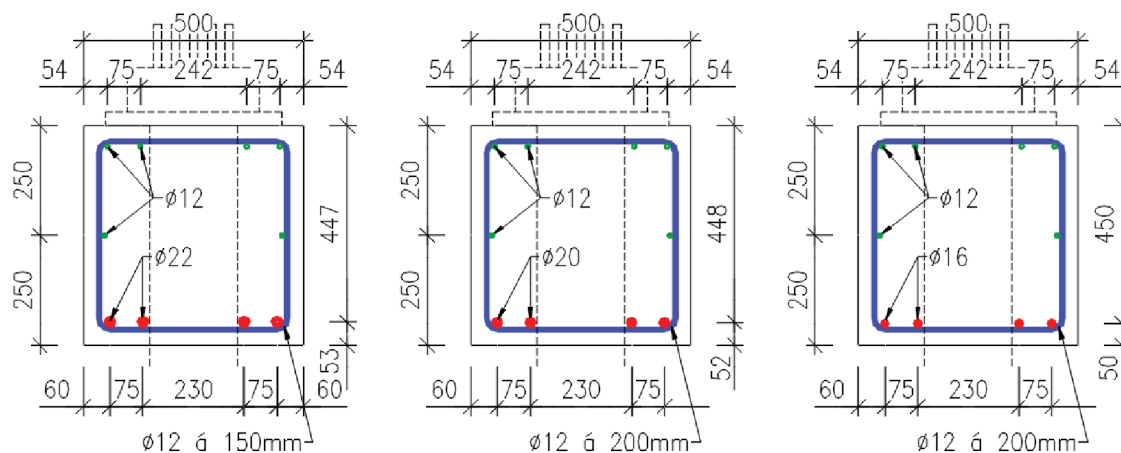


**Obr. 25** Schéma uložení kotevního prahu

Dá se tedy předpokládat, že kdyby se do výpočtu zahrnul i stříkaný beton, výsledné ohybové momenty a posouvající síly na kotevním prahu by byly nižší.

### Posouzení betonového průřezu

Kompletní posudky železobetonových průřezů na ohybový moment, posouvající sílu a ověření konstrukčních zásad podle EC2 jsou uvedeny v příloze A.4. Zde je prezentováno pouze shrnutí výsledků. Schémata vyztužení jsou vyobrazena na obrázku níže:



**Obr. 26** Schémata vyztužení kotevních prahů. Práh 1 vlevo, práh 2 uprostřed a práh 3 vpravo

Pro nejvýše položený kotevních kotevní práh číslo 1 byly vypočteny následující hodnoty působících a vzdorujících ohybových momentů a posouvajících sil:

- $M_{E,d} = 212,63 \text{ kNm}$
- $M_{R,d} = 269,29 \text{ kNm}$
- $V_{E,d} = 319,62 \text{ kN}$
- $V_{R,d} = 400,59 \text{ kN}$



Hodnoty vypočtených odporů konstrukce jsou vyšší než hodnoty účinků na konstrukci. Kotevní práh číslo 1 vyhovuje na mezní stav únosnosti.

Pro kotevní práh číslo 2 byly vypočteny následující hodnoty působících a vzdorujících ohybových momentů a posouvajících sil:

- $M_{E,d} = 160,91 \text{ kNm}$
- $M_{R,d} = 226,86 \text{ kNm}$
- $V_{E,d} = 228,47 \text{ kN}$
- $V_{R,d} = 306,26 \text{ kN}$

Hodnoty vypočtených odporů konstrukce jsou vyšší než hodnoty účinků na konstrukci. Kotevní práh číslo 2 vyhovuje na mezní stav únosnosti.

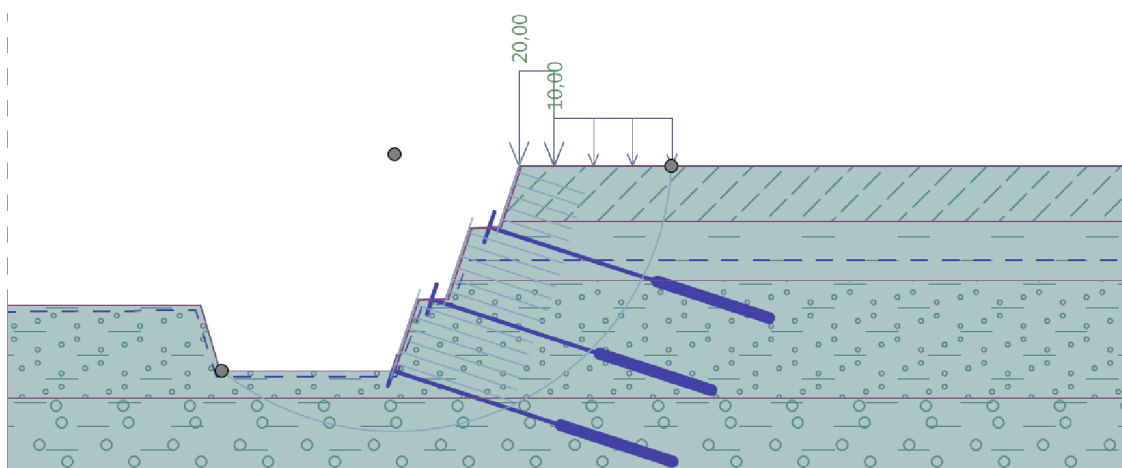
Pro poslední, nejnižže položený kotevní práh číslo 3 byly vypočteny následující hodnoty působících a vzdorujících ohybových momentů a posouvajících sil:

- $M_{E,d} = 108,49 \text{ kNm}$
- $M_{R,d} = 150,02 \text{ kNm}$
- $V_{E,d} = 227,41 \text{ kN}$
- $V_{R,d} = 316,44 \text{ kN}$

Hodnoty vypočtených odporů konstrukce jsou vyšší než hodnoty účinků na konstrukci. Kotevní práh číslo 3 vyhovuje na mezní stav únosnosti.

### 3.1.3.7 Posouzení celkové stability

Celková stabilita konstrukce byla posouzena v programu GEO5 Stabilita svahu kde byla vymodelována celá konstrukce včetně protisvahu a hladiny podzemní vody s uvážením depresním kuželem. Výpočet byl proveden Spencerovou metodou dle návrhového přístupu 3. Tvar smykové plochy byl programem optimalizován, aby se našel její co nejnepříznivější tvar. Výsledné využití stability má hodnotu 92,5 %, můžeme tedy konstatovat, že svah vyhovuje z hlediska celkové stability.



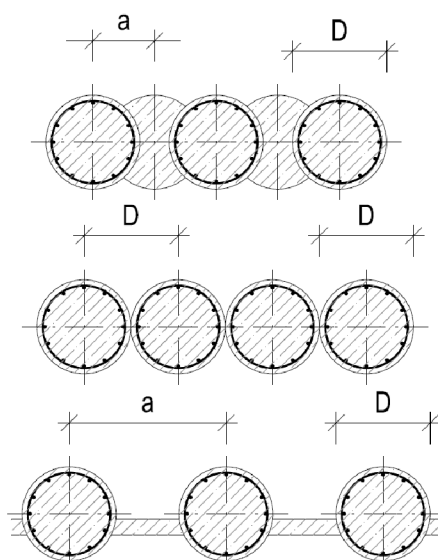
**Obr. 27** Globální stabilita hř. svahu – smyková plocha vypočtená dle Spencera



## 3.2 Varianta 2 - pilotová stěna

Jako druhá varianta zajištění stavební jámy byla navržena pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností pilot kotvena ve více úrovních pramencovými kotvami.

Obecně se pilotové stěny podle osového uspořádání pilot rozdělují na pilotové stěny převrtávané, tangenciální a stěny s velkou osovou vzdáleností.



**Obr. 28** Pilotová stěna převrtávaná, tangenciální a s velkou osovou vzdáleností

Převrtávané pilotové stěny nacházejí využití zpravidla jako těsnící konstrukce, namáhané hydrostatickým tlakem. Realizují se tak, že se nejprve provede předepsaný počet takzvaných primárních pilot, které jsou tvořeny pouze prostým betonem. Po částečném vytvrdnutí betonu se primární piloty z části převrtají pilotami sekundárními, které jsou již vyztuženy armokošem dle statického výpočtu. Případné kotvení stěny se pak provádí přes nevyztužené primární piloty.

Tangenciální pilotové stěny nachází uplatnění v případech kdy je pažící konstrukce mimořádně namáhaná. Navrhují se, pokud ze statických důvodů nelze použít pilotovou stěnu s velkou osovou vzdáleností. S výhodou je možnost realizovat kotvy mezi dvojice pilot bez nutnosti budovat předsazené převázky. Tangenciální pilotová stěna není považována za vodotěsnou konstrukci. [18]

U pilotových stěn s velkou osovou vzdáleností je osová vzdálenost pilot vždy větších než jejich průměr. Mezery mezi pilotami se navrhují zpravidla v šířce 0,5 – 1 násobku průměru piloty a jsou vyplněny plochými klenbami ze stříkaného betonu. Vždy je vhodné provést odvodnění rubu konstrukce, například pomocí plochých prefabrikovaných drénů. Kotvení konstrukce se provádí přes předsazené ocelové nebo železobetonové převázky.

Další možnost rozdělení pilotových stěn (a pažících konstrukcí obecně) je podle způsobu kotvení. Způsob kotvení se volí v závislosti na hloubce stavební jámy a z toho vyplývající velikosti ohybového namáhání pažící konstrukce a šířce stavební jámy nebo nárocích na volný prostor v jámě. Rozeznáváme pažící konstrukce:

- Volně stojícím, tj. nekotvené a nerozepřené – vhodné pro malé hloubky
- Jednou nebo vícenásobně kotvené – kotvení zpravidla pramenovými kotvami
- Rozepřené – vhodné pro malé šířky stavebních jam, rozpěry zároveň omezují prostor ve stavební jámě

### 3.2.1 Popis konstrukce

Jako druhá varianta zajištění stavební jámy při výjezdovém portálu byla zvolena pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností na celou hloubku jámy tvořená pilotami průměru 900 mm, délky 25 m a osovou vzdáleností 1,5 m.

Kotvení této pilotové stěny je navrženo pomocí dočasných pramenových kotev VSL Y1860 S7-15,3 v celkem čtyřech úrovních. V první úrovni jsou použity čtyřpramencové kotvy po vzdálenosti 3 m, které přenáší kotevní sílu do pilot přes ocelové převázky z dvojce profilů UPN260. Kotvení v úrovních 2, 3 a 4 je pak navrženo shodně z šestipramencových dočasných kotev po vzdálenostech 1,5 m a přes 6 m dlouhé převázky z dvojce profilů UPN320 z oceli třídy S235. Převázky jsou vždy osazeny ve sklonu kotvy.

Výplň mezi pilotami je provedena ze stříkaného betonu třídy SB25 (C20/25) tloušťky 15 cm vyztuženého pouze konstrukční výztuží z KARI sítí AQ60 (6,0x6,0/100x100) v polovině tloušťky stříkaného betonu. Za rubem konstrukce pak bude provedena drenáž pomocí perforovaný polyethylenových trubek.

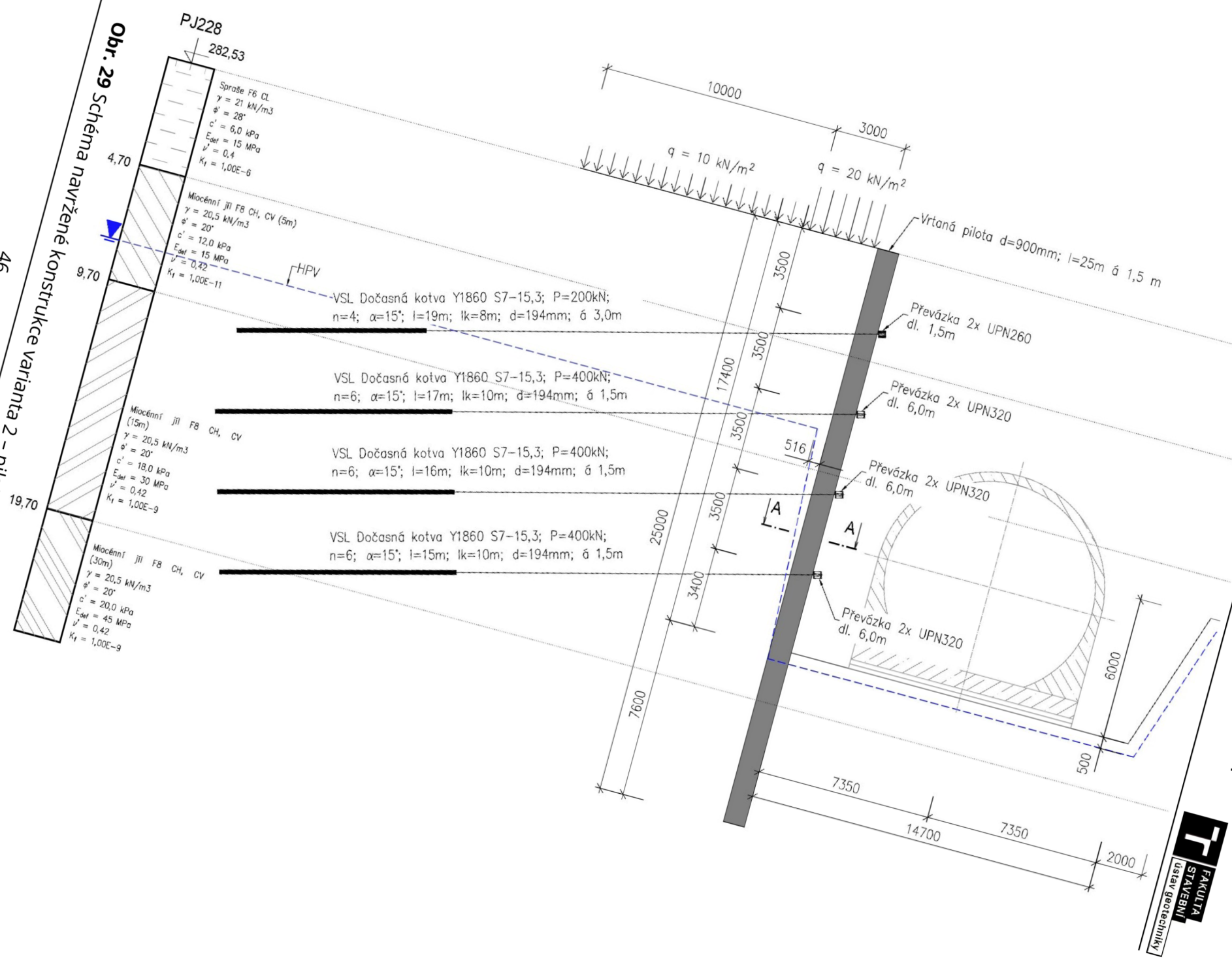
Stejně jako u hřebíkováného svahu je na povrchu za konstrukcí uvažováno s pohybem strojů vozidel o celkové hmotnosti do 24 t ve vzdálenosti do 2 m od rubu konstrukce. Z toho vyplývá užité zatížení o charakteristické hodnotě 20 kN/m<sup>2</sup> v pásu 3 m za rubem konstrukce a navazující pás užitého zatížení o charakteristické hodnotě 10 kN/m<sup>2</sup> a šířce 10 m.

Piloty budou vyztuženy na ohyb 12 kusy prutů průměru 26 mm a proti působení posouvajících sil spirálem průměru 12 mm se stoupáním 200 mm.

Na následující straně je vyobrazeno schéma navržené konstrukce pilotové stěny.

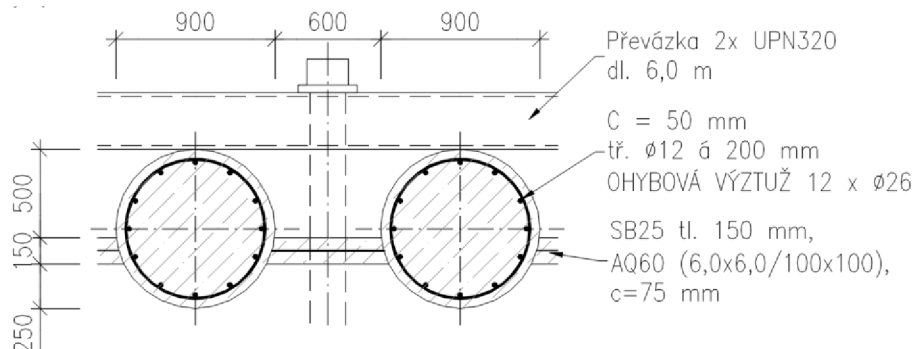
**Obr. 29** Schéma navržené konstrukce varianty 2 – pilotová stěna

46



NÁVRH ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY HLUBENÉHO ÚSEKU TUNELU NA TRATI BRNO-PŘEROV  
 DIPLOMOVÁ PRÁCE  
 Bc. JIŘÍ UMLAUPEK

Na obrázku níže je pak uveden schématický řez A-A který je veden přibližně ve dvou třetinách hloubky stavební jámy.



**Obr. 30** Schéma navržené konstrukce varianta 2 – pilotová stěna, řez A-A

### 3.2.2 Teoretické předpoklady a způsob řešení

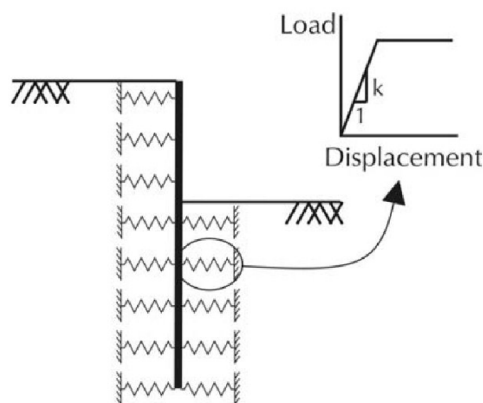
V této části jsou popsány některé principy, kterých bylo využito při samotném statickém řešení konstrukce popsaném v kapitole 3.3.3 *Návrh a statické posouzení*. Některé teoretické principy, které jsou pro výpočet této konstrukce použity, již byly popsány výše, v kapitole 3.2.3 u konstrukce hřebíkováného svahu (například výpočet stability svahu). Zde budou přiblíženy pouze předpoklady a principy které dosud nebyly v této práci vysvětleny.

Posouzení pilotové stěny bylo provedeno v programech GEO5 2019, a to konkrétně v modulech Pažení posudek a Stabilita svahu. Pro výpočty únosností kotev byl stejně jako u hřebíkováného svahu využit Microsoft Excel 2013 a pro výpočet vnitřních sil na převázkách software Scia Engineer 18.0

#### 3.2.2.1 Metoda závislých tlaků

Tradiční metody návrhu pažících konstrukcí, kde je konstrukce uvažována jako nosník na tuhých podporách, naráží u náročnějších, vícenásobně kotvených konstrukcí na omezení v oblasti redistribuce zemních tlaků. V závislosti na výběru vhodného redistribučního obrazce mohou být výsledky značně zkreslené.

Pro řešenou konstrukci je dle autora vhodnější použít metodu, kdy je pažící konstrukce modelována jako nosník na pružném podkladu, která bývá nazývána metodou závislých tlaků (*subgrade reaction approach*). Při této metodě je zemina nahrazena ideálními pružno-plastickými pružinami, často také nazývanými jako Winklerovy pružiny. [19]



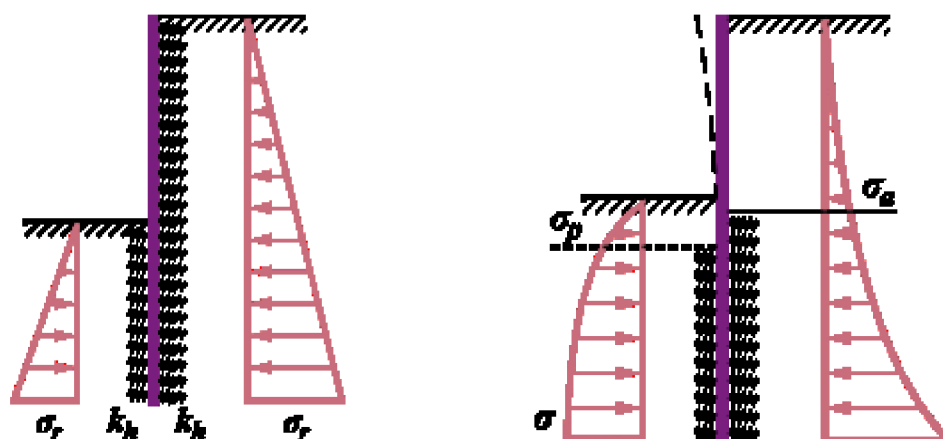
**Obr. 31** Model zeminy jako lineárně elastických/perfektně plastických pružin [19]

Chování těchto pružin je určeno jednak modulem reakce  $k_h$ , který bude vysvětlen níže, ale také omezujícími deformacemi, při jejichž dosažení se zemina chová jako ideálně plastická. Ve výpočtu jsou zavedeny následující předpoklady:

- Na konstrukci která není deformovaná, působí pouze zemní tlak v klidu  $\sigma_r$
- Na konstrukci působící zemní tlak může nabývat hodnoty mezi aktivním zemním tlakem  $\sigma_a$  a pasivním zemním tlakem  $\sigma_p$ . Zemní tlak nemůže z tohoto intervalu vybočit. [10]

Z hlediska praktického řešení se jedná o iterační řešení, kdy se v každém kroku přepočítává velikost zemních tlaků v závislosti na deformaci pažící konstrukce.

Postup výpočtu je takový, že v prvním kroku se všem pružinám přiřadí modul reakce podloží  $k_h$  a konstrukce se zatíží zemním tlakem v klidu. Následně se provede výpočet a kontrola splnění podmínek o velikosti zemních tlaků. V částech konstrukce kde tyto podmínky nejsou splněny, se přiřadí nulový modul reakce podloží a stěna se zatíží plným aktivním nebo pasivním tlakem. Iterace probíhají do té doby, než jsou splněny všechny podmínky. [10]



**Obr. 32** Zemní tlaky před první iterací (vlevo) a během iterací (vpravo) [10]



Protože je v dalších fázích uvažováno s plastickými deformacemi pažící konstrukce, musí se do výpočetního programu zadat všechny jednotlivé fáze budování konstrukce.

### Modul reakce podloží

Modul reakce podloží popisuje chování pružin v pružné oblasti. Obecně odpovídá tuhosti pružiny ve Winklerově modelu a charakterizuje vztah mezi zatížením tuhé desky a jejím zatlačením do zeminy. V rámci geotechnického průzkumu nelze tento parametr jednoznačně stanovit, proto se používají hodnoty získané z korelačních vztahů, odborné literatury nebo odhadnuté na základě zkušeností inženýra. [6] [10]

Software GEO5 umožňuje následující metody výpočtu modulu reakce podloží:

- dle Schmitta
- dle CUR 166
- dle Chadeissona
- z výsledků presiometrické zkoušky
- z výsledků dilatometrické zkoušky
- dle čínských norem (metoda "c", "k" nebo "m")
- iterací z přetvárných charakteristik zemin
- průběhem (kdy se zadává průběh  $k_h$  před a za konstrukcí)
- jako parametr zeminy hodnotou [10]

V následujících výpočtech byl model reakce podloží určen podle Schmitta, kde se využívá vztahu do kterého vstupuje ohybová tuhost konstrukce  $E \cdot I$  a edometrický modulu zeminy  $E_{oed}$ .

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

### 3.2.2.2 Zavedení spolehlivostní rezervy do metody závislých tlaků

Při výpočtu prvního mezního stavu předepisuje Eurokód 7 použití návrhových přístupů, které aplikují parciální součinitele spolehlivost na zatížení, materiálové vlastnosti a odpor konstrukce. Použití parciálních součinitelů na parametry zeminy má ale vliv na velikosti součinitelů aktivního a pasivního zemního tlaku, které slouží k definování elastického a perfektně plastického chování Winklerových pružin. To může mít za následek nereálné chování konstrukce a z toho plynoucích velikosti vnitřních sil. [19]

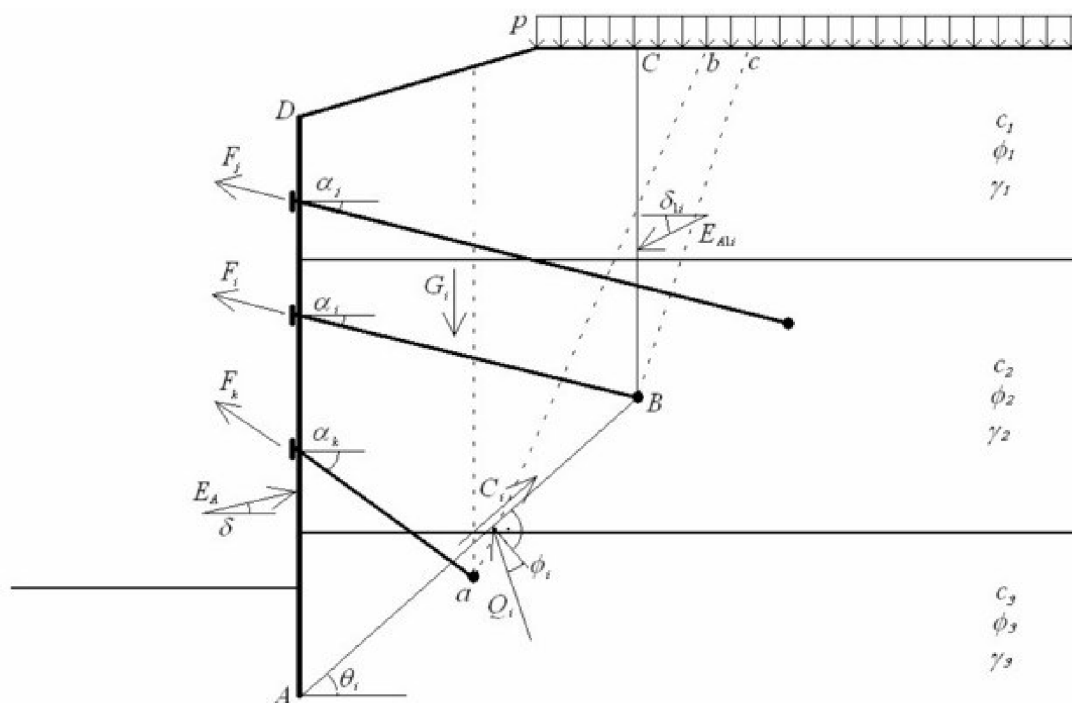
Možnost řešení nabízí britská norma CIRIA C580 [20], která pro výpočet mezního stavu únosnosti doporučuje redukovat tuhost pružin na polovinu. Tím

je docíleno větší stlačitelnosti zeminy a to má za důsledek vyšší vnitřní síly na pažící konstrukci. Bohužel software GEO5 Pažení posudek tuto redukci neumožňuje.

Proto byl použit alternativní postup kdy veškeré zatížení a materiálové parametry zemin do výpočtu vstupovaly neredukované, v charakteristických hodnotách. Součinitelem spolehlivost byly násobeny až výsledné hodnoty vnitřních sil. Tento součinitel byl pro mezní stav únosnosti zvolen ve většině případů o velikosti 1,5 a pro mezní stav použitelnosti o velikosti 1,0.

### 3.2.2.3 Vnitřní stabilita

Program Pažení posudek posuzuje vnitřní stabilitu kotevního systému v každé fázi pro každou vrstvu kotev samostatně tak, že se hledá síla, která uvede do rovnováhy soustavu sil působící na blok ABCD znázorněný na obrázku níže.



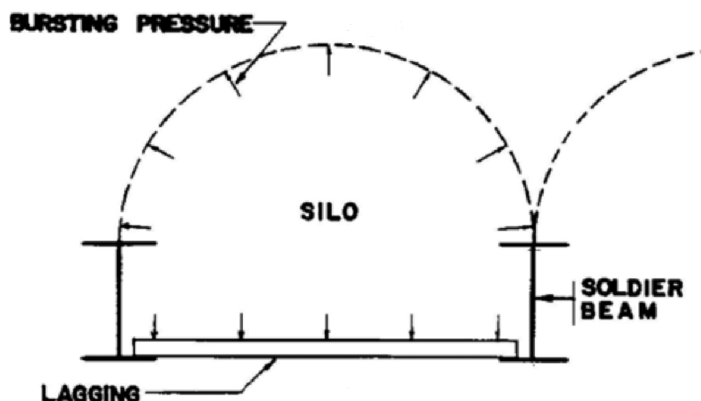
Obr. 33 Schéma výpočtu vnitřní stability [10]

Bod A je umístěn do takzvané teoretické paty pažící konstrukce, která představuje bod, v němž je součet vodorovných sil pod dnem stavební jámy roven nule. V případě kdy by bod teoretické paty stěny ležel pod patou stěny skutečné, bude bod A v bodě skutečné paty stěny. Bod B je pak střed kořene posuzované kotvy, bod C je svislý průmět bodu B na terén a bod D začátek pažící konstrukce.

Pro řešení vnitřní stability program sestavuje svislé a vodorovné součtové výmínečné rovnice. Tyto potom tvoří soustavu dvou rovnic, v nichž neznámými jsou reakce podloží  $Q_i$  a maximální přípustné síly v kotvě  $F_i$ . Výsledkem jsou maximální přípustné síly v kotvě pro každou řadu kotev, které se následně porovnají se skutečnými silami v kotvách. [10]

### 3.2.2.4 Silo efekt a zatížení výplňového stříkaného betonu

V navrženém pažícím systému je mezi tuhými pilotami navržena výplň ze stříkaného betonu, jehož tuhost je v porovnání s pilotami podstatně nižší. Díky tomu dochází ke vzniku takzvaného silo efektu, kdy za rubem stříkaného betonu má zemina tendenci vytvářet klenbu, kterou se část zatížení přenáší do tuhých prvků, v tomto případě pilot. Výsledný tlak působící na výdřevu nebo stříkaný beton je tedy podstatně nižší než běžně uvažovaná hodnota z výpočtu bočních tlaků na záporu s konstantním průběhem po celé délce konstrukce. [12]



**Obr. 34** Schéma vzniku klenby v zemině za rubem výdřevy, tzv. *Silo Effect* [12]

Způsoby, jak tento jev zohlednit ve výpočtech se zabývala a zabývá řada vědců a inženýrů. Shrnutí různých přístupů v zohlednění silo efektu lze najít například v [13].

Například americký technický přepis Trenching and Shoring Manual [14] platný pro stát Kalifornie, zavádí silo efekt do výpočtu tak, že návrhové zatížení na výdřevu má hodnotu 0,6 násobku návrhové hodnoty zemního tlaku působícího na záporu.

### 3.2.2.5 Statický model výplně ze stříkaného betonu

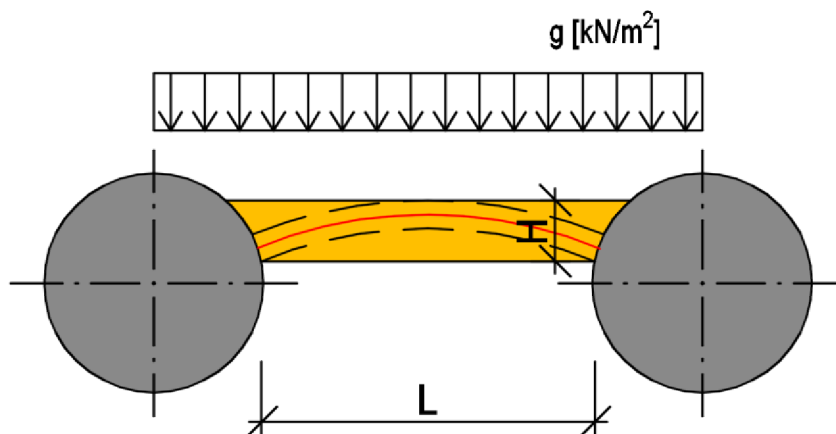
Realizovat stříkaný beton mezi pilotami přímo ve tvaru klenby by bylo sice z hlediska statického působení a následné spotřeby materiálu výhodné, ale pracnost takové konstrukce a s tím spojené náklady jsou násobně vyšší než možná úspora. Proto se v praxi stříkaný beton provádí s rovnou rubovou i lícovou stranou a uvažuje se vznikem takzvané vnitřní klenby. Tahové napětí na líci se pak určí dle vztahu:

$$\sigma = \frac{g \cdot L^2}{2 \cdot H^2}$$

Kde do výpočtu vstupuje:

- Zatížení zemním tlakem  $g$  [m]
- Vzdálenost mezi pilotami (rozpětí fiktivního nosníku)  $L$  [m]
- Tloušťka stříkaného betonu  $H$  [m]



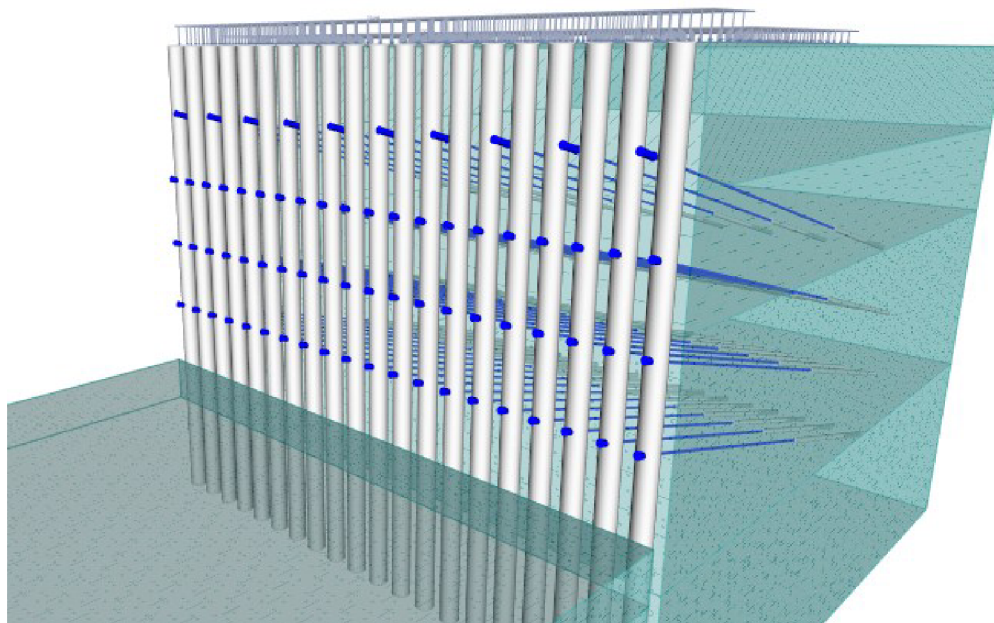


**Obr. 35** Statický model výplně ze stříkaného betonu

Takto vypočtené napětí musí být menší než tahová pevnost použitého stříkaného betonu. Navržená výztuž z KARI sítě má pouze konstrukční charakter.

### 3.2.3 Návrh a statické posouzení

Na základě mimo jiné výše uvedených teoretických poznatků byly provedeny statické výpočty na prokázání bezpečnosti a spolehlivosti navržené pažící konstrukce.



**Obr. 36** 3D model řešené konstrukce, program GEO5 Pažení posudek

#### 3.2.3.1 Výpočet deformací pažící konstrukce a vnitřních sil

Výpočet vnitřních sil a deformací byl proveden metodou závislých tlaků v programu pažení posudek. Statický výpočet generovaný programem je uveden v příloze B.1 *Posouzení pilotové stěny*.

Řešení bylo provedeno podle principu popsaného výše, všechny parametry do výpočtu vstupovaly ve svých charakteristických hodnotách a výpočet mezních tlaků nebyl redukován. Výsledkem by měly být reálné hodnoty deformací a charakteristické hodnoty vnitřních sil. Modul reakce podloží byl počítán podle Schmitta.

Z principu metody závislých tlaků bylo nutné konstrukci modelovat ve všech fázích výstavby. Celkem bylo tedy modelováno následujících 9 stavebních fází:

- Fáze 1: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 4,0$  m
- Fáze 2: Realizace první řady kotev v hloubce  $z = 3,5$  m
- Fáze 3: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 7,5$  m
- Fáze 4: Realizace druhé řady kotev v hloubce  $z = 7,0$  m
- Fáze 5: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 11,0$  m
- Fáze 6: Realizace třetí řady kotev v hloubce  $z = 10,5$  m
- Fáze 7: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 14,0$
- Fáze 8: Realizace čtvrté řady kotev v hloubce  $z = 12,5$  m
- Fáze 9: Vyhloubení jámy na finální hloubku  $h = 17,4$  m

V tabulce níže jsou pak uvedeny maximální hodnoty vnitřních sil a deformací v rámci jednotlivých fází výstavby.

Fáze výstavby	Maximální posouvající síla [kN/m]	Maximální ohybový moment [kNm/m]	Maximální deformace [mm]
1.	59,87	134,01	7,1
2.	74,30	129,85	6,9
3.	112,65	350,67	25,1
4.	202,74	304,87	25,6
5.	166,58	251,43	25,1
6.	166,13	234,59	25,3
7.	208,30	315,67	25,0
8.	216,16	303,06	25,0
9.	233,34	375,01	24,6

**Tab. 4** Maximální ohybové momenty, posouvající síly a deformace

Nejvyšší deformace konstrukce vykazuje po napnutí druhé řady kotev, tj. ve čtvrté fázi výstavby. V dalších fázích se maximální deformace pohybují v průměru okolo 25 mm.

Ohybové momenty a posouvající síly dosahovaly svých maxim v poslední, deváté fázi výstavby. Maximální charakteristická velikost ohybového momentu byla 375,01 kNm/m a posouvající síly 233,34 kN/m.

### 3.2.3.2 Posouzení vnitřní stability kotevního systému

V rámci výpočtů deformací a vnitřních sil na pažící konstrukci bylo v programu Pažení posudek provedeno také ověření vnitřní stability kotevního systému. Kompletní řešení je uvedeno v příloze *B.1 Posouzení pilotové stěny*, v následující tabulce jsou pak shrnuty výsledky z jednotlivých fází výstavby:

Fáze výstavby	Kotva číslo [-]	Char. síla v kotvě [kN]	Návrhová síla v kotvě [kN]	Max. dovolená síla v kotvě [kN]	Využití [%]	Posouzení [-]
2. fáze	1	200,0	300,0	5849,6	5,1	Vyhovuje
3. fáze	1	273,8	410,7	5468,3	7,5	Vyhovuje
4. fáze	1	270,6	405,9	5460,3	7,4	Vyhovuje
	2	400,0	600,0	3697,4	16,2	Vyhovuje
5. fáze	1	274,3	411,5	4333,2	9,5	Vyhovuje
	2	426,3	639,4	2880,5	22,2	Vyhovuje
6. fáze	1	274,3	411,5	4333,2	9,5	Vyhovuje
	2	422,6	633,9	2880,5	22,0	Vyhovuje
	3	400,0	600,0	3586,6	16,7	Vyhovuje
7. fáze	1	273,6	410,4	2991,7	13,7	Vyhovuje
	2	427,8	641,7	2029,2	31,6	Vyhovuje
	3	425,1	637,7	2480,2	25,7	Vyhovuje
8. fáze	1	273,8	410,7	2991,7	13,7	Vyhovuje
	2	428,4	642,6	2029,1	31,7	Vyhovuje
	3	423,3	635,0	2479,5	25,6	Vyhovuje
	4	400,0	600,0	3252,3	18,4	Vyhovuje
9. fáze	1	273,9	410,9	1666,6	24,7	Vyhovuje
	2	437,6	656,4	1158,2	56,7	Vyhovuje
	3	456,1	684,2	1374,8	49,8	Vyhovuje
	4	472,6	708,8	1813,4	39,1	Vyhovuje

**Tab. 5** Posouzení vnitřní stability kotevního systému

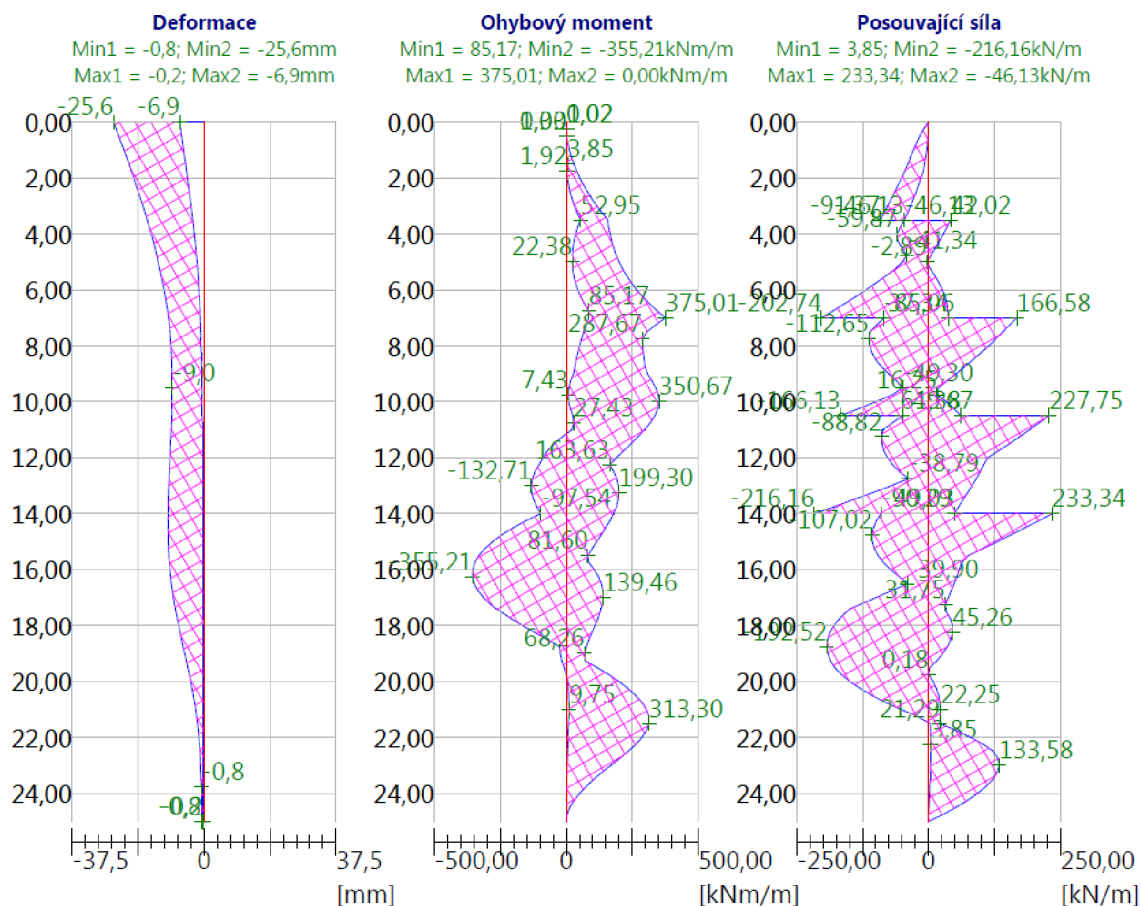
Ve všech fázích výpočtu vnitřní stabilita vyhovuje, využití se pohybuje průměrně okolo 20 %. Nejvíce je využita kotva číslo 2 ve finální fázi výstavby.

### 3.2.3.3 Posouzení vyztužení piloty

Návrh a posouzení vyztužení piloty byl proveden přímo v programu Pažení posudek, který umožňuje posouzení železobetonového průřezu podle normy EN 1992-1-1 (Eurokód 2).

Níže jsou zobrazeny obálky průběhů deformací, ohybových momentů a posouvajících sil ze všech fází výstavby. Vzhledem k tomu, že do výpočtu vstupovaly všechny parametry ve svých charakteristických hodnotách, tak i výsledky jsou bez spolehlivostní rezervy. Návrhové hodnoty momentů a posouvajících sil pak

byly získány vynásobením těchto charakteristických hodnot součinitelem spolehlivosti o velikosti 1,5.



**Obr. 37** Obálka deformací, momentů a posouvajících sil ze všech fází výstavby

Pro piloty průměru  $d = 0,9$  m byla navržena ohybová výztuž 12 kusů profilu  $\text{Ø}26$  jakosti B500 a smyková výztuž tvořená spirálem  $\text{Ø}12$  se stoupáním 200 mm. Krytí výztuže bylo navrženo 50 mm.

Výsledky posudku betonového průřezu na namáhání ohybovým momentem a ověření stupně vyztužení jsou následující:

- $M_{Ed} = 843,78$  kNm
- $M_{Rd} = 929,65$  kNm
- Stupeň vyztužení  $\rho = 0,501$  % >  $0,130$  % =  $\rho_{min}$

Navržená výztuž piloty vyhovuje na mezní stav únosnosti s využitím 90,8 % a splňuje konstrukční zásady předepsané normou EN 1992-1-1.

Výsledky posudku betonového průřezu na namáhání posouvající silou:

- $V_{Ed} = 525,01$  kN
- $V_{Rd} = 796,60$  kN

Odpor konstrukce  $V_{Rd}$  a je větší než účinky zatížení  $V_{Ed}$ . Navržená smyková výztuž vyhovuje s využitím 65,9 %.

### 3.2.3.4 Posouzení kotev

Kotvení je navrženo dočasnými pramencovými kotvami celkem ve čtyřech kotevních úrovních v hloubkách 3,5, 7, 10,5 a 14 m. V první úrovni je použita čtyřpramencová kotva s délkou kořene 8 m, v dalších úrovních pak šestipramencové s kořeny délky 10 m.

Posouzení kotev bylo provedeno obdobně jako u hřebíkovaného svahu (viz 3.1.3.5 *Posouzení kotev*), proto zde budou pouze stručně prezentovány výsledky v tabulce. Výpočet únosnosti kotev a jejich posouzení na maximální namáhání je pak uveden v příloze B.3 *Posouzení kotev*

Fáze výstavby	Kotva číslo [-]	Char. hodnota zatížení [kN]	Návrh. hodnota zatížení [kN]	Únosnost vytržení [kN]	Únosnost přetržení [kN]	Využití [%]	Posouzení [-]
2. fáze	1	200,0	300,0	576,2	591,56	52,1	Vyhovuje
3. fáze	1	273,8	410,7	576,2	591,56	71,3	Vyhovuje
4. fáze	1	270,6	405,9	576,2	591,56	70,4	Vyhovuje
	2	400,0	600,0	720,3	887,34	83,3	Vyhovuje
5. fáze	1	274,3	411,5	576,2	591,56	71,4	Vyhovuje
	2	426,3	639,4	720,3	887,34	88,8	Vyhovuje
6. fáze	1	274,3	411,5	576,2	591,56	71,4	Vyhovuje
	2	422,6	633,9	720,3	887,34	88,0	Vyhovuje
	3	400,0	600,0	720,3	887,34	83,3	Vyhovuje
7. fáze	1	273,6	410,4	576,2	591,56	71,2	Vyhovuje
	2	427,8	641,7	720,3	887,34	89,1	Vyhovuje
	3	425,1	637,7	720,3	887,34	88,5	Vyhovuje
8. fáze	1	273,8	410,7	576,2	591,56	71,3	Vyhovuje
	2	428,4	642,6	720,3	887,34	89,2	Vyhovuje
	3	423,3	635,0	720,3	887,34	88,2	Vyhovuje
	4	400,0	600,0	720,3	887,34	83,3	Vyhovuje
9. fáze	1	273,9	410,9	576,2	591,56	71,3	Vyhovuje
	2	437,6	656,4	720,3	887,34	91,1	Vyhovuje
	3	456,1	684,2	720,3	887,34	95,0	Vyhovuje
	4	472,6	708,8	720,3	887,34	98,4	Vyhovuje

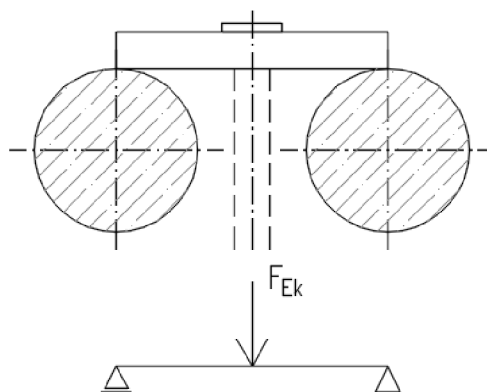
**Tab. 6** Posouzení navržených kotev ve variantě 2

Z tabulky je zřejmé, že všechny kotvy jsou nejvíce namáhány ve finální fázi výstavby, kdy pilotová stěna vykazuje maximální deformace. Nejvíce využitá (na 98,7 %) je kotva číslo čtyři. Všechny kotvy vyhovují na mezní stav únosnosti ve všech fázích výstavby konstrukce.



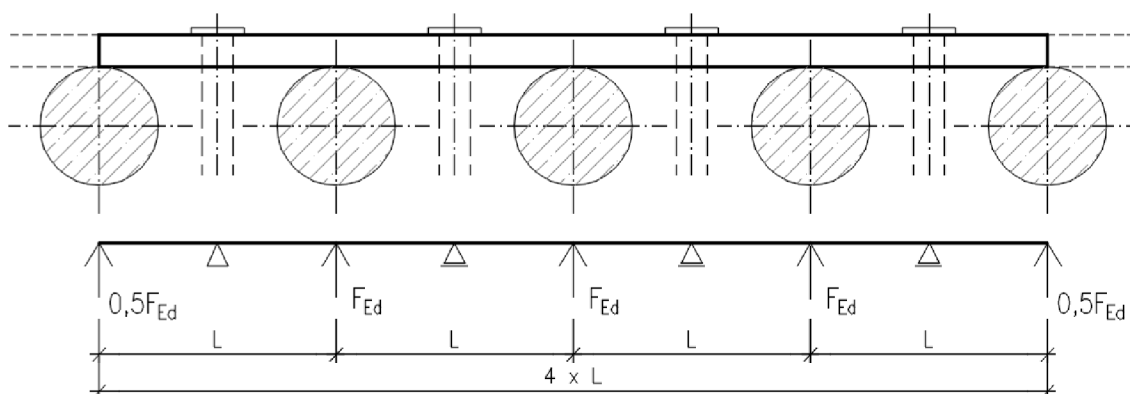
### 3.2.3.5 Posouzení převážek

V řešené konstrukci se nachází dva typy ocelových převážek. První je tvořena dvěma profily UPN 260 délky 1,5 m, staticky modelována jako prostý nosník kde piloty jsou zadány jako podpory a kotva jako síla. Tato převážka je použita v první kotevní úrovni, kde jsou navrženy kotvy v osové vzdálenosti 3 m.



Obr. 38 Statický model převážky – prostý nosník

Druhý typ převážky je tvořen dvěma profily UPN 320 dlouhými 6 m a je použit v kotevních úrovních 2, 3 a 4. Staticky byl modelován jako spojitý nosník



Obr. 39 Statický model převážky – spojitý nosník

Obě převážky byly posouzeny na ohybové namáhání dle normy ČSN EN 1993-1-1 (Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí) a výpočet je uveden v příloze B.4 *Posouzení převážek*.

Převážka typu 1 je namáhána maximálním návrhovým ohybovým momentem  $M_{Ed} = 154,06$  kNm, návrhové napětí v krajních vláknech bylo vypočteno  $\sigma_{Ed} = 207,6$  MPa. Výsledné posouzení pak má tvar:

$$\frac{\sigma_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{207,6}{235} = 0,88 \leq 1$$

Převážka vyhovuje na mezní stav únosnosti s využitím 88 %.

Převázka typu 2 (spojitý nosník) je namáhána maximálním návrhovým ohybovým momentem  $M_{Ed} = 265,8$  kNm, návrhové napětí v krajních vláknech bylo vypočteno  $\sigma_{Ed} = 195,7$  MPa. Výsledné posouzení pak má tvar:

$$\frac{\sigma_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{195,7}{235} = 0,83 \leq 1$$

Převázka vyhovuje na mezní stav únosnosti s využitím 83 %.

### 3.2.3.6 Posouzení výplně ze stříkaného betonu mezi pilotami

Výplň tloušťky 15 cm byla navržena ze stříkaného betonu třídy SB25, který pevností odpovídá běžnému konstrukčnímu betonu třídy C20/25 s pětiprocentním kvantilem tahové pevnosti:

$$f_{ctk;0,05} = 1,5 \text{ MPa}$$

A návrhovou hodnotou pětiprocentního kvantilu tahové pevnosti:

$$f_{ctd;0,05} = \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,5}{1,5} = 1 \text{ MPa}$$

K posouzení byl vybrán nejvíce namáhaný řez konstrukce při dně stavební jámy kde zemní tlak vypočtený programem pažení posudek má charakteristickou hodnotu:

$$T_{az,k} = 124,68 \text{ kPa}$$

Návrhovou hodnotu zatížení na fiktivní nosník ze stříkaného betonu výšky 1 m určíme násobením charakteristické hodnoty zemního tlaku součinitelem spolehlivosti o velikosti 1,5 a redukčním součinitelem zahrnujícím tzv. silo efekt o velikosti 0,6 [14].

$$g = 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_{az,k} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 124,68 = 112,21 \text{ kN/m'}$$

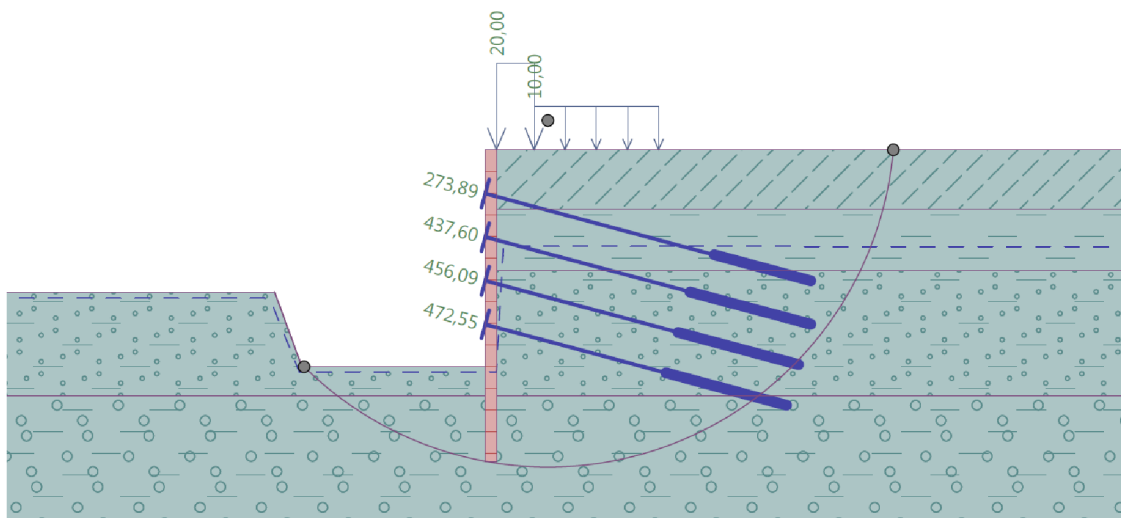
A následné posouzení se provede podle principu vnitřní klenby, který byl popsán v části 3.2.2.5.

$$\sigma = \frac{g \cdot L^2}{2 \cdot H^2} = \frac{112,21 \cdot 0,6^2}{2 \cdot 0,15^2} = 0,897 \text{ MPa} < f_{ctd;0,05} = 1 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Vypočtené napětí na líci je menší než návrhová hodnota pětiprocentního kvantilu takové pevnosti použitého stříkaného betonu, proto můžeme konstatovat, že konstrukce vyhovuje na zatížení zemním tlakem. Bude navržena pouze konstrukční výztuž z KARI sítě AQ60 (6,0x6,0/100x100) umístěná v polovině tloušťky stříkaného betonu.

### 3.2.3.7 Posouzení celkové stability

Celková stabilita konstrukce byla posouzena stejně jako u hřebíkaného svahu v programu GEO5 Stabilita svahu. Opět byla modelována celá konstrukce včetně protisvahu a hladiny podzemní vody s depresním kuželem. Výpočet byl proveden Spencerovou metodou dle návrhového přístupu 3. Tvar smykové plochy byl programem optimalizován, aby se našel její co nejnepříznivější tvar. Výsledné využití stability má hodnotu 94,6 %, můžeme tedy konstatovat, že konstrukce pilotové stěny vyhovuje z hlediska celkové stability.



**Obr. 40** Globální stabilita pilotové stěny – smyková plocha dle Spencera



### 3.3 Varianta 3 - pilotová stěna s předvýkopem

Další navržené řešení je kombinací dvou technologií zajištění svahu, a to hřebíkování a pilotové stěny.

Obecně pažící konstrukce můžeme dle uspořádání příčného řezu rozdělit na případy kdy:

- Stavební jáma je vysvahována
- Stavební jáma je pažena na celou svou výšku
- Stavební jáma je z části vysvahována a z části pažena

První případ byl řešen v kapitole 3.1 a nachází své uplatnění zejména v prostorově nenáročných podmínkách, zpravidla v extravilánu, kde nejsou kladeny vysoké nároky na šířku stavební jámy. Sklony svahu závisí na geologických podmínkách a zvolené metodě zajištění.

Typickým příkladem pažení na celou výšku stavební jámy je pilotová stěna řešená v kapitole 3.2. Jedná se o konstrukci po celé výšce technologicky homogenní. Využívá se obvykle ve stísněných podmínkách.

Kombinované zajištění stavební jámy je kombinace dvou různých technologií, a to pažení a svahování. Využití nachází v geologických podmínkách a prostorových poměrech, které umožňují provedení svahování v horní části stavební jámy. [6]

#### 3.3.1 Popis konstrukce

Předvýkop hloubky 6 m byl navržen se svahy ve sklonu 3:1. Zajištění tohoto svahu bylo navrženo stejné jako ve variantě 1 Hřebíkový svah, tedy pomocí hřebíků průměru 20 mm a délky 6 m v rastru 1 x 2 m s lícem ze stříkaného betonu SB20 tloušťky 15 cm vyztuženého ve dvou vrstvách KARI sítěmi KY49 s krytím betonu 20 mm. Pod patou hřebíkováného svahu je navržena lavička šířky 1,5 m.

Od hloubky 6 m až po úroveň dna je konstrukce zajištěna pomocí vrtaných pilot délky 19 m, průměru 750 mm a osovou vzdáleností 1,5 m. Prostor mezi pilotami je vyplněn stříkaným betonem třídy SB25 tloušťky 20 cm s konstrukční vyztuží z KARI sítě AQ60. Rub stříkaného betonu bude odvodněn drenáží z perforovaných polyethylenových trubek.

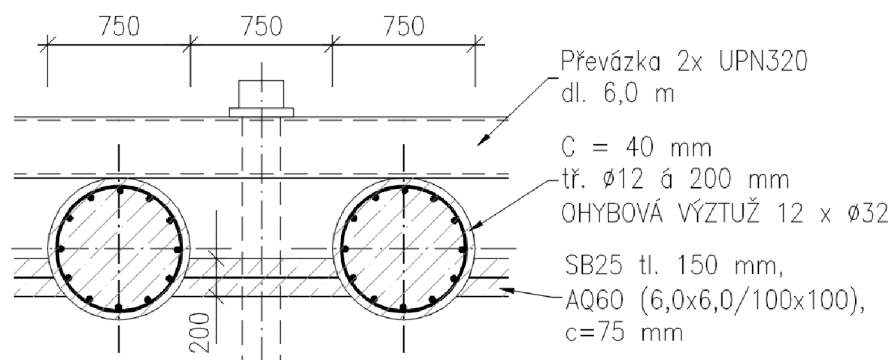
Piloty jsou vyztuženy 12 kusy profilů průměru 32 mm proti působení ohybových momentů a spirálem profilu 12 mm se stoupáním 200 mm proti působení posouvajících sil.

Kotvení pilot je provedeno ve třech kotevních úrovních, ve kterých jsou vždy navrženy šestipramencové dočasné kotvy VSL Y1860 S7-15,3 délky 25 m

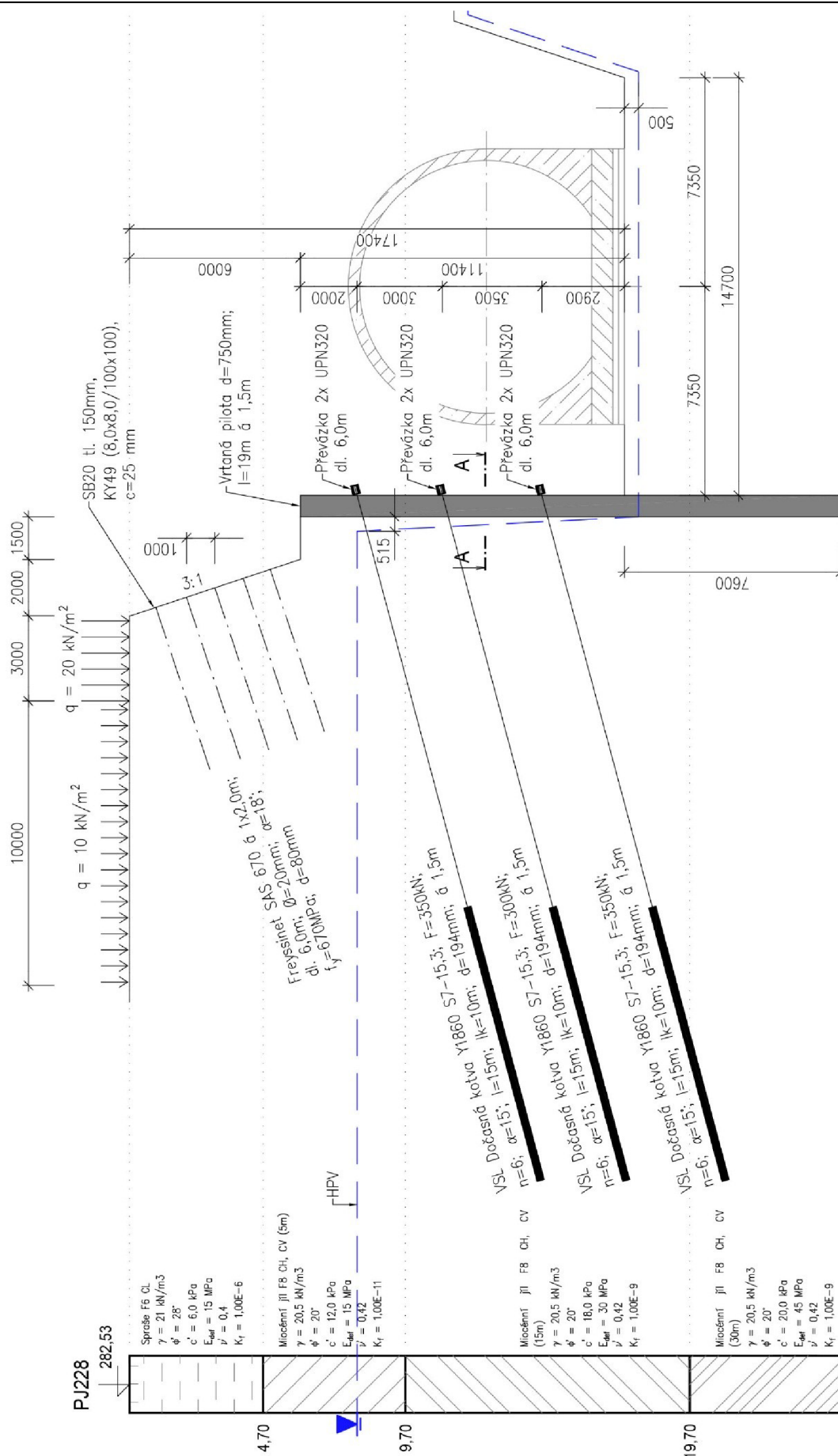
po vzdálenosti 1,5 m. Kotvy přenáší sílu do pilot přes ocelové převázky z dvojce profilů UPN 320 délky 6 m.

Na povrchu za konstrukcí uvažováno s pohybem strojů vozidel o celkové hmotnosti do 24 t ve vzdálenosti do 2 m od rubu konstrukce. Z toho vyplývá užité zatížení s charakteristickou hodnotou  $20 \text{ kN/m}^2$  v pásu 3 m za rubem konstrukce a navazující pás užitého zatížení o charakteristické hodnotě  $10 \text{ kN/m}^2$  a šířce 10 m.

Na obrázku níže je zobrazen schématický řez v polovině pilotové stěny a na následující straně pak schéma celé konstrukce.



**Obr. 41** Schematický řez A-A pilotovou stěnou



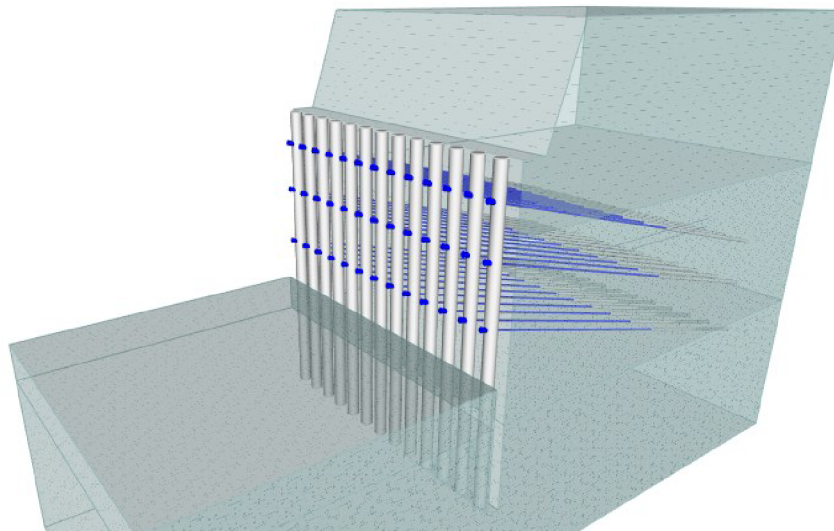
Obr. 42 Schéma konstrukce - pilotová stěna s předvýkopem

### 3.3.2 Teoretické předpoklady a způsob řešení

Jelikož se jedná o kombinaci dvou výše zmíněných technologií, budou využity teoretické předpoklady a principy popsané v kapitolách 3.1 *Varianta 1 - hřebíkový svah* a 3.2 *Varianta 2 - pilotová stěna*.

### 3.3.3 Návrh a statické posouzení

Konstrukce byla řešena, stejně jako předchozí varianty, v souboru programů GEO5, a to konkrétně v programech Pažení posudek a Stabilita svahu.



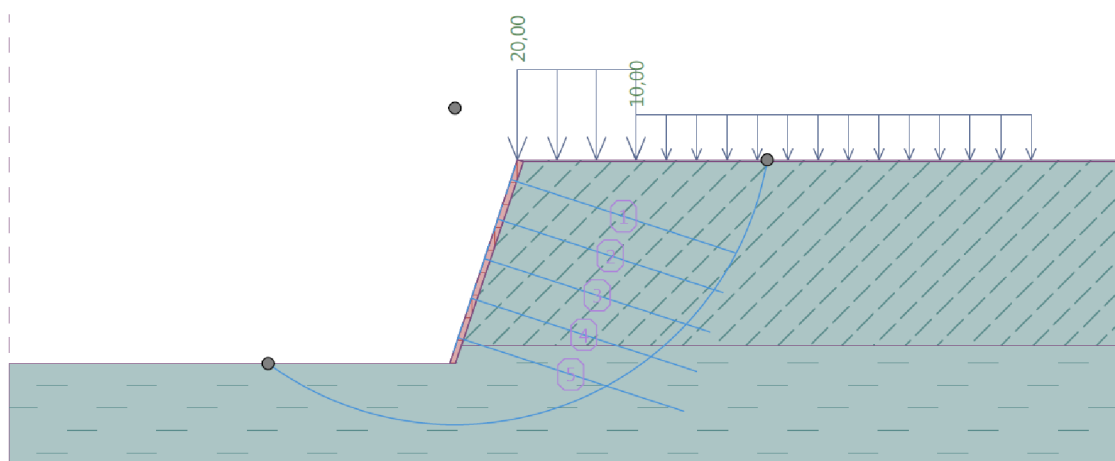
**Obr. 43** 3D model řešené konstrukce, program GEO5 Pažení posudek

#### 3.3.3.1 Posouzení zajištění a stability předvýkopu

Předvýkop byl navržen ve sklonu 3:1 s výškou 6 m a za rubem konstrukce působí stejné užité zatížení jako u varianty 1 – hřebíkového svahu. Jedná se tudíž o stejnou konstrukci jako první etáž již výše zmíněného hřebíkového svahu a navržené zajištění bylo z varianty 1 převzato bez dalšího posuzování.

Předpokládá se tedy zajištění pomocí stříkaného betonu třídy SB20 tloušťky 15 cm vyztuženého dvěma vrstvami KARI síť KY49 s krytím výztuže 25 mm. Hřebíky Freyssinet SAS 670 délky 6 m a průměru 20 mm jsou navrženy v rastru 1 x 2 m (svisle x vodorovně).

Posouzena byla pouze stabilita svahu ve fázi po provedení předvýkopu a jeho zajištění pomocí hřebíků a stříkaného betonu. Výpočet byl proveden v programu GEO5 Stabilita svahu Spencerovou metodou pomocí návrhového přístupu 3. Výsledné využití stability má hodnotu 77,3 %, můžeme tedy konstatovat, že konstrukce ve fázi 0 z hlediska stability svahu vyhovuje.



**Obr. 44** Lokální stabilita ve fázi 0 – smyková plocha dle Spencera

### 3.3.3.2 Výpočet deformací pažící konstrukce a vnitřních sil

Jak již bylo zmíněno výše, vnitřní síly a deformace pažící konstrukce byly řešeny metodou závislých tlaků bez redukce vstupních parametrů. Výsledkem jsou charakteristické hodnoty vnitřních sil a deformací.

Pro potřeby výpočtu byly definovány následující fáze výstavby:

- Fáze 0: Vyhroubení a zajištění předvýkopu do hloubky  $h = 6$  m
- Fáze 1: Zbudování piloty dlouhé 19 m
- Fáze 2: Vyhroubení jámy na hloubku  $h = 8,5$  m
- Fáze 3: Realizace první řady kotev v hloubce  $z = 8,0$  m
- Fáze 4: Vyhroubení jámy na hloubku  $h = 11,5$  m
- Fáze 5: Realizace druhé řady kotev v hloubce  $z = 11,0$  m
- Fáze 6: Vyhroubení jámy na hloubku  $h = 15,0$  m
- Fáze 7: Realizace třetí řady kotev v hloubce  $z = 14,5$  m
- Fáze 8: Vyhroubení jámy na hloubku  $h = 17,4$  m

V tabulce níže jsou pak uvedeny maximální hodnoty vnitřních sil a deformací pilotové stěny v jednotlivých fázích výstavby.

Fáze výstavby	Max. posouvající síla [kN/m]	Max. ohybový moment [kNm/m]	Maximální deformace [mm]
0. fáze	-	-	-
1. fáze	-	-	-
2. fáze	119,19	305,01	18,1
3. fáze	182,92	254,86	16,6
4. fáze	156,52	209,59	16,8
5. fáze	160,25	187,36	16,9
6. fáze	222,21	347,93	19,6
7. fáze	224,85	347,11	19,5
8. fáze	223,94	389,57	25,6

**Tab. 7** Maximální ohybové momenty, posouvající síly a deformace

Maximální deformace má hodnotu 25,6 mm a konstrukce ji vykazuje v poslední fázi výstavby. V dalších fázích se deformace pilotové stěny pohybují v průměru okolo 18 mm.

Ohybový moment má maximální hodnotu 389,57 kN/m v poslední fázi výstavby. Posouvající síla je pak maximální v předposlední, sedmé fázi výstavby a má hodnotu 224,85 kN.

### 3.3.3.3 Posouzení vnitřní stability kotevního systému

V rámci výpočtů deformací a vnitřních sil pažící konstrukce bylo v programu Pažení posudek provedeno také ověření vnitřní stability kotevního systému. Kompletní řešení je uvedeno v příloze C.1 *Posouzení pilotové stěny*, v následující tabulce jsou pak shrnuty výsledky z jednotlivých fází výstavby:

Fáze výstavby	Kotva číslo [-]	Char. síla v kotvě [kN]	Návrhová síla v kotvě [kN]	Max. dovolená síla v kotvě [kN]	Využití [%]	Posouzení [-]
3. fáze	1	350,0	525,0	3314,4	15,8	Vyhovuje
4. fáze	1	390,9	586,3	2537,2	23,1	Vyhovuje
5. fáze	1	388,7	583,1	2537,2	23,0	Vyhovuje
	2	300,0	450,0	3310,4	13,6	Vyhovuje
6. fáze	1	436,3	654,5	1586,7	41,2	Vyhovuje
	2	432,5	648,8	2044,2	31,7	Vyhovuje
7. fáze	1	434,1	651,2	1586,7	41,0	Vyhovuje
	2	431,5	647,3	2046,4	31,6	Vyhovuje
	3	350,0	525,0	3059,3	17,2	Vyhovuje
8. fáze	1	437,1	655,7	999,0	65,6	Vyhovuje
	2	467,4	701,1	1280,9	54,7	Vyhovuje
	3	457,8	686,7	2004,0	34,3	Vyhovuje

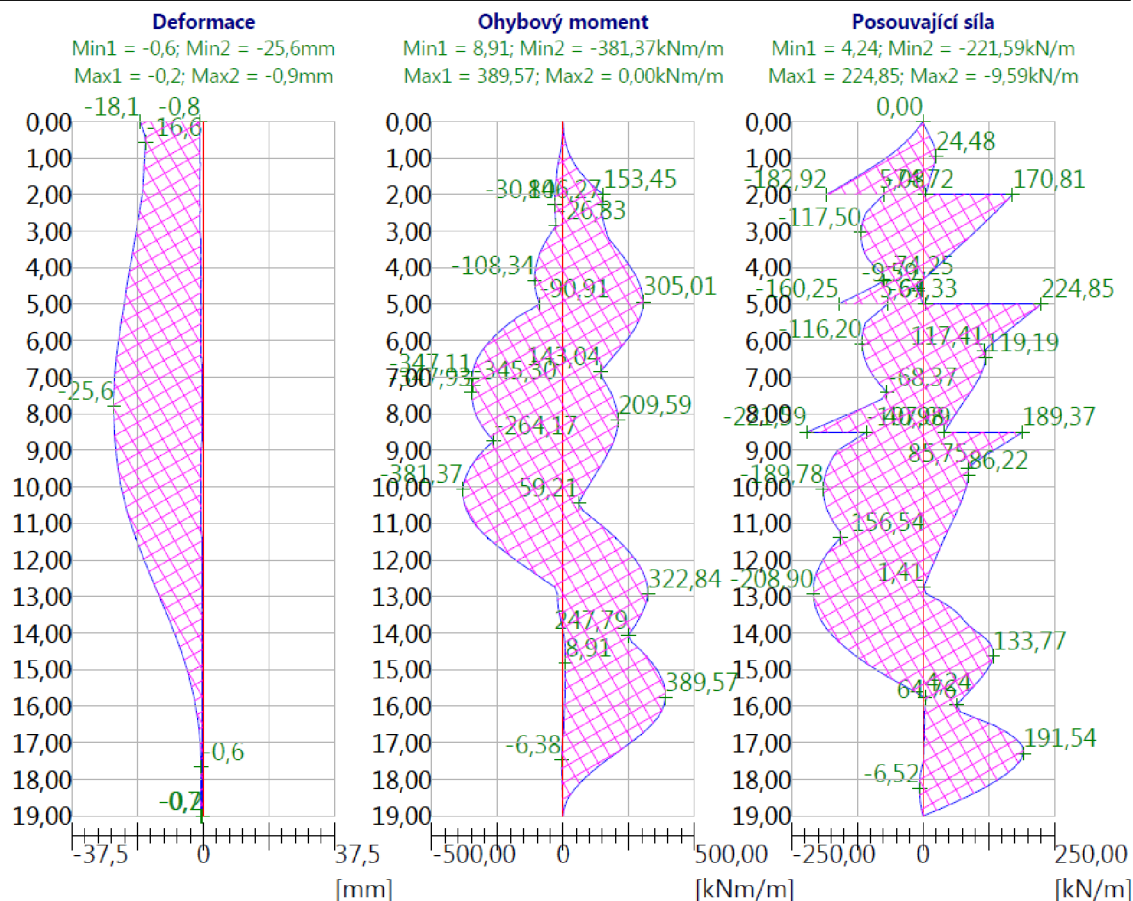
**Tab. 8** Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Ve všech fázích výpočtu vnitřní stabilita vyhovuje. Nejvíce (na 65,6 %) je využita kotva číslo 1 v poslední, osmé fázi výstavby.

### 3.3.3.4 Posouzení vyztužení piloty

Navržená výztuž byla posouzena podle Eurokódu 2 přímo v programu Pažení posudek. Na obrázku níže jsou zobrazeny obálky charakteristických hodnot průběhů deformací a vnitřních sil na pilotové stěně. Vynásobením těchto hodnot součinitelem spolehlivosti o velikosti 1,5 a osovou vzdáleností piloty pak byly získány hodnoty návrhové, na které byl železobetonový průřez posouzen.





**Obř. 45** Obálka deformací, momentů a posouvajících sil ze všech fází výstavby

Navržena byla výztuž 12 profilů Ø32 jakosti B500 a smyková výztuž spirál profilu Ø12 se stoupáním 200 mm a křytím 50 mm.

Výsledky posudku betonového průřezu na namáhání ohybovým momentem a ověření stupně vyztužení jsou následující:

- $M_{Ed} = 876,54 \text{ kNm}$
- $M_{Rd} = 1043,41 \text{ kNm}$
- Stupeň vyztužení  $\rho = 1,092 \% > 0,130 \% = \rho_{min}$

Navržený železobetonový průřez piloty vyhovuje na mezní stav únosnosti s využitím 84,0 % a splňuje konstrukční zásady předepsané normou EN 1992-1-1.

Výsledky posudku železobetonového průřezu na namáhání posouvající silou:

- $V_{Ed} = 505,91 \text{ kN}$
- $V_{Rd} = 663,83 \text{ kN}$

Odpor konstrukce  $V_{Rd}$  a je větší než účinky zatížení  $V_{Ed}$ . Navržená smyková výztuž vyhovuje s využitím 76,2 %.

### 3.3.3.5 Posouzení kotev

Pilotová stěna je kotvena dočasnými pramencovými kotvami ve třech kotevních úrovních. Posouzení kotev je uvedeno v příloze C.3 *Posouzení kotev* a v tabulce níže jsou pak stručně prezentovány výsledky posouzení v jednotlivých fázích výstavby.

Fáze výstavby	Kotva číslo [-]	Char. hodnota zatížení [kN]	Návrh. hodnota zatížení [kN]	Únosnost vytržení [kN]	Únosnost přetržení [kN]	Využití [%]	Posouzení [-]
3. fáze	1	350,0	525,0	720,3	887,34	72,9	Vyhovuje
4. fáze	1	390,9	586,3	720,3	887,34	81,4	Vyhovuje
5. fáze	1	388,7	583,1	720,3	887,34	81,0	Vyhovuje
	2	300,0	450,0	720,3	887,34	62,5	Vyhovuje
6. fáze	1	436,3	654,4	720,3	887,34	90,9	Vyhovuje
	2	432,5	648,8	720,3	887,34	90,1	Vyhovuje
7. fáze	1	434,1	651,2	720,3	887,34	90,4	Vyhovuje
	2	431,5	647,3	720,3	887,34	89,9	Vyhovuje
	3	350,0	525,0	720,3	887,34	72,9	Vyhovuje
8. fáze	1	437,1	655,7	720,3	887,34	91,0	Vyhovuje
	2	467,4	701,1	720,3	887,34	97,3	Vyhovuje
	3	457,8	686,7	720,3	887,34	95,3	Vyhovuje

**Tab. 9** Posouzení navržených kotev ve variantě 3 – pilotová stěna s předvýkopem

Z tabulky je patrné, že využití kotev je relativně vysoké. Nejméně, na 72,9 %, je využita kotva číslo 1 v první fázi výstavby a naopak nejvíce kotva číslo 2 v poslední fázi výstavby. Maximální využití této kotvy činí 97,3 %.

### 3.3.3.6 Posouzení převážek

Posouzení na ohybové namáhání bylo provedeno dle normy ČSN EN 1993-1 (Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí) a výpočet je uveden v příloze C.4 *Posouzení převážek*.

Nejvíce namáhaná převážka se nachází v druhé kotevní úrovni a je namáhána návrhovým ohybovým momentem  $M_{Ed} = 265,8$  kNm, návrhové napětí v krajních vláknech bylo vypočteno  $\sigma_{Ed} = 195,7$  MPa. Výsledné posouzení pak má tvar:

$$\frac{\sigma_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{195,7}{235} = 0,83 \leq 1$$

Převážka vyhovuje na mezní stav únosnosti s využitím 83 %.



### 3.3.3.7 Posouzení výplně ze stříkaného betonu mezi pilotami

Výplň tloušťky 20 cm byla navržena ze stříkaného betonu třídy SB25, který pevností odpovídá běžnému konstrukčnímu betonu třídy C20/25 s pětiprocentním kvantilem tahové pevnosti:

$$f_{ctk;0,05} = 1,5 \text{ MPa}$$

A návrhovou hodnotou pětiprocentního kvantilu tahové pevnosti:

$$f_{ctd;0,05} = \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,5}{1,5} = 1 \text{ MPa}$$

K posouzení byl vybrán nejvíce namáhaný řez konstrukce při dně stavební jámy kde zemní tlak vypočtený programem pažení posudek má charakteristickou hodnotu:

$$T_{az,k} = 131,46 \text{ kPa}$$

Návrhovou hodnotu zatížení na fiktivní nosník ze stříkaného betonu výšky 1 m určíme násobením charakteristické hodnoty zemního tlaku součinitelem spolehlivosti o velikosti 1,5 a redukčním součinitelem zahrnujícím tzv. silo efekt o velikosti 0,6 [14].

$$g = 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_{az,k} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 131,46 = 118,31 \text{ kN/m'}$$

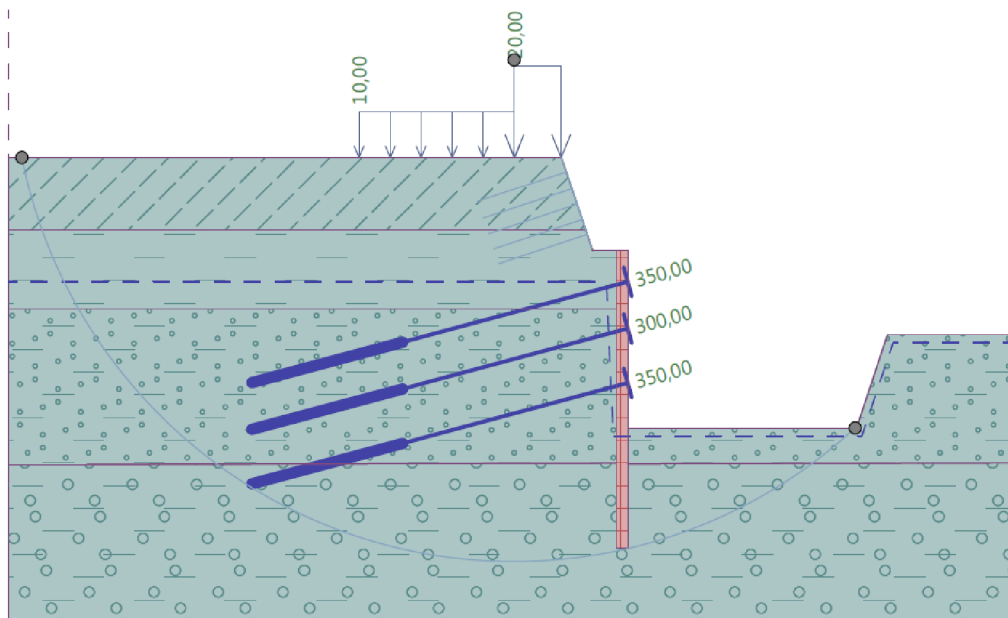
A následné posouzení se provede podle principu vnitřní klenby, který byl popsán výše.

$$\sigma = \frac{g \cdot L^2}{2 \cdot H^2} = \frac{118,31 \cdot 0,75^2}{2 \cdot 0,20^2} = 0,831 \text{ MPa} < f_{ctd;0,05} = 1 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Vypočtené napětí na líci je menší než návrhová hodnota pětiprocentního kvantilu takové pevnosti použitého stříkaného betonu, proto můžeme konstatovat, že konstrukce vyhovuje na zatížení zemním tlakem. Bude navržena pouze konstrukční výztuž z KARI sítě AQ60 (6,0x6,0/100x100) umístěná v polovině tloušťky stříkaného betonu.

### 3.3.3.8 Posouzení celkové stability

Celková stabilita konstrukce byla opět posouzena v programu GEO5 Stabilita svahu. Výpočet byl proveden Spencerovou metodou dle návrhového přístupu 3. Tvar smykové plochy byl programem optimalizován tak, aby se našel její co nejnejpříznivější tvar. Výsledné využití stability má hodnotu 90,9 %, můžeme tedy konstatovat, že konstrukce pilotové stěny vyhovuje z hlediska celkové stability.



**Obr. 46** Globální stabilita pilotové stěny – smyková plocha dle Spencera

### 3.4 Varianta 4 - záporové pažení

Záporové pažení, které je někdy také nazýváno jako berlínské, je velmi častou dočasnou konstrukcí pro zajištění hlubokých stavebních jam. Konstrukce se skládá z těchto prvků:

- Zápor - svislý nosný prvek zpravidla z válcovaného profilu I, H nebo dvou U profilů
- Pažiny, výdřeva - výplň mezi záporami, zpravidla se jedná o dřevěné fošny (v tom případě se jedná o výdřevu). Možné je také použití ocelových pažnic Union nebo vyztuženého stříkaného betonu.
- Stabilizační prvky – jedná se buď o rozpěry anebo kotvy. Kotvy mohou být jak pramencové, tak tyčové.
- Převázky – vodorovné prvky přenášející síly ze stabilizačních prvků do zápor.



**Obr. 47** Příklad záporového pažení kotveného ve dvou úrovních [21]

Při realizaci konstrukce se pažiny v případě vhodných geologických podmínek mohou zavibrovat, častěji se však vkládají do vrtů průměru přibližně 600 mm. Paty zápor se vrtu upevní betonem nízké třídy pevnosti a vrt nad dnem plánované stavební jámy se vyplní odvrтанou zeminou. Poté se mohou provést výkopové práce na požadovanou hloubku s následným okamžitým osazením výdřevy. V dalších fázích se pak osazují stabilizační prvky (kotvy, rozpěry) dle statického návrhu. [6]

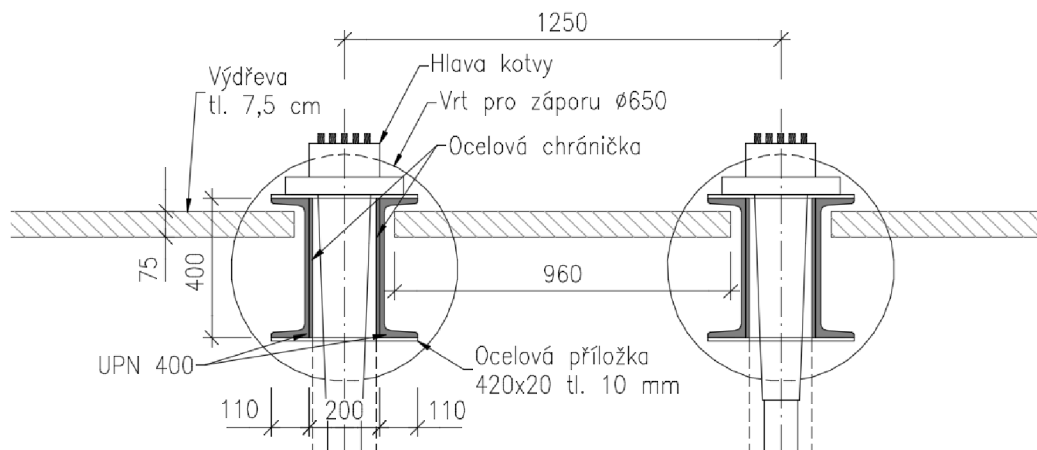
### 3.4.1 Popis konstrukce

Vzhledem velké hloubce projektované stavební jámy (17,4 m) a faktu, že válcované profily se vyrábí v maximální délce do 14 m, bylo navrženo odstupňované záporové pažení s lavičkou šířky 2,5 m. V první etáži jsou navrženy záporové dvojice profilů UPN 320 délky 12 m po vzdálenosti 2 m a v druhé etáži dvojice profilů UPN 400 délky 14 m po vzdálenosti 1,25 m. Výdřeva je v obou úrovních navržena shodně z fošen tloušťky 7,5 cm z jehličnatého dřeva třídy C14.

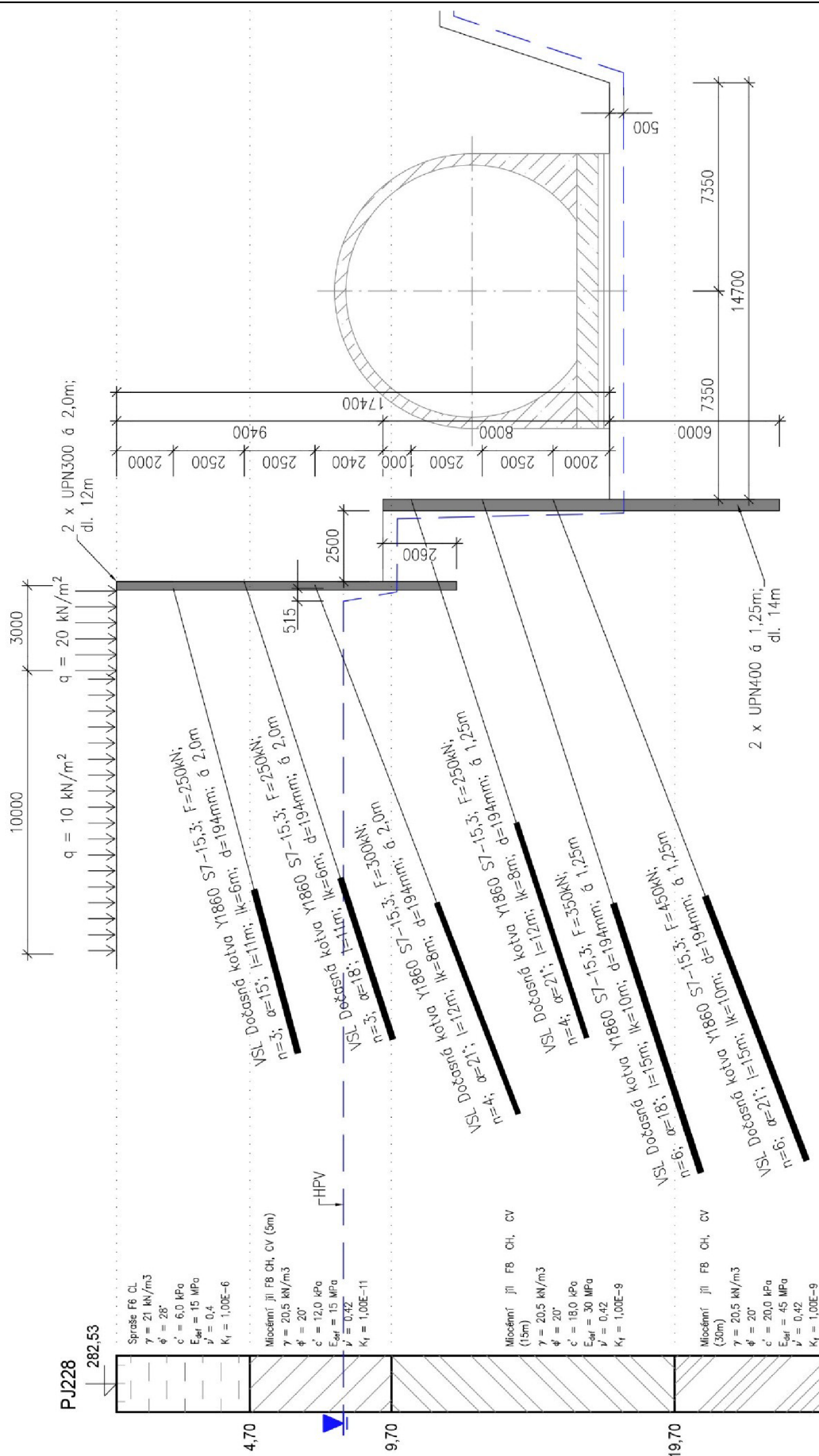
Záporové pažení je obecně konstrukce s relativně malou ohybovou tuhostí, proto bylo nutné navrhnout poměrně značné množství stabilizačních prvků, v tomto případě dočasných pramencových kotev. Kotvení je provedeno přímo přes záporu z dvojice UPN profilů, tedy bez převázek. Celkem je navrženo šest kotevních úrovní, ve kterých jsou navrženy tři, čtyři, nebo šesti pramencové kotvy dle statického výpočtu.

Přítížení na rubem konstrukce je uvažováno shodně s dalšími navrženými variantami 20 kN/m v pásu širokém 3 m na které navazuje přítížení 10 kN/m v pásu šířky 10 m.

Na obrázku níže je zobrazen schématický řez druhou etáží záporového pažení, na následující straně pak schéma celé konstrukce.



**Obr. 48** Řez druhou etáží záporového pažení



**Ob. 49** Schéma navržené konstrukce varianta 4 – záporové pažení

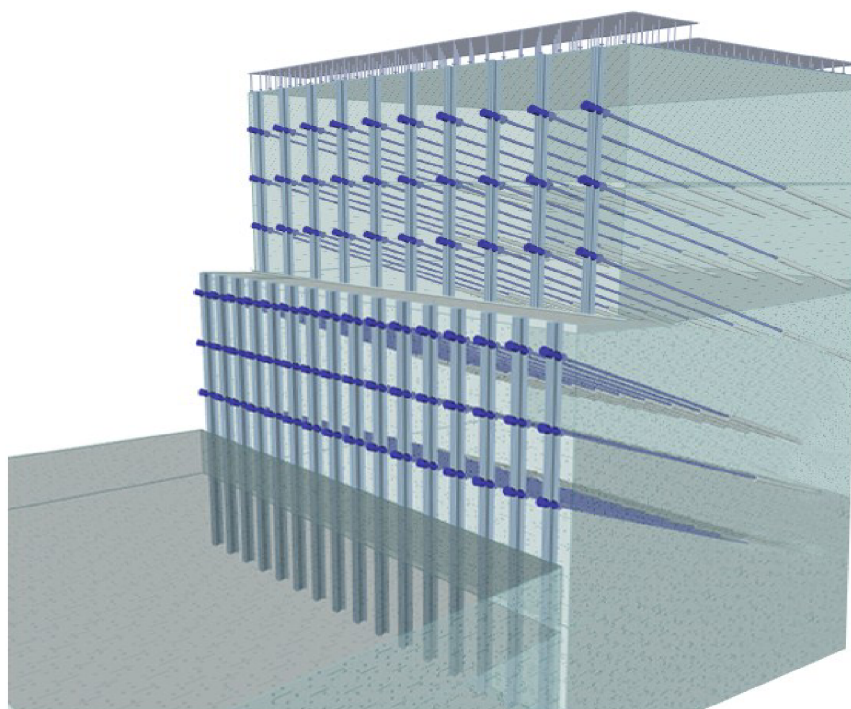


### 3.4.2 Teoretické předpoklady a způsob řešení

Při řešení této konstrukce byly využity teoretické principy, které již byly popsány výše, v kapitole 3.2 *Varianta 2 – pilotová stěna*.

### 3.4.3 Návrh a statické posouzení

Obdobně jako předchozí varianty byla konstrukce řešena v programech Pažení posudek a Stabilita svahu ze softwarového balíku GEO5.



**Obr. 50** Ilustrační 3D model řešené konstrukce (varianta 4 – záporové pažení)

Vzhledem k tomu, že program Pažení posudek neumí posoudit tento typ konstrukce v jednom výpočtu, byla tato konstrukce řešena pomocí dvou modelů. V prvním modelu byla řešena pouze horní etáž (2x UPN 300 á 2 m) s přetížením od staveništní dopravy. Jednalo se tedy o fázi vyhloubení jámy na úroveň 9,4 m. V modelu druhé etáže (2x UPN 400 á 1,25 m) byl efekt nad ní ležící první etáže zohledněn přetížením za rubem konstrukce o velikosti tíhy zeminy nad ní ležící a užitého zatížení od staveništní dopravy. Jedná se tedy o zjednodušené řešení, ve kterém není řešena interakce dvou nad sebou ležících pažicích konstrukcí. Pro detailnější analýzu chování konstrukce by bylo nutné využít pokročilejší výpočtové metody, například metodu konečných prvků.

#### 3.4.3.1 Výpočet deformací pažicí konstrukce a vnitřních sil

Pro výpočet deformací byly definovány následující fáze výstavby pažicí konstrukce:

- Fáze 1: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 2,5$  m

- Fáze 2: Realizace první řady kotev v hloubce  $z = 3,0$  m
- Fáze 3: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 5,0$  m
- Fáze 4: Realizace druhé řady kotev v hloubce  $z = 4,5$  m
- Fáze 5: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 7,5$  m
- Fáze 6: Realizace třetí řady kotev v hloubce  $z = 7,0$  m
- Fáze 7: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 9,4$  m
- Fáze 8: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 10,9$  m
- Fáze 9: Realizace čtvrté řady kotev v hloubce  $z = 10,4$  m
- Fáze 10: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 13,4$  m
- Fáze 11: Realizace páté řady kotev v hloubce  $z = 12,9$  m
- Fáze 12: Vyhloubení jámy na hloubku  $h = 15,4$  m
- Fáze 13: Realizace šesté řady kotev v hloubce  $z = 14,9$  m
- Fáze 14: Vyhloubení jámy na finální hloubku  $h = 17,4$  m

V tabulce níže jsou pak uvedeny maximální charakteristické hodnoty vnitřních sil a deformací zápor z dvojice U profilů v rámci jednotlivých fází výstavby.

Fáze výstavby	Maximální posouvající síla [kN/m]	Maximální ohybový moment [kNm/m]	Maximální deformace [mm]
1. Etáž			
1.	51,10	67,68	14,40
2.	145,84	76,04	14,6
3.	136,94	110,84	14,5
4.	130,60	105,78	14,5
5.	165,28	107,74	14,5
6.	192,24	108,76	14,5
7.	204,66	136,64	14,5
2. Etáž			
8.	110,74	178,26	12,4
9.	218,76	97,46	5,6
10.	350,58	330,62	13,7
11.	375,06	285,12	14,1
12.	440,14	476,82	25,4
13.	455,52	424,28	27,3
14.	383,50	329,30	27,3

**Tab. 10** Maximální ohybové momenty, posouvající síly a deformace zápor

### 3.4.3.2 Posouzení ocelových profilů zápor

Návrh a posouzení ocelových profilů zápor byl proveden přímo v programu Pažení posudek podle normy EN 1993-1-1 (Eurokód 3). Návrhové hodnoty posouvajících sil a ohybových momentů byly z výše uvedených charakteristických získány vynásobením těchto hodnot součinitelem spolehlivosti. Pro horní etáž byla zvolena hodnota tohoto součinitele 1,5. Pro dolní etáž byl tento součinitel vzhledem



k převažujícímu stálému zatížení od tíhy zeminy stanoven váženým průměrem kdy pro stále zatížení (tíhu zeminy) byla uvažována hodnota 1,35 a pro užité zatížení (od stavební dopravy) hodnota 1,5. Výsledný součinitel spolehlivosti pro dolní etáž měl pak hodnotu 1,37.

Pro záporu v první etáži bylo rozhodující posouzení na ohybové namáhání, kdy výsledné posouzení je ve tvaru:

$$\frac{M_{max}}{M_{c,Rd}} = \frac{204,95}{251,47} = 0,815 \leq 1 \quad \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Průřez 2 x UPN 300 vyhovuje na ohybové namáhání s využitím 81,5 %. Podrobný výpočet a posouzení na další typy namáhání je uveden v příloze D.1.

Pro záporu v druhé etáži bylo taktéž rozhodující posouzení na ohybové namáhání. Výsledné posouzení má tvar:

$$\frac{M_{max}}{M_{c,Rd}} = \frac{408,28}{478,08} = 0,854 \leq 1 \quad \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Průřez 2 x UPN 400 vyhovuje na ohybové namáhání s využitím 85,4 %. Podrobný výpočet a další posudky jsou opět uvedeny v odpovídající příloze D.2.

### 3.4.3.3 Posouzení kotev

Ke kotvení záporového pažení jsou použity dočasné pramencové kotvy v celkem šesti kotevních úrovních. Kompletní výpočet posouzení únosnosti jednotlivých kotev je uveden v příloze D.3. V tabulce níže jsou stručně prezentovány výsledky napříč jednotlivými fázemi výstavby, pro každou etáž pažení zvlášť.

1. etáž záporového pažení							
Fáze výstavby	Kotva číslo [-]	Char. hodnota zatížení [kN]	Návrh. hodnota zatížení [kN]	Únosnost vytržení [kN]	Únosnost přetržení [kN]	Využití [%]	Posouzení [-]
2. fáze	1	250,0	375,0	432,2	443,7	86,8	Vyhovuje
3. fáze	1	254,5	381,7	432,2	443,7	88,3	Vyhovuje
4. fáze	1	254,6	381,9	432,2	443,7	88,4	Vyhovuje
	2	250,0	375,0	432,2	443,7	86,8	Vyhovuje
5. fáze	1	253,5	380,3	432,2	443,7	88,0	Vyhovuje
	2	264,2	396,4	432,2	443,7	91,7	Vyhovuje
6. fáze	1	253,5	380,3	432,2	443,7	88,0	Vyhovuje
	2	265,1	397,6	432,2	443,7	92,0	Vyhovuje
	3	300,0	450,0	720,3	887,3	62,5	Vyhovuje
7. fáze	1	253,6	380,4	432,2	443,7	88,0	Vyhovuje
	2	263,5	395,2	432,2	443,7	91,4	Vyhovuje
	3	331,6	497,4	720,3	887,3	69,1	Vyhovuje

2. etáž záporového pažení							
Fáze výstavby	Kotva číslo [-]	Char. hodnota zatížení [kN]	Návrh. hodnota zatížení [kN]	Únosnost vytržení [kN]	Únosnost přetržení [kN]	Využití [%]	Posouzení [-]
9. fáze	4	250,0	375,0	576,3	591,6	65,1	Vyhovuje
10. fáze	4	306,2	459,3	576,3	591,6	79,7	Vyhovuje
11. fáze	4	313,0	469,4	576,3	591,6	81,5	Vyhovuje
	5	350,0	525,0	720,3	887,3	72,9	Vyhovuje
12. fáze	4	300,8	451,2	576,3	591,6	78,3	Vyhovuje
	5	433,2	649,8	720,3	887,3	90,2	Vyhovuje
13. fáze	4	316,3	474,5	576,3	591,6	82,3	Vyhovuje
	5	471,5	707,2	720,3	887,3	98,2	Vyhovuje
	6	450,0	675,0	720,3	887,3	93,7	Vyhovuje
14. fáze	4	315,6	473,4	576,3	591,6	82,2	Vyhovuje
	5	465,9	698,9	720,3	887,3	97,0	Vyhovuje
	6	465,4	698,1	720,3	887,3	96,9	Vyhovuje

**Tab. 11** Posouzení navržených kotev ve variantě 4 – záporové pažení

V první etáži je navíc vyžita kotva číslo 2. Využití této kotvy v páté, šesté a sedmé fázi výstavby je přibližně 92 %. V druhé etáži jsou navíc využity kotvy 5 a 6 v posledních dvou fázích výstavby. Jejich využití se pohybuje kolem 97 %.

### 3.4.3.4 Návrh a posouzení výdřevy

Návrh výdřevy byl proveden na základě tabulky doporučených tloušťek výdřevy uvedené v americkém technickém předpisu Ground Anchors and Anchored Systems [17].

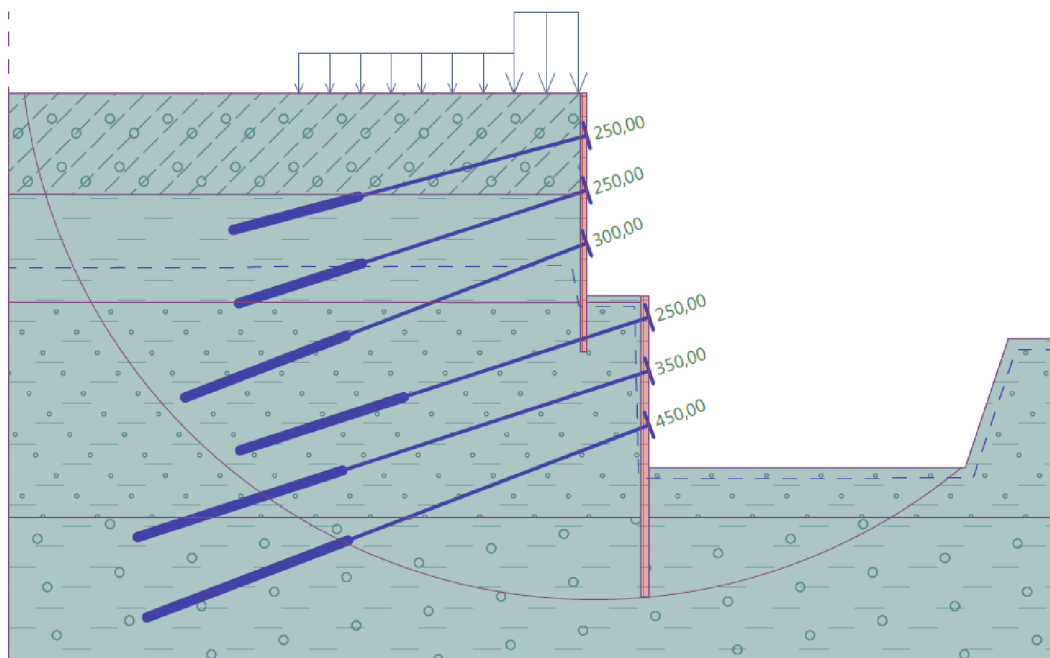
	Soil Description	Unified Soil Classification	Depth (m)	Recommended thickness of lagging (roughcut) for clear spans of:					
				1.5 m	1.8 m	2.1 m	2.4 m	2.7 m	3.0 m
<b>DIFFICULT SOILS</b>	Sand and silty sand (loose)	SW, SP, SM							
	Clayey sands (medium dense to dense) below water table	SC	0 - 8	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm
	Clay, heavily overconsolidated, fissured	CL, CH	8 - 18	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm	125 mm
	Cohesionless silt or fine sand and silt below water table	ML, SM-SL							
Notes: 1) In the category of "potentially dangerous soils", use of soldier beam and lagging wall systems is questionable. 2) The values shown are based on construction grade lumber. 3) Local experience may take precedence over recommended values in this table.									

**Tab. 12** Doporučené tloušťky výdřevy [17]

Výdřeva tedy byla pro horní i dolní etáž navržena shodně z fošen z rostlého jehličnatého dřeva pevnostní třídy C14 tloušťky 7,5 cm.

### 3.4.3.5 Posouzení celkové stability

Celková stabilita konstrukce byla posouzena v programu GEO5 Stabilita svahu. V programu byla vymodelována celá konstrukce a výpočet byl proveden Spencerovou metodou dle návrhového přístupu 3. Tvar smykové plochy byl programem optimalizován, aby se našel její co nejnepříznivější tvar. Výsledné využití stability má hodnotu 98,5 %, můžeme tedy konstatovat, že konstrukce pilotové stěny vyhovuje z hlediska celkové stability.



**Obr. 51** Globální stabilita záporového pažení – smyková plocha dle Spencera

## 4 Ekonomická analýza a výběr vhodné konstrukce

V minulé kapitole této diplomové práce byly přestaveny čtyři varianty zajištění stavební jámy hloubeného úseku tunelu. Všechny varianty byly navrženy tak, aby vyhověly na mezní stav únosnosti a použitelnosti. Ve všech případech se tudíž jedná o konstrukce, které s určitou spolehlivostní rezervou budou plnit svou funkci po předepsaný čas.

Při výběru vhodné konstrukce se kromě výše zmíněné spolehlivosti konstrukce můžou zohlednit následující faktory:

- Výsledná cena konstrukce
- Rychlost výstavby
- Dopad na životní prostředí
- Technologická náročnost
- Možná rizika a komplikace při výstavbě

Některé z těchto faktorů je obtížné kvantifikovat a následně zohlednit v rozhodovacím procesu. Z tohoto důvodu bylo pro potřeby této diplomové práce zvoleno jako jediné hodnotící kritérium výsledná cena konstrukce a pro každou variantu byl vypracován zjednodušený rozpočet.

### 4.1 Metodika tvorby rozpočtů

Cílem této práce nebylo vypracovat detailní rozpočty se všemi náležitostmi běžnými v rozpočtářské praxi, ale spíše vytvořit podklad pro ekonomické srovnání jednotlivých variant. I přes jistá zjednodušení však byly použity nástroje a principy běžně v praxi používané.

V této kapitole budou popsány základní principy oceňování stavebních prací, které byly použity při tvorbě zjednodušených rozpočtů navržených variant.

#### 4.1.1 Cenové soustavy ve stavebnictví

Cenová soustava slouží k standardizovanému ohodnocení stavebních prací. V podstatě se tedy jedná o tabulky, které udávají ceny jednotlivých stavebních materiálů a prací. Cenové soustavy je nutné každý rok aktualizovat, aby reflektovaly poptávku, inflaci a další faktory, které ovlivňují ceny ve stavebnictví. [22]

Na českém trhu působí několik společností, které se zabývají tvorbou cenových soustav společně se softwarem určeným k tvorbě rozpočtů a řízení stavby. Mezi rozšířené patří například soustava ÚRS a software KROS 4, cenová soustava RTS Data a software BUILDpower S nebo softwarová řešení od společností Aspe nebo Callida.

## 4.1.2 Výkaz výměr

Výkaz výměr je v podstatě položkový soupis veškerých objemů materiálů a prací nutných k realizaci stavby. Sestavuje se na základě projektové dokumentace a každá položka výkazu musí být vyjádřena ve standardizovaných měrných jednotkách (například m, m<sup>3</sup>, kg, hod). Slouží jako podklad pro vypracování položkového rozpočtu, kdy se k jednotlivým množstvím a objemům z výkazů výměr přiřadí ceny.

## 4.1.3 Jednotkové ceny a agregované položky

Při sestavování položkového rozpočtu lze využít jednotkových cen, agregovaných položek anebo kombinovat jak jednotkové ceny a tak agregované položky.

Jednotková cena charakterizuje cenu stavební jednice (např. 1 m vrtu průměru 900 mm) a práce vztahované k položce rozpočtu. Tyto jednotkové ceny byly v jednotlivých cenových soustavách vytvořeny tak, aby umožnily co nejvýstižnější ocenění stavby. Součástí této ceny jsou všechny náklady a zisk potřebný k provedení dané stavební práce. [23]

Pro ocenění například vybudování piloty pomocí jednotkových cen je nutné použít několik položek. Jednalo by se o položky jako:

- Vrt pro pilotu
- Naložení výkopku
- Odvoz výkopku
- Vytvoření a osazení armokoše
- Betonáž piloty

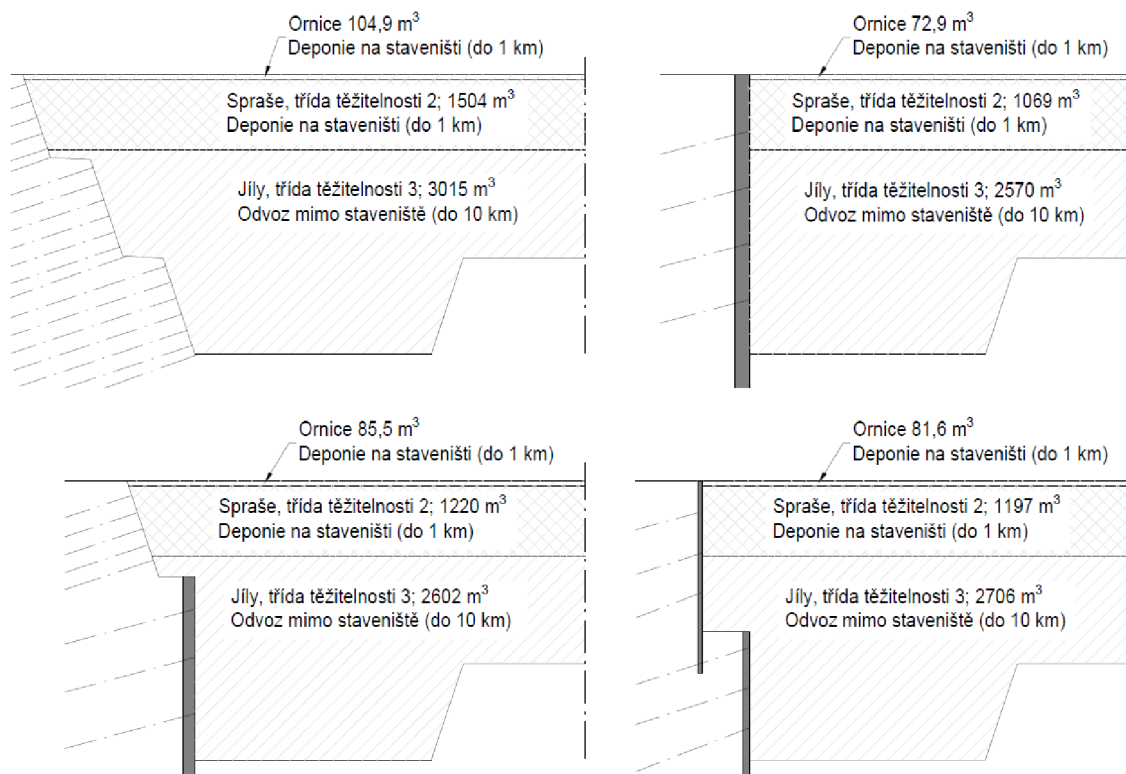
Agregované položky umožňují určité zjednodušení a zrychlení tvorby rozpočtů, ovšem na úkor přesnosti a často i přehlednosti. V podstatě se jedná o sjednocení více jednotkových cen do jedné položky, která představuje ucelenou konstrukci. Například agregovaná položka pro vybudování piloty v sobě obsahuje i náklady na potřebné vrtné práce, armování a betonáž.

## 4.2 Zjednodušené rozpočty jednotlivých variant

Rozpočty jednotlivých variant byly vždy vytvořeny za předpokladu, že konstrukce zajištění je dlouhá 10 m a má konstantní výšku. Jedná se tedy o modelový případ, který neodpovídá skutečné situaci, ale má pouze umožnit porovnání výše navržených variant. Stavební jáma je uvažována jako osově souměrná, proto byl rozpočet stanoven pouze pro její jednu polovinu.

Výkaz výměr byl sestaven podle schémat uvedených u každé varianty za předpokladů uvedených výše. Pro stanovení množství odtěžené zeminy byl využit

software AutoCAD, ve kterém byly odměřeny plochy a v závislosti na geologickém profilu vypočteny kubatury odtěžených zemin.



**Obr. 52** Objemy odtěžené zeminy v jednotlivých variantách zajištění

Pro vypracování zjednodušených položkových rozpočtů byla využita volně přístupná cenová soustava RTS Data [24]. Cena některých položek byla ale konzultována s odborníky z praxe a upravena dle jejich doporučení. Jednalo se zejména o položky vrtů pro hřebíky a pramencové kotvy. Při sestavování rozpočtu byly využity pouze jednotkové ceny, agregované položky pro zajištění větší přehlednost rozpočtu nebyly využity.

Jednotlivé rozpočty jsou přiloženy v přílohách A.5, B.5, C.5 a D.5. V následujících odstavcích budou pouze shrnuty závěry a ekonomické aspekty jednotlivých variant. Pro snadnější porovnání variant byla výsledná cena konstrukce rozdělena do následujících třech částí:

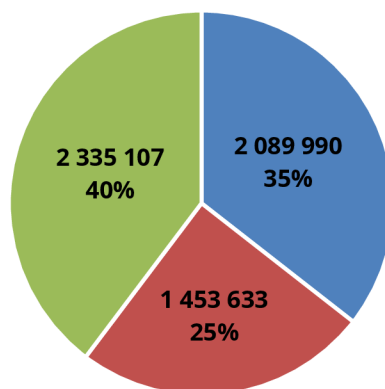
- Cena kotvení, obsahuje součet cen za kotvy a práce spojené s jejich realizací včetně převážek nebo kotevních prahů
- Cenu výkopových prací, včetně odvozu mimo staveniště pro jíly, u kterých se nepředpokládá využití pro zpětný zásyp
- Cenu pažící konstrukce, která obsahuje všechny ostatní položky, například piloty, zápory a výdřevu nebo hřebíkování a kryt ze stříkaného betonu



#### 4.2.1 Varianta 1 – Hřebíkový svah

Jedná se o variantu zajištění s nevyšším objemem zeminy, který bude nutný během výstavby odtěžit. Na druhou stranu odstupňování svahu lavičkami a svahování je staticky výhodné z hlediska zajištění celkové stability a náklady na kotvení jsou tedy nejnižší ze všech navržených variant.

##### Varianta 1 - Hřebíkový svah, cena: 5,88 mil. Kč



■ Cena kotvení ■ Cena výkopových prací ■ Cena paží konstrukce

**Obr. 53** Graf skladby celkové ceny pro variantu 1 – hřebíkový svah

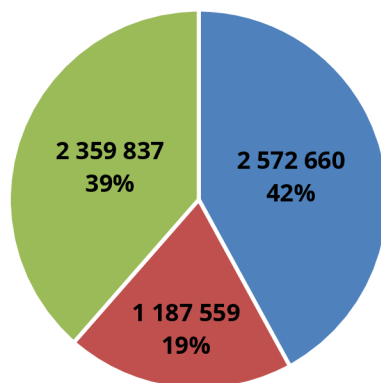
Geologie tvořená převážně neogenními jíly však vyžaduje poměrně značné množství hřebíků, které jsou ve spodních úrovních rozmístěny v rastru 1,0 x 1,5 m. Z toho plynou vysoké náklady na vrtné práce spojené s jejich realizací. Téměř 40 % celkové ceny konstrukce je tvořeno pouze vrtnými pracemi pro hřebíky a kotvy. Je tedy zřejmé, že o ekonomické výhodnosti této konstrukce rozhoduje právě cena těchto vrtných prací.

#### 4.2.2 Varianta 2 – Pilotová stěna

Varianta pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností na celou výšku stavební jámy představuje prostorově nejúspornější řešení ze všech navržených variant. Vzhledem k faktu že stavba tunelu se nachází v extravilánu, tedy bez vysokých nároku na prostorové uspořádání, nehraje šířka stavební jámy zásadní roli. Výhodou této konstrukce ale je úspora na výkopových pracích, která oproti variantě hřebíkového svahu činí přibližně 267 000 Kč. Naopak svislá konstrukce s velkou výškou vyžaduje kotvení dlouhými pramencovými kotvami v celkem čtyřech úrovních, které tvoří až 42 % celkové ceny této paží konstrukce.



### Varianta 2 - Pilotová stěna, cena: 6,12 mil. Kč



■ Cena kotvení ■ Cena výkopových prací ■ Cena pažící konstrukce

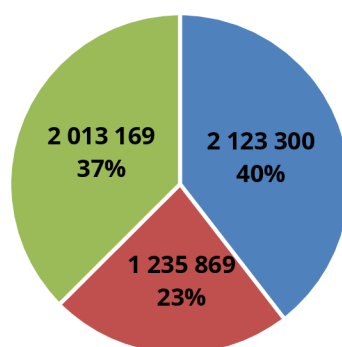
**Obr. 54** Graf skladby celkové ceny pro variantu 2 – pilotová stěna

Z grafu uvedeného výše je zřejmé, že úspora na výkopových pracích není dostatečně vysoká, aby dokázala vyrovnat náklady na vybudování tak masivní, několikanásobně kotvené konstrukce.

### 4.2.3 Varianta 3 – Pilotová stěna s hřebíkovým předvýkopem

Tato varianta spojuje výhody dvou výše zmíněných variant. Hřebíkový předvýkop sice zvyšuje objem odtěžené zeminy, nicméně většina takto odtěžené zeminy jsou spráše, u kterých se předpokládá využití pro zpětný zásyp a není tudíž nutné počítat s dopravou a skládkou mimo staveniště. Rozdíl v ceně výkopových prací oproti variantě 2 je pouze přibližně 48 000 Kč.

### Varianta 3 - Pilotová stěna s hřebíkovým předvýkopem, cena: 5,37 mil. Kč



■ Cena kotvení ■ Cena výkopových prací ■ Cena pažící konstrukce

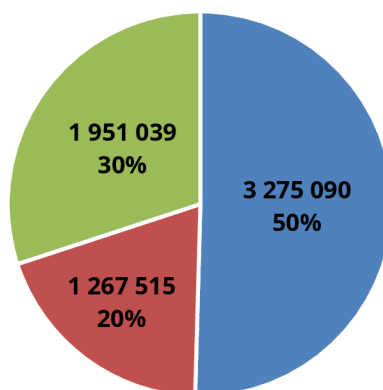
**Obr. 55** Graf skladby celkové ceny pro variantu 3 – pilotová stěna s předvýkopem

Svahovaný předvýkop působí staticky příznivě, pilotová stěna tudíž může být provedena z pilot menšího průměru a zároveň nevyžaduje tak masivní kotvení jako varianta 2.

#### 4.2.4 Varianta 4 – Záporové pažení

Relativně poddajná konstrukce záporového pažení si vyžádala masivní kotvení v celkem šesti kotevních úrovních. Byl zvolen koncept kotvení bez převázek, přes dvojici UPN profilů, nicméně úspora na převázkách je vůči celkové ceně kotvení zanedbatelná. Celkem je nutné v této konstrukci realizovat 830 m pramencových kotev, což je nejvíce ze všech navržených variant a negativně se to projevuje na výsledné ceně konstrukce.

##### Varianta 4 - Záporové pažení, cena: 6,49 mil. Kč



■ Cena kotvení ■ Cena výkopových prací ■ Cena pažící konstrukce

**Obr. 56** Graf skladby celkové ceny pro variantu 4 – záporové pažení

Naopak cena samotné pažící konstrukce (v tomto případě ocelových zápor a výdřevy) je nejnižší ze všech předcházejících variant. U zápor po jejich demontáži byl uvažován jejich prodej jako šrotového železa s výkupní cenou 2,5 Kč/kg. Pokud by však byly zápor opětovně použity, cena pažící konstrukce by byla ještě nižší.

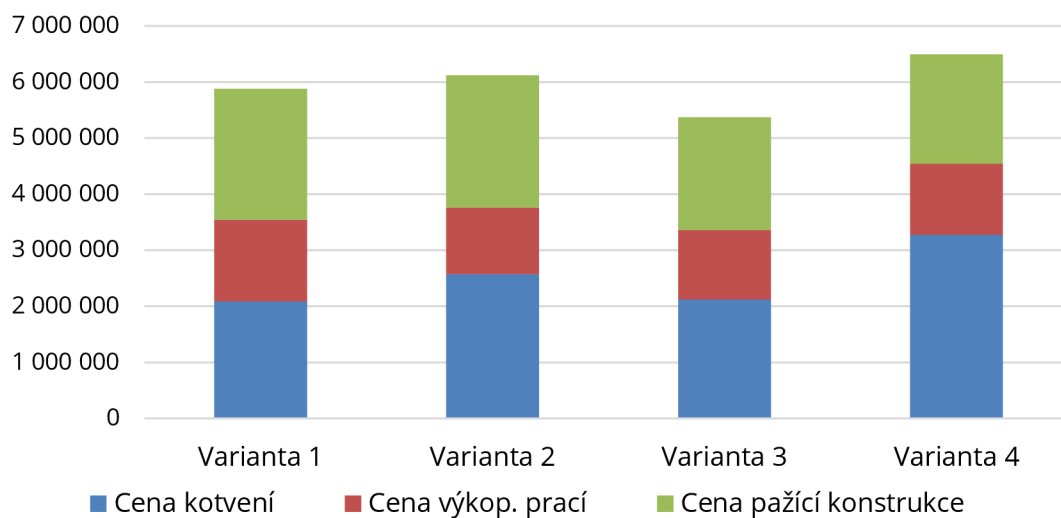
#### 4.3 Zhodnocení a výběr ekonomicky nejvýhodnější konstrukce

Na základě zpracovaných zjednodušených položkových rozpočtů a z nich vyplývajících cen jednotlivých variant, byly tyto konstrukce seřazeny od nejlevnější, po nejdražší následovně:

1. Pilotová stěna s hřebíkovým předvýkopem, cena: 5,37 mil. Kč (varianta 3)
2. Hřebíkový svah, cena: 5,88 mil. Kč (varianta 1)
3. Pilotová stěna, cena: 6,12 mil. Kč (varianta 2)
4. Záporové pažení, cena: 6,49 mil. Kč (varianta 4)

Přehledně jsou pak ceny jednotlivých variant, včetně skladby jejich ceny, zobrazeny na následujícím grafu.

### Cenové srovnání navržených variant



**Obr. 57** Graf cenového srovnání navržených variant

K dalšímu řešení v následující kapitole tedy byla vybrána varianta číslo 3, pilotová stěna s předvýkopem zajištěným pomocí hřebíkování.

## 5 Detailní analýza vybrané konstrukce

Konstrukce pilotové stěny s předvýkopem byla v kapitole 3.3 řešena zvláště pro hřebíkový svah a pilotovou stěnu. Hřebíkový svah byl řešen analytickými metodami a pro řešení pilotové stěny byla použito iterační řešení metodou závislých tlaků. Dalším, kvalitativně vyšším stupněm výpočtu je plně numerické řešení celé konstrukce pomocí metody konečných prvků (MKP), které bude prezentováno v této části práce.

### 5.1 Teoretický úvod

#### 5.1.1 Metoda konečných prvků

Nejrozšířenější numerickou metodou pro statické řešení konstrukcí je právě metoda konečných prvků (*finite element method*). V geotechnice se tato metoda stala standardem pro řešení náročných úloh z oblasti zakládání staveb, stability svahů, podzemních staveb a pažicích konstrukcí.

Princip metody spočívá v rozdělení spojitého modelu pomocí sítě do určitého (konečného) počtu prvků. Na jednotlivých uzlech prvků se pak určují požadované veličiny. Podle toho, zda je neznámou funkce posunutí nebo funkce napětí, rozlišujeme deformační nebo silovou variantu metody konečných prvků. Základem deformační metody je Lagrangeův princip virtuálních přemístění zatím co u silové metody je řídicím principem Castiglianův princip virtuálních sil.

V současné době je na trhu několik softwarových řešení, která využívají MKP pro řešení úloh z geotechnické praxe. Jedná se například o:

- **Plaxis 2D / 3D (Bentley Systems)** – v současné době asi nejpokročilejší software umožňující řešení celého spektra geotechnických úloh pomocí pokročilých materiálových modelů ve 2D i 3D.
- **RS2 / RS3 (Rocscience)** – velice pokročilý software využívaný zejména pro řešení problémů v podzemním stavitelství umožňující 2D nebo 3D analýzu za využití řady materiálových modelů.
- **GEOS MKP (FINE)** – snadno ovladatelný software vyvíjený v České Republice umožňující analýzu pažicích konstrukcí, sedání, stability svahů, proudění nebo výstavby tunelu. Kromě základních materiálových modelů nabízí také modifikovaný Cam-Clay nebo Hypoplastický model.
- **Midas GTS NX (MIDAS software)** - integrovaný 2D/3D MKP výpočetní program umožňující analyzovat většinu geotechnických problémů

Vzhledem k náročným geologickým podmínkám a relativně složité geometrii modelu byl pro řešení výše zmiňované konstrukce vybrán software Plaxis 2D 2019.

## 5.1.2 Volba konstitutivního modelu

Volba vhodného konstitutivního (materiálového) modelu je pro tento typ výpočtu zcela zásadní, protože špatný výběr materiálového modelu nebo použití nevhodných vstupních parametrů může vést k zcela nereálnému chování modelované konstrukce. Pro řešení byl zvažován lineárně elastický – perfektně plastický Mohr-Coulombův (MC) model a nebo elasto-plastický model s dvojitým, objemový a smykovým zpevněním, takzvaný Hardening Soil (HS) model.

Pro použití MC modelu hovořil zejména fakt, že k jeho použití je potřeba pouze 5 vstupních parametrů a všechny tyto hodnoty byly určeny v rámci předběžného geotechnického průzkumu ([9]). Na druhou stranu model neumí popsat nevratné deformace před dosažením porušení a tuhost zeminy při odtížení je stejná jako při prvotním zatížení. U výpočtu pažicích konstrukcí to vede například k nereálně vysokému zvedání dna stavební jámy. [25]

Dalším argumentem proti použití MC modelu je nadhodnocování neodvodněné smykové pevnosti při Undrainend A analýze. Problematika neodvodněné analýzy je podrobněji popsána v části 5.1.3.

Pro použití HS modelu je naopak potřeba mít větší množství vstupních parametrů, které navíc nebyly v rámci předběžného geotechnického průzkumu zjištěny. Tyto neznámé parametry se však dají odhadnout z parametrů pro MC model na základě empirických vztahů a zkušeností. Na rozdíl od MC modelu pak HS model dokáže simulovat plastické deformace před porušením zeminy, rozdílnou tuhost při zatěžování a odtěžování a tuhost zeminy je závislá na napětí. [25]

Po zhodnocení výhod a nevýhod těchto dvou konstitutivních modelů a s přihlédnutím na charakter konstrukce a geologické podmínky byl pro numerické řešení vybrán Hardening Soil model. Vstupní parametry, které nebyly určeny v geotechnickém průzkumu, budou stanoveny pomocí empirických vztahů.

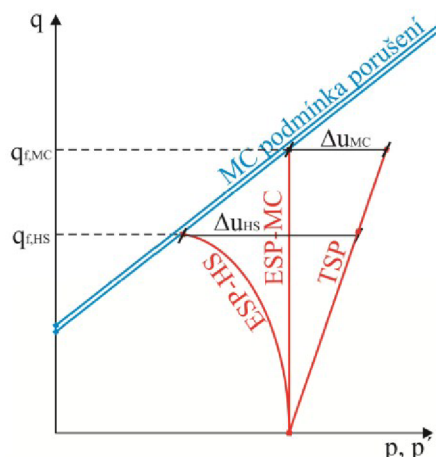
## 5.1.3 Typy neodvodněných analýz v programu Plaxis

V zájmové oblasti se nachází jíly s velmi malou propustností ( $k_f = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s) a zajištění stavební jámy se považuje za konstrukci dočasnou, s plánovanou životností do 2 let. Z těchto důvodů bylo zvoleno chování jílu jako neodvodněné. Program Plaxis umožňuje celkem tři níže popsané typy neodvodněné analýzy.

### Undrainend A

Tento typ výpočtu umožňuje zadat parametry zeminy v efektivních hodnotách a neodvodněná smyková pevnost je v průběhu analýzy dopočítána. Program za účelem oddělení pórových tlaků od efektivních napětí přidá do matice tuhosti vodu a efektivní parametry tuhosti se doplní o objemový modul vody  $K_w$ .

Problém ale nastává u materiálových modelů, které nedokáží správně popsat efektivní dráhy napětí pro tento výpočet. Například Mohr-Coulombův model bude sledovat efektivní dráhu napětí kde hlavní efektivní napětí  $p'$  zůstane až do porušení konstantní, což neodpovídá reálnému chování zemin. Skutečné chování zejména jemnozrnných normálně konsolidovaných zemin je takové, že při neodvodněném zatěžování s rostoucím efektivním napětím  $q'$  bude výrazně klesat deviátorové napětí  $p'$ . Toto chování dokáže lépe popsat například Hardening Soil model. [26]



**Obr. 58** Dráhy napětí HS a MC modelu při Undrained A výpočtu [25]

Při použití MC modelu a Undrained A výpočtu dochází tedy zejména u jemnozrnných normálně konsolidovaných jíílů k nadhodnocení neodvodněné smykové pevnosti. Toto chybné použití Undrained A výpočtu bylo jednou z příčin selhání zajištění stavební jámy Nicoll Highway v Singapuru. [27]

Dalším rizikem je použití nenulového úhlu dilatance  $\Psi \neq 0$ , který vede na nereálně velké záporné pórové tlaky, které v důsledku nadhodnocují neodvodněnou smykovou pevnost. Proto je doporučeno při Undrained A výpočtu používat nulový úhel dilatance  $\Psi = 0$ . [26]

### Undrained B

Na rozdíl od Undrained A výpočtu se hodnota neodvodněné smykové pevnosti  $s_u$  zadává a není výstupem analýzy. Díky tomu nedochází k ovlivnění smykové pevnosti průběhem efektivní dráhy napětí. Parametry tuhosti se zadávají v efektivních parametrech. [25]

### Undrained C

Při tomto typu analýzy nedochází k výpočtu pórových tlaků a nerozlišují se totální a efektivní dráhy napětí. Vstupem je neodvodněná smyková pevnost  $s_u$  a totální model pružnosti  $E_u$ . [25]



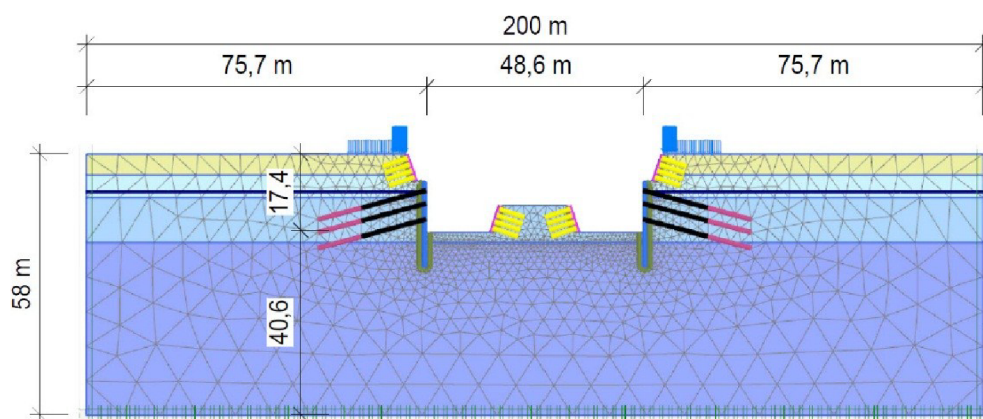
## 5.2 Matematický model

### 5.2.1 Popis modelu a geometrie

Konstrukce byla řešena pomocí dvourozměrného modelu jako rovině deformační úloha (*plane strain*). Geometrie byla nejprve vytvořena v programu AutoCAD a následně ve formátu DWG naimportována do programu Plaxis, kde byly jednotlivým liniím a oblastem přiřazeny požadované vlastnosti.

Oproti konstrukci řešené v části 3.3 bylo upraveno zajištění předvýkopu, kde se nyní uvažuje pouze s 10 cm stříkaného betonu oproti původním 15 cm a hřebíky jsou rozmístěny v rastru 1,5 x 1,5 m oproti původním 1,0 x 2,0 m.

Rozměry modelu byly voleny tak, aby se minimalizoval vliv okrajových podmínek na výsledky výpočtu. Okrajové podmínky byly voleny standartní, tedy u spodní hrany je bráněno svislému i vodorovnému posunu (pomocí *total fixities*) a u bočních hran modelu je bráněno pouze vodorovnému posunu (pomocí *horizontal fixities*).



Obr. 59 Rozměry modelu modelu

Jednotlivé prvky konstrukce byly v programu PLAXIS modelovány následujícím způsobem:

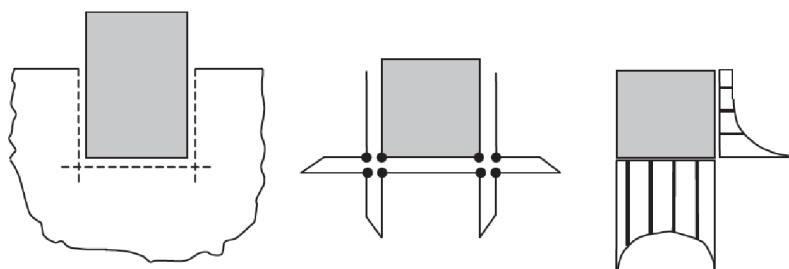
- **Zeminy** byly modelovány pomocí oblastí složených z plošných prvků. V programu se takováto oblast nazývá *Cluster*.
- **Hřebíky** byly modelovány jako *Geogrid*, což je prvek pouze s normálovou tuhostí schopný přenášet jen osově síly.
- **Stříkaný beton** jako *Plate*. Plate je prvek s normálovou a ohybovou tuhostí, vhodný pro modelování ohybově namáhaných konstrukcí, u nichž se dá zanedbat jejich tloušťka. Typicky se jedná například o primární ostění tunelů ze stříkaného betonu nebo některé typy pažících konstrukcí.
- **Kotvy** se v modelu skládají z volné délky (táhla) a kořene. Pro modelování volné délky byl použit prvek typu *Node-to-node anchor*, který představuje



pružinu mezi dvěma uzly modelu. Kořen byl modelován prvkem *Embedded beam row* který má normálovou i ohybovou tuhost a pomocí kontaktních prvků umožňuje přenos síly plášťovým třením do zeminy.

- **Pilotová stěna** je konstrukce, u které není možné zanedbat její šířku, proto nemohl být použit prvek typu *plate*. Byl použit postup, kdy pilota je modelována jako *Cluster* s vloženým *Plate* prvkem v ose clusteru. Při tomto postupu je nutné upravit materiálové parametry prvků (viz 5.2.4.2 *Parametry strukturních prvků*)

Pro správné chování modelu na rozhraní konstrukce a zeminy bylo nutné použít kontaktní prvky, které umožní "elastický prokluz" mezi zeminou a konstrukcí. Problém u kontaktních prvků ale může nastat na ostrých rozích, kde dochází k oscilacím napětí. Z toho důvodu byly dle doporučení tvůrců programu pod patou piloty modelovány přesahy kontaktních prvků. Princip je patrný z obrázku níže. [26]



**Obr. 60** Řešení oscilací napětí na ostrých rozích pomocí kontaktních prvků [26]

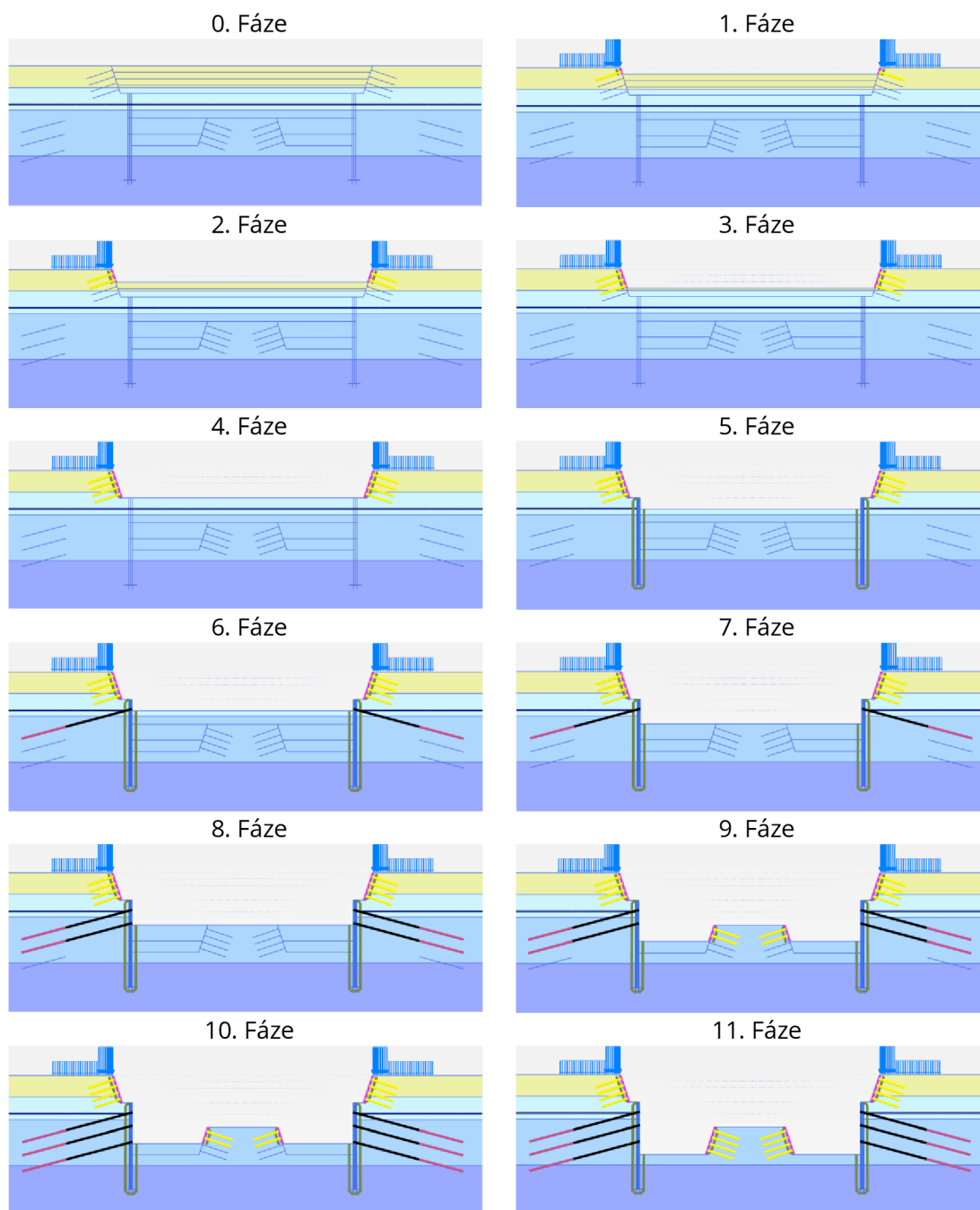
## 5.2.2 Fáze výstavby

Výpočet byl rozdělen do následujících fází výstavby:

Číslo fáze	Název	Typ analýzy
0	Počáteční podmínky	Gravity
1	Výkop na první úroveň hřebíkování, realizace hřebíku a stříkaného betonu	Plastic
2	Výkop na druhou úroveň hřebíkování, realizace hřebíku a stříkaného betonu	Plastic
3	Výkop na třetí úroveň hřebíkování, realizace hřebíku a stříkaného betonu	Plastic
4	Výkop na čtvrtou úroveň hřebíkování, realizace hřebíku a stříkaného betonu	Plastic
5	Realizace pilot, výkop na první kotevní úroveň	Plastic
6	Provedení kotev v první úrovni a jejich napnutí	Plastic
7	Výkop na druhou kotevní úroveň	Plastic
8	Provedení kotev v druhé úrovni a jejich napnutí	Plastic
9	Výkop na třetí kotevní úroveň, zajištění první poloviny svahu ve střední části hřebíkováním	Plastic
10	Provedení kotev ve třetí úrovni a jejich napnutí	Plastic
11	Výkop na dno stavební jámy, zjištění druhé poloviny svahu ve střední části hřebíkováním	Plastic

**Tab. 13** Fáze výstavby

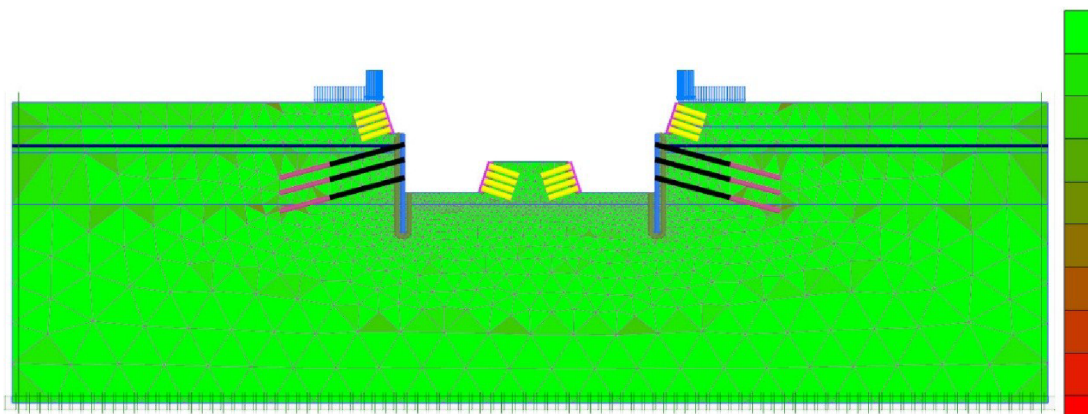
Grafické znázornění jednotlivých fází je na obrázcích níže.



**Obr. 61** Fáze výstavby

### 5.2.3 Síť konečných prvků

Pro výpočet byla použita síť 15-uzlových trojúhelníkových prvků která byla programem vygenerována automaticky. Výsledná síť se skládá z 5308 prvků a 43511 uzlů. Průměrná délka strany trojúhelníkového prvku je 1,566 m, maximální 12,42 m a minimální 0,22 m.



**Obr. 62** Kvalita sítě konečných prvků

Vzhledem k tomu, že modelovaná konstrukce je osově symetrická, měla by být symetrická a vygenerovaná síť. To použitá síť konečných prvků splňuje a spolu s dostatečnou hustotou a tvarem prvků ji činí vhodnou k výpočtu.

## 5.2.4 Parametry materiálů

### 5.2.4.1 Parametry zeminy

Pro zeminy byl zvolen materiálový model Hardening Soil, pro který ale nebyly v geotechnickém průzkumu určeny všechny nutné parametry (viz 2.2.5.2 *Mechanické vlastnosti zemín*). Neznámé parametry byly dopočteny podle níže uvedených empirických vztahů.

$$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = E_{def} \frac{1}{1 - \frac{(2 \cdot \nu^2)}{1 - \nu}}$$

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$$

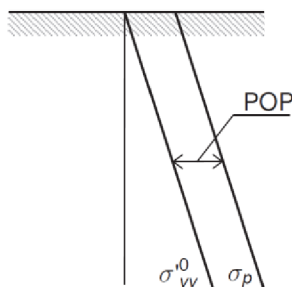
$$p_{ref} = 100 \text{ kPa}$$

$$m = 0,5$$

$$\nu_{ur} = 0,2$$

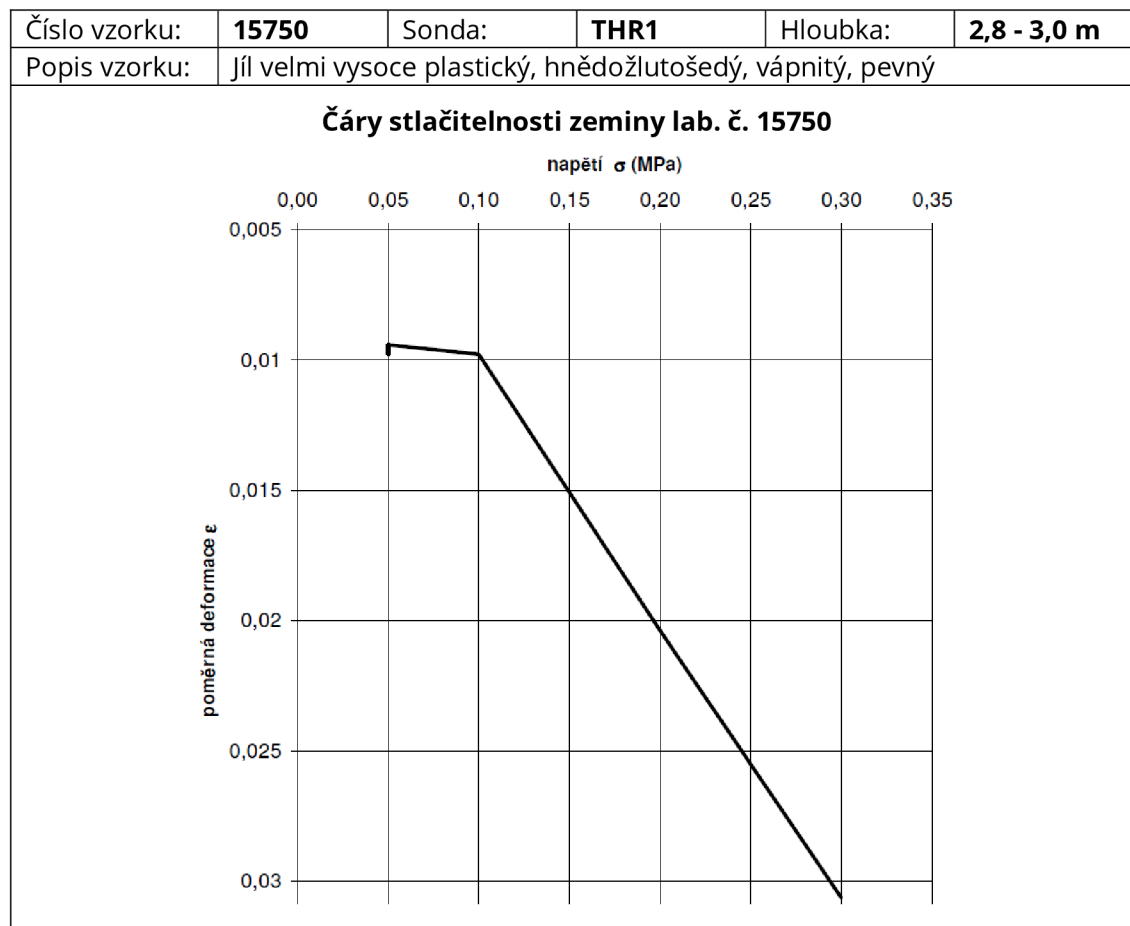
$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Dále bylo potřeba zohlednit fakt, že jíly v zájmové oblasti jsou překonsolidované. Tato vlastnost byla do výpočtu zavedena pomocí parametru POP (*Pre-Overburden Pressure*), který vyjadřuje rozdíl maximálního napětí, kterého bylo v zemině dosaženo v minulosti ( $\sigma_p$ ), a napětí současného ( $\sigma_{yy}^0$ ).



**Obr. 63** Princip stanovení parametru POP [26]

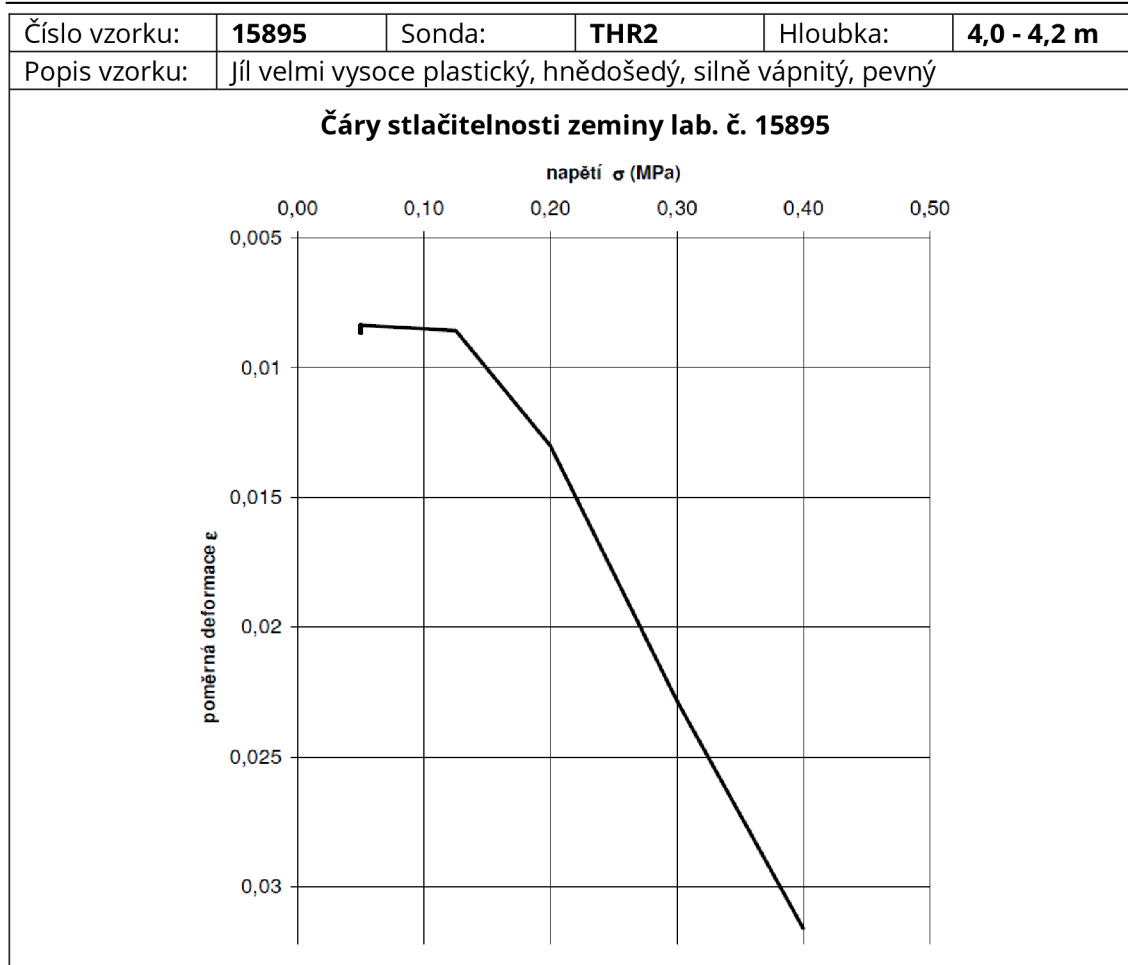
Hodnota POP byla stanovena na základě následujících edometrických testů realizovaných v rámci předběžného geotechnického průzkumu.



**Tab. 14** Edometrická zkouška 15750 [9]

Výpočet parametru POP pak byl následující:

$$POP = |\sigma_p - \sigma_{yy}^0| = \sigma_p - \gamma \cdot z = 100 - 20,5 \cdot 3 = 38,5 \text{ kPa}$$



**Tab. 15** Edometrická zkouška 15895 [9]

Výpočet parametru POP pak byl následující:

$$POP = |\sigma_p - \sigma_{yy}^0| = \sigma_p - \gamma \cdot z = 125 - 20,5 \cdot 4 = 43 \text{ kPa}$$

Z těchto dvou zkoušek pak byla stanovena průměrem hodnota POP = 40 kPa, která pak byla použita v dalších výpočtech.

V tabulce níže je pak uveden souhrn všech použitých vstupních parametru materiálového modelu. Hodnoty, které byly odhadnuty nebo dopočteny na základě empirických vztahů jsou tučně zvýrazněny.

	F6 Cl	F8 CH, CV (5m)	F8 CH, CV (15m)	F8 CH, CV (30m)
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	21,0	20,5	20,5	20,5
$E_{50}^{ref}$ [MPa]	<b>10,7</b>	<b>12,8</b>	<b>25,5</b>	<b>38,3</b>
$E_{oed}^{ref}$ [MPa]	<b>10,7</b>	<b>12,8</b>	<b>25,5</b>	<b>38,3</b>
$E_{ur}^{ref}$ [MPa]	<b>32,1</b>	<b>38,3</b>	<b>76,6</b>	<b>114,9</b>
$m$ [-]	<b>0,5</b>	<b>0,5</b>	<b>0,5</b>	<b>0,5</b>
$\varphi_{ef}$ [°]	28,0	20,0	20,0	20,0
$c_{ef}$ [kPa]	6,0	12,0	18,0	20,0
$\nu_{ur}$ [-]	<b>0,2</b>	<b>0,2</b>	<b>0,2</b>	<b>0,2</b>
$p_{ref}$ [kPa]	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>
$K_0$	<b>0,531</b>	<b>0,658</b>	<b>0,658</b>	<b>0,658</b>
$k_f$ [m/day]	8,64E-05	8,64E-07	8,64E-05	8,64E-05
POP [kN/m <sup>2</sup> ]	<b>0</b>	<b>40</b>	<b>40</b>	<b>40</b>

**Tab. 16** Parametry zemin použitých ve výpočtu (odhadnuté nebo dopočtené hodnoty tučně)

#### 5.2.4.2 Parametry strukturních prvků

Dále bylo třeba určit vstupní parametry jednotlivých strukturních prvků, které byly použity k modelování hřebíků, stříkaného betonu, kotev nebo pilot.

V následujících tabulkách jsou uvedeny souhrny těchto hodnot. Parametry, které byly zadávány do PLAXISU jsou zvýrazněny tučně, ostatní hodnoty sloužili pouze k dopočítání těchto parametrů.

#### Zemní hřebíky

Pro zajištění předvýkopu byly navrženy hřebíky Freyssinet SAS 670 délky 6,0 m a průměru  $\varnothing$  25 mm do vrtu  $d = 80$  mm rozmístěné v rastru 1,0 x 1,5 m.

$d =$	0,025	m
$\acute{a} =$	1,5	m
$E =$	2,10E+11	Pa
<b><math>E \cdot A =</math></b>	<b>6,87E+04</b>	<b>kN/m</b>

**Tab. 17** Parametry zemních hřebíku pro modelování jako geogrid prvek

#### Stříkaný beton

Kryt hřebíků je navržen ze stříkaného betonu tloušťky 10 cm a třídy pevnosti SB 25 (C 20/25).

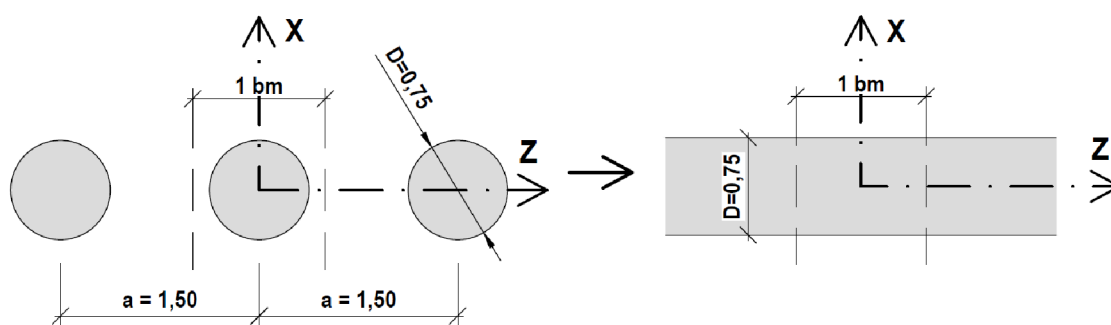
$d =$	0,1	m
$E =$	2,75E+10	Pa
$\gamma =$	25,0	kN/m <sup>3</sup>
$E \cdot A =$	2,75E+06	kN/m
$E \cdot I =$	2,29E+03	kN/m <sup>2</sup> /m
$w =$	2,500	kN/m/m
$v =$	0,2	-

**Tab. 18** Parametry stříkaného pro modelování jako plate prvek

### Pilotová stěna

Pilotová stěna z pilot průměru 0,75 m po vzdálenosti 1,5 m je modelována jako plošný prvek (*cluster*), kterému je přiřazen lineárně elastický materiálový model. Materiál piloty je beton třídy C 30/37.

Šířka plošného prvku je shodná s průměrem piloty, proto je pro zachování správné ohybové tuhosti nutné přepočítat modul pružnosti betonu dle poměrů momentů setrvačnosti skutečného a modelovaného průřezu.



**Obr. 64** Přepočet modulu pružnosti dle ohybové tuhosti

$$E_1 \text{ [GPa]} \qquad E_2 = X \text{ [GPa]}$$

$$I_{z,1} = \frac{\pi D^4}{64a} \text{ [m}^4/\text{m}'\text{]} \qquad I_{z,2} = \frac{1 \text{ bm} \cdot D^3}{12} = \frac{D^3}{12} \text{ [m}^4/\text{m}'\text{]}$$

$$E_1 I_{z,1} = E_2 I_{z,2}$$

$$E_2 = E_1 \frac{I_{z,1}}{I_{z,2}} = E_1 \frac{\frac{\pi D^4}{64a}}{\frac{D^3}{12}} = E_1 \frac{12\pi D^4}{64aD^3} = E_1 \frac{3\pi D}{16a} \approx 0,2945E_1$$

Analogický postup, kde pouze místo momentů setrvačnosti byla použita plocha, byl použit k získání objemové hmotnosti materiálu. Výsledné parametry pro lineárně elastický materiálový model, který je přiřazen plošnému prvku, jsou pak následující.



<b><math>\gamma</math></b> =	<b>9,822</b>	<b>kN/m<sup>3</sup></b>
<b>E</b> =	<b>9,4248E+09</b>	<b>Pa</b>
<b><math>\nu</math></b> =	<b>0,2</b>	<b>-</b>

**Tab. 19** Parametry pro lineárně elastický materiálový model clusteru piloty

Pro snadné zjištění hodnot vnitřních sil a deformací pilotové stěny byl do osy plošného prvku vložen plate prvek s milionkrát zmenšenými parametry tuhosti skutečné konstrukce.

<b>d</b> =	<b>0,75</b>	<b>m</b>
<b>á</b> =	<b>1,5</b>	<b>m</b>
<b>E</b> =	<b>3,20E+10</b>	<b>Pa</b>
<b>E·A</b> =	<b>9,425E+06</b>	<b>kN/m</b>
<b>E·I</b> =	<b>3,313E+05</b>	<b>kN/m<sup>2</sup>/m</b>
<b>w</b> =	<b>0</b>	<b>kN/m/m</b>
<b><math>\nu</math></b> =	<b>0,2</b>	<b>-</b>

**Tab. 20** Parametry pro plate prvek v ose plošného prvku piloty

### Kotvy

Pro modelování dočasných, šesti pramencových kotev VSL Y1860 S7-15,3 byly použity následující hodnoty.

Pro táhlo modelované jako node-to-node anchor:

<b><math>n_{\text{pram}}</math></b> =	<b>6</b>	<b>-</b>
<b><math>A_{\text{pram}}</math></b> =	<b>1,40E-04</b>	<b>m<sup>2</sup></b>
<b>E</b> =	<b>1,95E+11</b>	<b>Pa</b>
<b>E·A</b> =	<b>2,73E+04</b>	<b>kN</b>
<b><math>L_{\text{spacing}}</math></b> =	<b>1,5</b>	<b>m</b>

**Tab. 21** Parametry táhla kotvy pro modelování jako node-to-node anchor

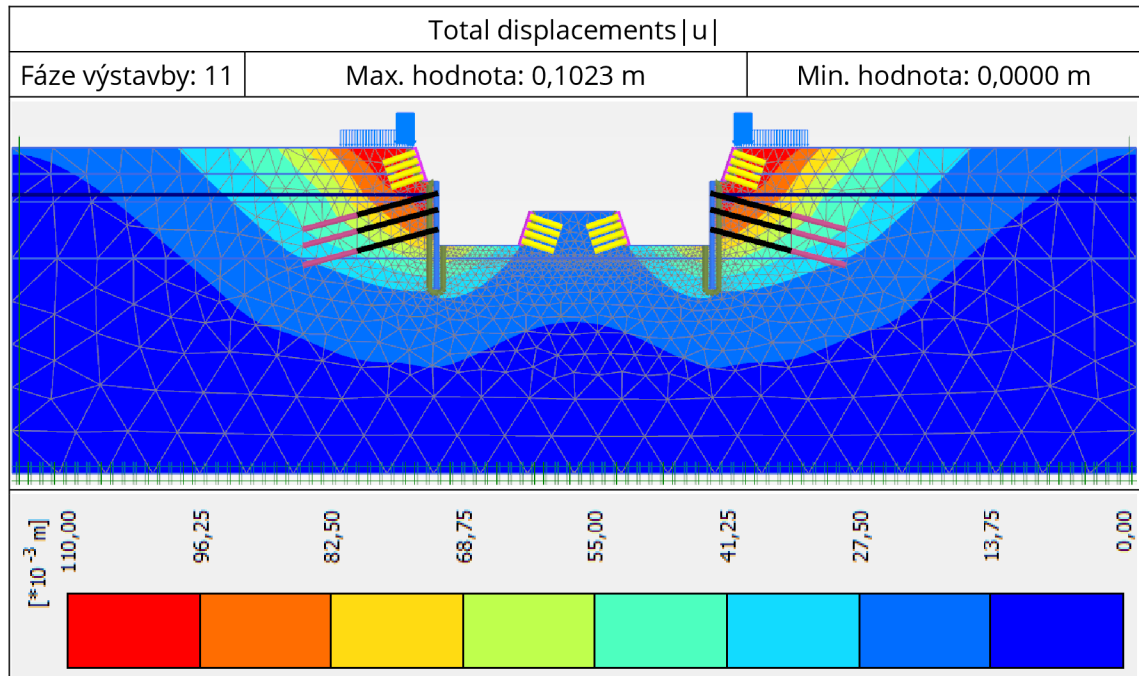
Pro kořen kotvy modelovaný jako embedded beam row:

<b>d</b> =	<b>0,194</b>	<b>m</b>
<b>E</b> =	<b>3,20E+10</b>	<b>Pa</b>
<b><math>\gamma</math></b> =	<b>25,0</b>	<b>kN/m<sup>3</sup></b>
<b>Type:</b>	<b>Massive circular beam</b>	
<b><math>L_{\text{spacing}}</math></b> =	<b>1,5</b>	<b>m</b>

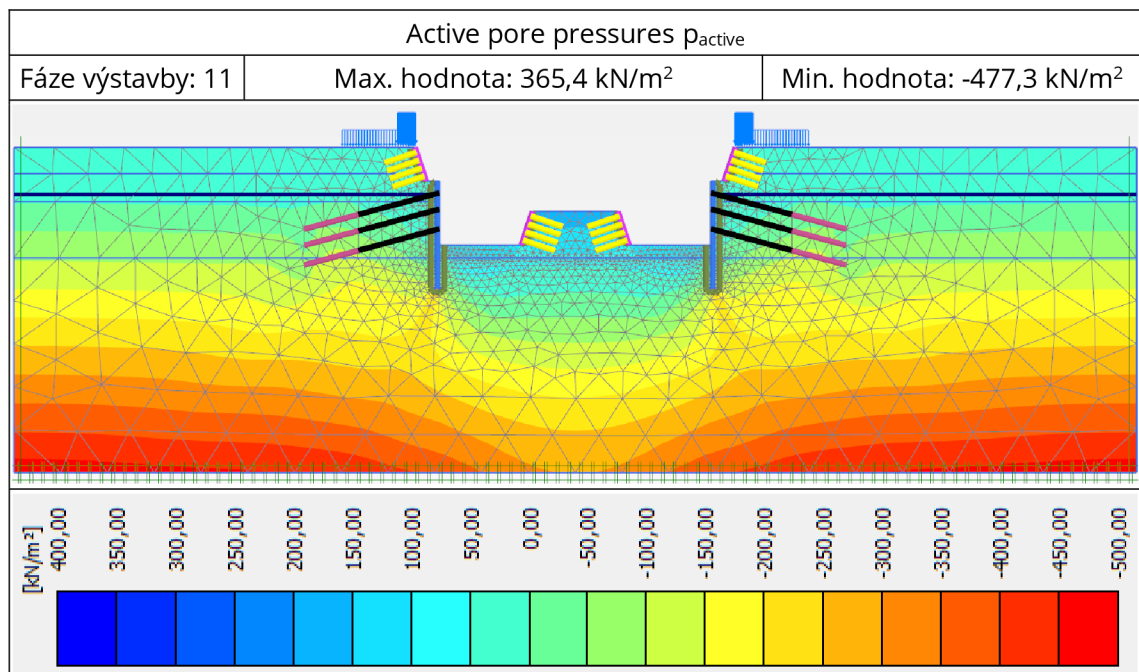
**Tab. 22** Parametry kořene kotvy pro modelování jako embedded beam row

### 5.3 Výstupy matematického modelu

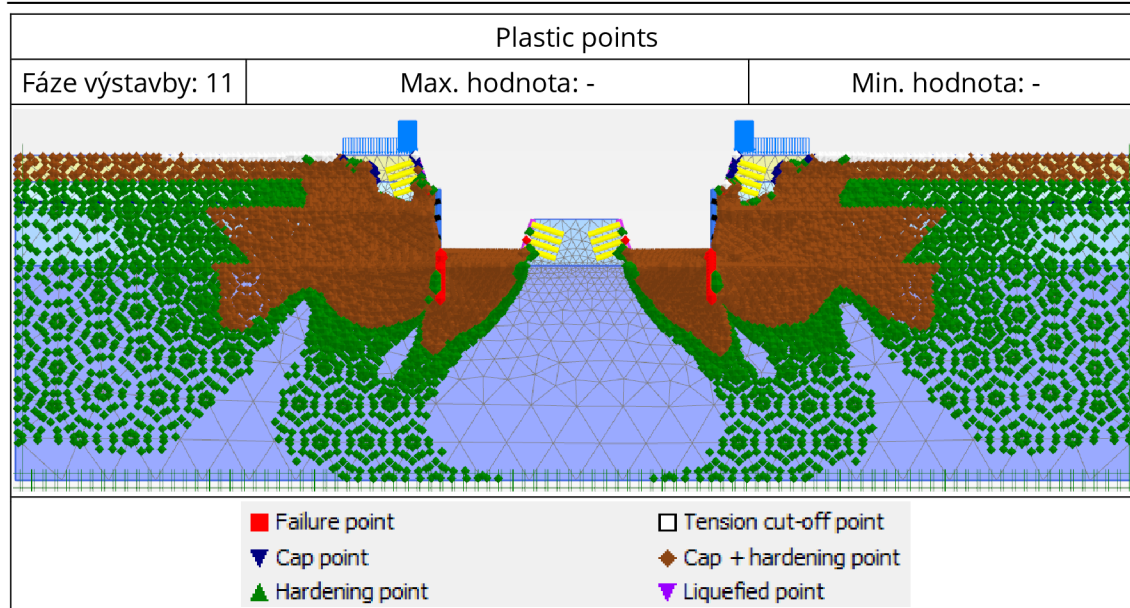
V této části jsou prezentovány některé výstupy z výpočtu ve formě grafického znázornění izoploch. Podrobnější rozbor výsledků a posouzení jednotlivých konstrukčních prvků je uvedeno v následující kapitole.



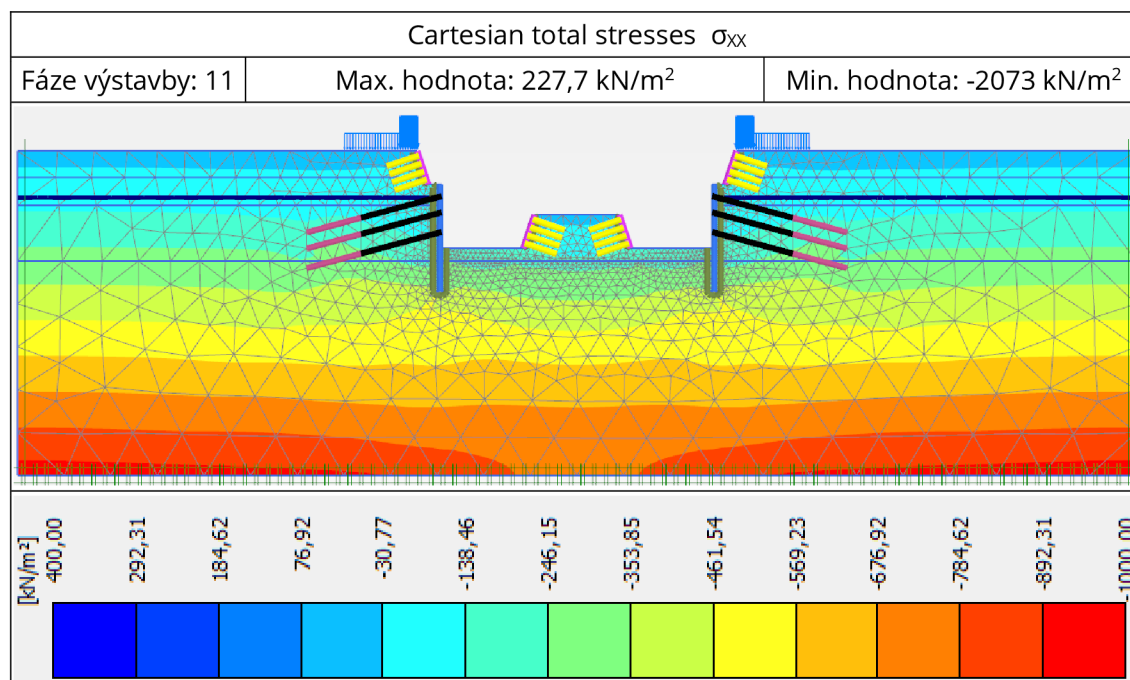
**Tab. 23** Total displacements |u|



**Tab. 24** Active pore pressures  $p_{active}$



**Tab. 25** Plastic points



**Tab. 26** Active pore pressures  $p_{active}$

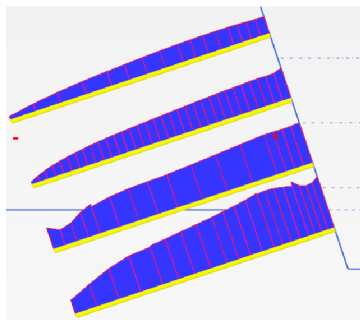
## 5.4 Posouzení konstrukce

### 5.4.1 Posouzení hřebíků

#### 5.4.1.1 Účinky zatížení

Hřebíky jsou nejvíce namáhány v poslední, 11. fázi výstavby. Maximální charakteristická síla v geogrid prvku má hodnotu:

- $N = 65,48 \text{ kN/m}$



**Obr. 65** Průběh normálových sil na geogrid prvcích

Hřebíky jsou rozmístěny v podélném směru po 1,5 m a součinitel spolehlivosti má hodnotu také 1,5. Výsledná návrhová osová síla pro posouzení hřebíku je:

- $F_{Ed} = 147,33 \text{ kN}$

#### 5.4.1.2 Posouzení

K posouzení byl využit stejný postup jako v příloze A.3 *Posouzení kotev a hřebíků*. Shodný je i typ hřebíků, liší se pouze průměr ( $d = 25 \text{ mm}$ ) a délka ( $l = 6 \text{ m}$ ). Únosnost hřebíku proti vytržení ze zeminy má pak hodnotu:

- $R_{Ed} = 178,21 \text{ kN}$

Únosnost hřebíku na přetržení má hodnotu:

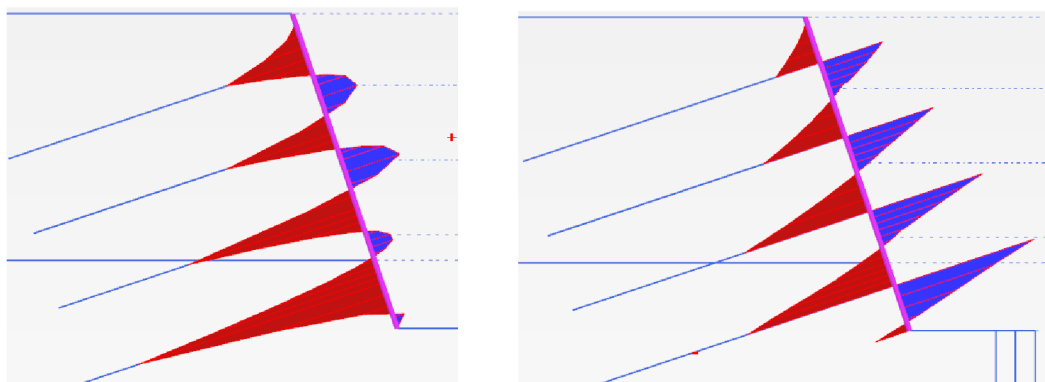
- $R_{Ed} = 158,09 \text{ kN}$

Výsledná únosnost  $R = 158,09 \text{ kN}$  je vyšší než návrhové zatížení  $F_{Ed} = 147,33 \text{ kN}$ , hřebík tedy vyhovuje na mezní stav únosnosti.

#### 5.4.2 Posouzení krytu ze stříkaného betonu

##### 5.4.2.1 Účinky zatížení

Ve svislém směru byly charakteristické hodnoty ohybových momentů a posouvajících sil zjištěny přímo z programu PLAXIS, na plate prvku modelující kryt stříkaného betonu v poslední fázi výstavby.



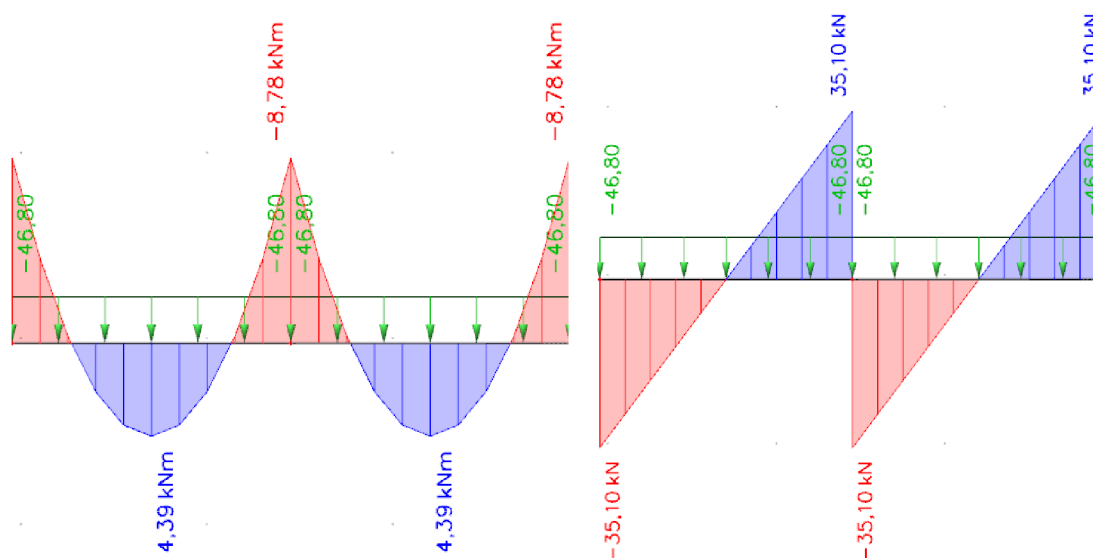
**Obr. 66** Průběh ohybových momentů a posouvajících sil na stříkaném betonu

Charakteristické hodnoty byly vynásobeny součinitelem spolehlivosti o velikosti 1,5 a jejich souhrn je uveden v tabulce níže.

Svislý směr			
Kombinace	Veličina	Char. hodnota [kNm; kN]	Návrh. hodnota [kNm; kN]
K1 (Max. M na rubu + odpovídající V)	$M_{\max, RUB}$	-9,84	-14,76
	$V_{\text{odp, RUB}}$	-28,18	-42,27
K2 (Max. M na líci + odpovídající V)	$M_{\max, LÍC}$	2,20	3,30
	$V_{\text{odp, LÍC}}$	0	0

**Tab. 27** Zatížení betonového krytu ve svislém směru

Ve vodorovném směru byl výpočet vnitřních sil proveden obdobným způsobem jako v programu GEO5 Hřebíkový svah. V prvním kroku se v Plaxisu na interface prvku zjistila hodnota zemního tlaku na stříkaný beton ( $\sigma_N=31,2 \text{ kN/m}^2$ ). V druhém kroku byl v programu SCIA Engineer vymodelován na koncích vetknutý spojitý nosník o čtyřech polích, s délkou pole rovnou podélné vzdálenosti hřebíků. Tento nosník pak byl zatížen spojitým zatížením o hodnotě  $q = 1,5 \cdot 31,2 = 46,8 \text{ kN/m}$ .



**Obř. 67** Průběh ohybových momentů a posouvajících sil ze SCIA Engineer

Hodnoty takto vypočtených posouvajících sil a ohybových momentů jsou uvedeny v následující tabulce.



Vodorovný směr			
Kombinace	Veličina	Char. hodnota [kNm; kN]	Návrh. hodnota [kNm; kN]
K3 (Max. M na rubu + odpovídající V)	$M_{\max, RUB}$	-8,78	-13,17
	$V_{\text{odp, RUB}}$	35,10	52,65
K4 (Max. M na líci + odpovídající V)	$M_{\max, LÍC}$	4,39	6,59
	$V_{\text{odp, LÍC}}$	0	0

**Tab. 28** Zatížení betonového krytu ve vodorovném směru

### 5.4.2.2 Posouzení

Posouzení železobetonového průřezu bylo provedeno v programu IDEA StatiCa. Únosnost průřezu byla ověřena pro čtyři výše uvedené kombinace:

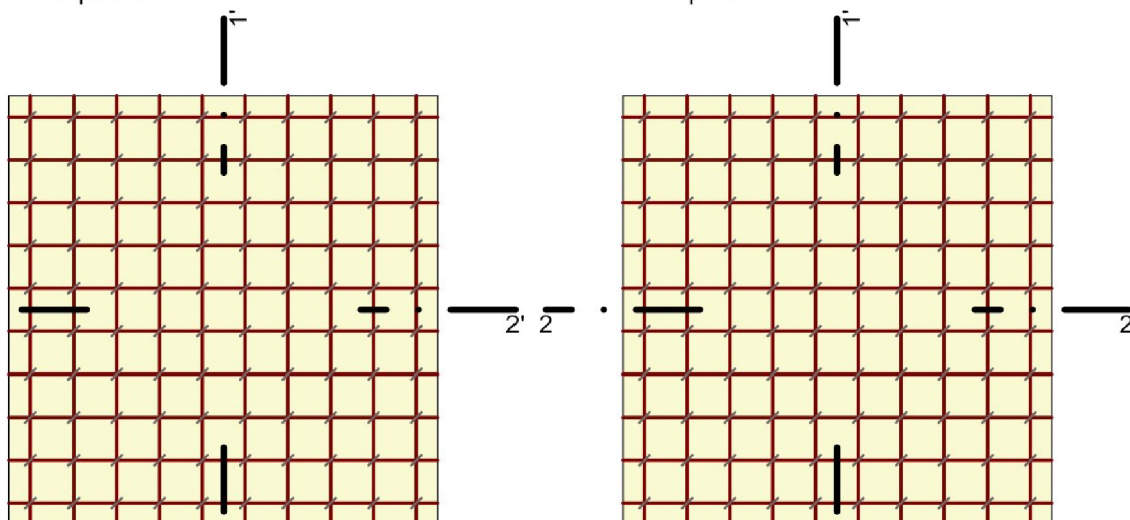
- K1 – Svislý směr – Maximální M na rubu konstrukce a odpovídající V
- K2 – Svislý směr – Maximální M na líci konstrukce a odpovídající V
- K3 – Vodorovný směr – Maximální M na rubu konstrukce a odpovídající V
- K4 – Vodorovný směr – Maximální M na líci konstrukce a odpovídající V

Vyztužení stříkaného betonu tloušťky 10 cm bylo navrženo stejné při horním i dolním povrchu KARI sítěmi KY49 (8,0x8,0/100x100 mm) s krytím 25 mm a smyková výztuž je tvořena sponami  $\varnothing 6,0$  rozmístěnými v rastru 100 x 100 mm. Všechna výztuž je jakosti B 500B a stříkaný beton třídy SB 25 (C 20/25). Schéma výztuže generované programem je na obrázku níže.

Vyztužený průřez : R 1

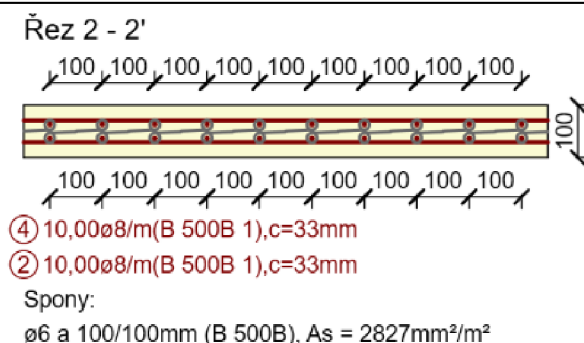
Horní povrch

Dolní povrch



**Obr. 68** Schéma výztuže - půdorys z programu IDEA StatiCa





**Obr. 69** Schéma výztuže - řez z programu IDEA StatiCa

Hodnoty ohybové a smykové únosnosti včetně posouzení jsou uvedeny v následující tabulce.

Směr	Kombinace	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	Využití [%]	$V_{Rd}$ [kNm]	Využití [%]
Svislý směr	K1	-14,76	-42,27	-15,03	98	74,60	57
	K2	3,30	0,00	15,30	22	74,60	0
Vodorovný směr	K3	-13,17	52,65	-13,90	95	62,60	84
	K4	6,59	0,00	13,90	47	62,60	0

**Tab. 29** Posouzení krytu ze stříkaného betonu

Navržený kryt ze stříkaného betonu vyhovuje na mezní stav únosnosti s nejvyšším využitím ohybové výztuže 98 % a smykové výztuže 84 %.

### 5.4.3 Posouzení piloty

#### 5.4.3.1 Účinky zatížení

Pilota byla posouzena na následující kombinace namáhání:

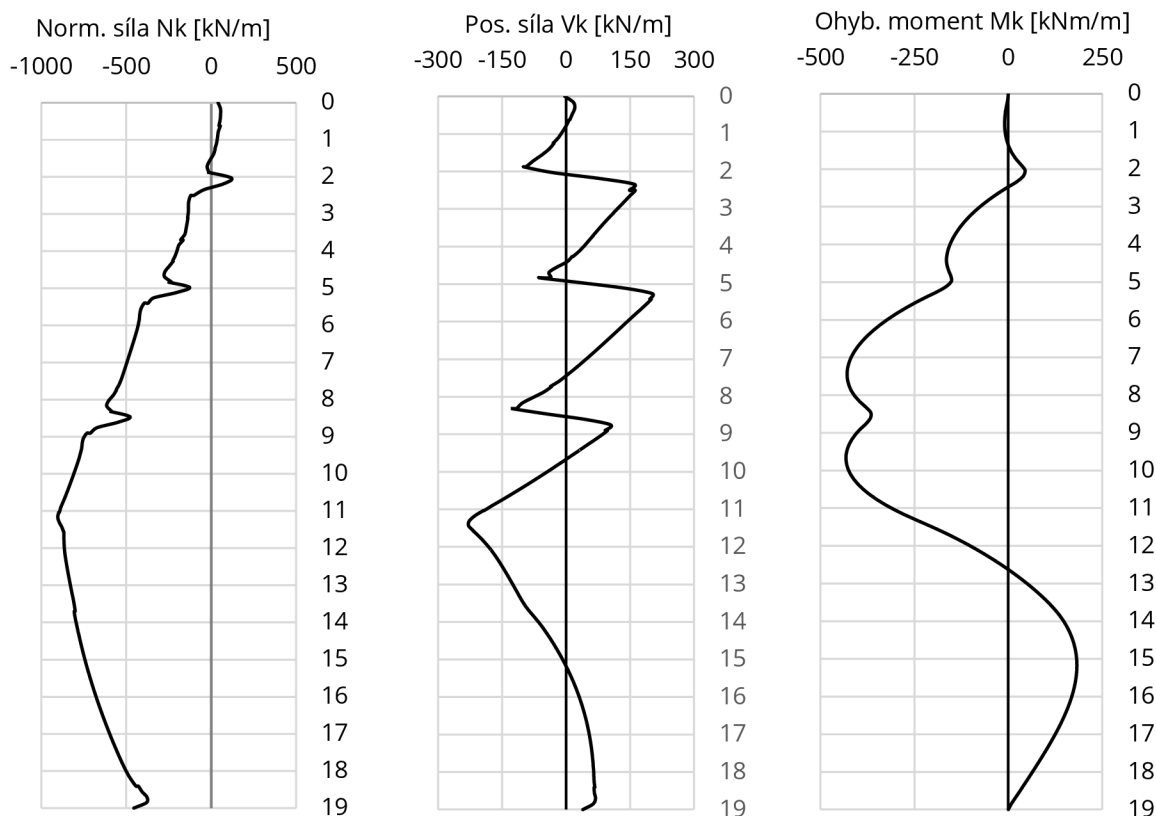
- Kombinace K1 = Maximální moment + odpovídající posouvající síla + odpovídající normálová síla
- Kombinace K2 = Maximální posouvající síla + odpovídající normálová síla

V tabulce níže jsou uvedeny hodnoty vnitřních sil v těchto kombinacích.

Kombinace	$N_k$ [kN/m]	$V_k$ [kN/m]	$M_k$ [kNm/m]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]
K1	-786,45	0,00	-432,21	-1179,68	0,00	-972,47
K2	-879,62	-228,54	-	-1319,43	-514,21	-

**Tab. 30** Charakteristické a návrhové hodnoty vnitřních sil v pilotě

Jednotlivé průběhy vnitřních sil, které jsou výstupem numerického výpočtu, jsou pak zobrazeny v následujících grafech.

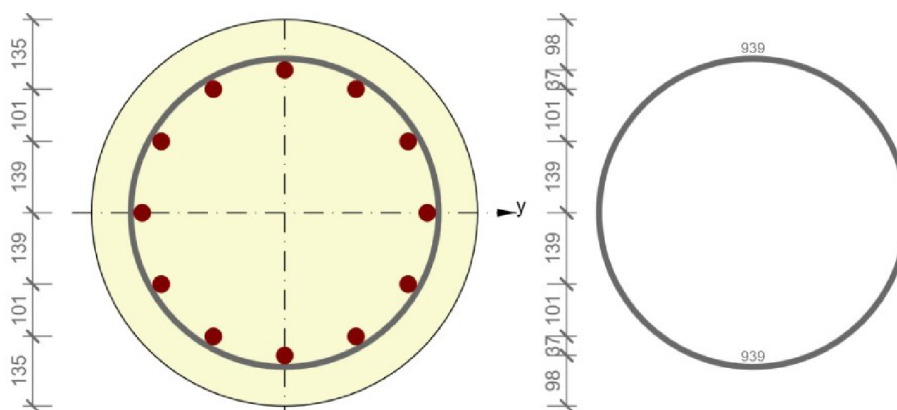


**Obr. 70** Průběhy N,V a M v poslední fázi výstavby – výstup z programu PLAXIS

### 5.4.3.2 Posouzení

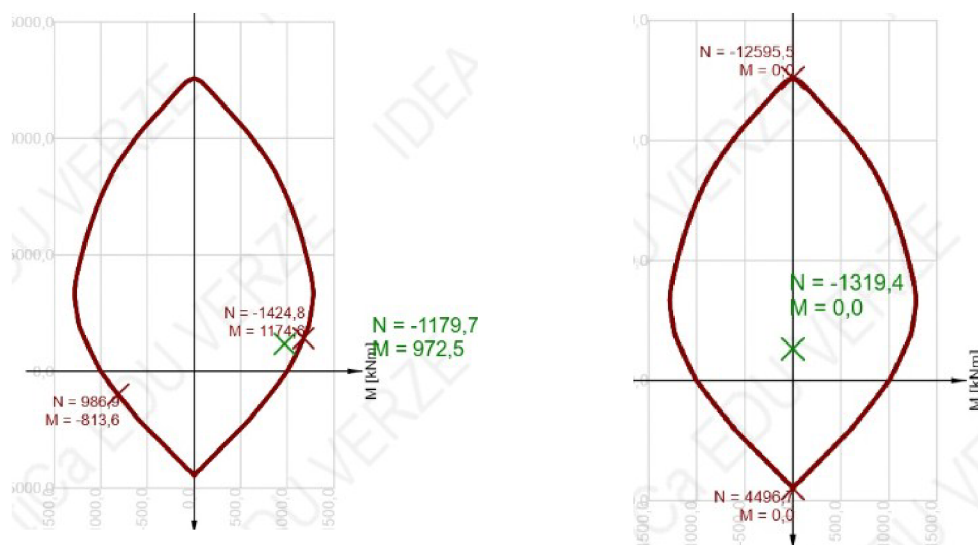
Železobetonový průřez piloty byl posouzen v programu IDEA StatiCa s následujícími parametry:

- Průměr: 0,75 m
- Třída betonu: C 30/37
- Materiál výztuže: B500 B
- Ohybová výztuž: 12 Ø 32 mm
- Smyková výztuž: Spirál Ø 12 mm, stoupání 100 mm
- Krytí výztuže: 70 mm



**Obr. 71** Schéma výztuže piloty

Výsledkem posouzení na kombinaci normálové síly a ohybového momentu jsou níže zobrazené M-N diagramy, celkový souhrn posouzení je uveden v tabulce.



**Obr. 72** M-N diagramy, kombinace K1 vlevo, kombinace K2 vpravo

Kombinace	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	Využití M-N [%]	Využití smyk [%]
K1	-1179,68	0,00	-972,47	83	0
K2	-1319,43	-514,21	-	11	86

**Tab. 31** Posouzení železobetonového průřezu piloty

Navržený průřez piloty vyhovuje na mezní stav únosnosti s využitím ohybové výztuže 83 % a smykové výztuže 86 %.

#### 5.4.4 Posouzení výplně mezi pilotami ze stříkaného betonu

Tento výpočet byl proveden podle postupu popsaného v části 3.2.2.5 *Statický model výplně ze stříkaného betonu*. Aby byl stříkaný beton plně využit, byl navržen ve dvou tloušťkách, 15 cm pro první třetinu pilotové stěny a 20 cm pro zbyvající část. Parametry konstrukce jsou následující:

- Třída betonu: SB 25 ( $f_{ctd;0,005} = 1,0$  MPa)
- Výztužení: Konstrukční, KARI síť AQ60 (6,0x6,0/100x100)

Hloubka H [m]	$\sigma_N$ [kPa]	g [kN/m]	Tloušťka SB [m]	$\sigma$ [MPa]	Posouzení
5,9 - 9,8	84,25	75,83	0,15	0,95	$< f_{ctd;0,005}$ VYHOVUJE
9,8 - 17,4	154,60	139,14	0,20	0,98	$< f_{ctd;0,005}$ VYHOVUJE

**Tab. 32** Posouzení výplně ze stříkaného betonu mezi pilotami

Navržený stříkaný beton mezi pilotami vyhovuje na mezní stav únosnosti s maximálním využitím 98 % u dna stavební jámy.

## 5.4.5 Posouzení kotev

Pilotová stěna je kotvena dočasnými šesti pramencovými kotvami ve třech kotevních úrovních. Výpočet únosnosti kotev je shodný s výpočtem v příloze C.3. V tabulce níže jsou uvedeny síly v node-to-node kotvách vypočtené programem PLAXIS v jednotlivých fázích výstavby a jejich posouzení.

Fáze výstavby	Kotva číslo [-]	Char. hodnota zatížení [kN]	Návrh. hodnota zatížení [kN]	Únosnost vytržení [kN]	Únosnost přetržení [kN]	Využití [%]
6. fáze	1	350,0	525,0	720,3	887,34	73
7. fáze	1	364,7	547,0	720,3	887,34	76
8. fáze	1	364,7	547,0	720,3	887,34	76
	2	350,0	525,0	720,3	887,34	73
9. fáze	1	390,6	585,9	720,3	887,34	81
	2	390,0	585,0	720,3	887,34	81
10. fáze	1	390,6	585,9	720,3	887,34	81
	2	390,0	585,0	720,3	887,34	81
	3	350,0	525,0	720,3	887,34	73
11. fáze	1	411,0	616,4	720,3	887,34	86
	2	419,1	628,7	720,3	887,34	87
	3	396,0	594,0	720,3	887,34	83

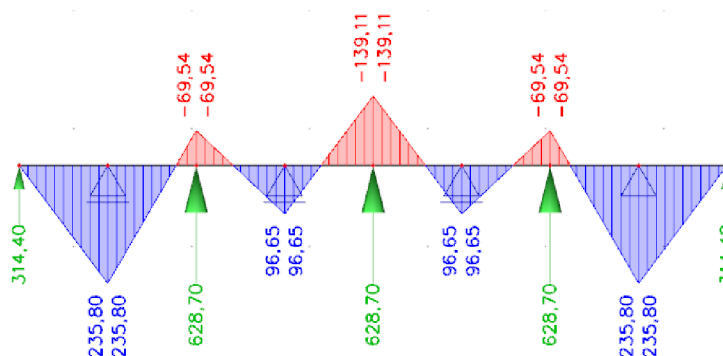
**Tab. 33** Posouzení navržených kotev

Maximální využití kotev je v poslední, 11. fázi výstavby. Všechny kotvy vyhovují na mezní stav únosnosti.

## 5.4.6 Posouzení převázek

### 5.4.6.1 Účinky zatížení

Vzhledem k tomu, že síly v kotvách vypočtené numerickým modelem jsou nižší než síly vypočtené programem GEO5, byla provedena optimalizace ocelového průřezu převázky. Průběh ohybových momentů na převázce je zobrazen níže.



**Obr. 73** Průběh návrhových ohybových momentů na převázce

### 5.4.6.2 Posouzení

Posouzení bylo provedeno obdobně jako pro všechny ostatní převázky posuzované v této práci (například viz příloha C.4). Parametry navrženého průřezu a výsledky posouzení jsou následující:

- Průřez: 2 x UPN 300
- $W_{el,y} = 1,07E-3 \text{ m}^3$
- Materiál: Ocel S235
- Posouzení:  $\frac{\sigma_{Ed}}{W_{el,y}} = \frac{220,4}{235} = 0,94 < 1$

Navržený ocelový průřez 2 x UPN300 vyhovuje na mezní stav únosnosti s maximálním využitím 94 %.

### 5.4.7 Posouzení celkové stability konstrukce

V rámci zachování konzistence řešení, kdy všechny posudky celkové stability byly řešeny návrhovým přístupem 3, byl i numerický výpočet proveden s redukcí vstupních parametrů. Soudržnost a úhel vnitřního tření byly redukovány součiniteli  $\gamma_c = \gamma_\varphi = 1,25$ . Proměnné zatížení bylo násobeno součinitelem  $\gamma_Q = 1,50$ .

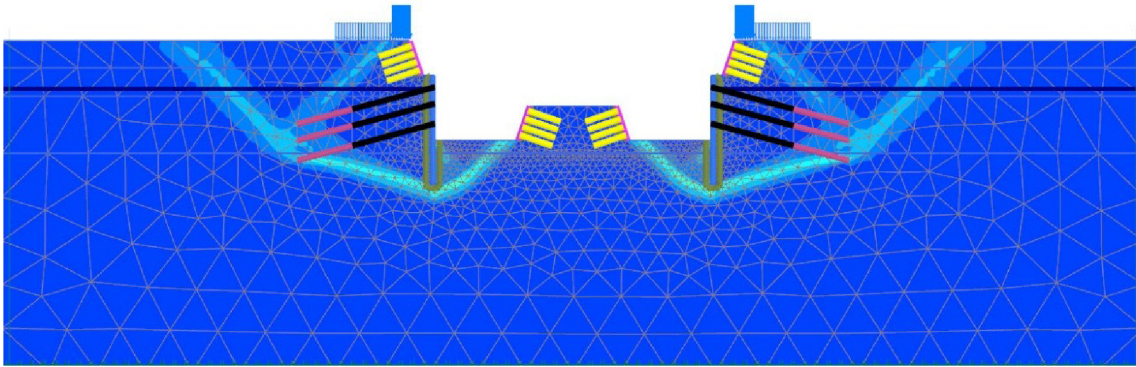
Samotný výpočet v programu PLAXIS probíhá metodou  $\varphi$ -c redukce, kdy program redukuje hodnoty úhlu vnitřního tření a soudržnosti v jednotlivých krocích až do okamžiku, kdy dojde ke kolapsu konstrukce. Výsledkem je pak stupeň stability nebo v případě posouzení dle mezních stavů (tj. s redukcí vstupních parametrů) spolehlivostní rezerva.

Stabilita byla posouzena pouze ve vybraných fázích, které z hlediska celkové stability představují pro konstrukci nejvyšší riziko. Výsledky jsou představeny v tabulce níže.

Fáze výstavby	Spolehlivostní rezerva stability $\Sigma M_{sf}$	Posouzení
4	1,47	> 1 Vyhovuje
7	1,50	> 1 Vyhovuje
9	1,25	> 1 Vyhovuje
11	1,09	> 1 Vyhovuje

**Tab. 34** Souhrn stupňů stability, numerický výpočet, NP3

Grafickým výstupem výpočtu pak je průběh ekvivalentních plastických deformací, které v tomto případě ukazují tvar smykové plochy.



**Obr. 74** Tvar smykové plochy z numerického výpočtu ve fázi 11

Řešená konstrukce vyhovuje z hlediska celkové stability s maximálním využitím 92 % dle návrhového přístupu 3 v poslední fázi výstavby.



## 6 Technologický postup výstavby vybrané varianty

V této části práce je popsán postup výstavbu pro variantu 3, pilotovou stěnu s předvýkopem, jejíž návrh byl optimalizován numerickým výpočtem, který je popsán v kapitole 5 *Detailní analýza vybrané konstrukce*.

U technologických postupů a prováděcích předpisů autor vycházel z platných norem a technických předpisů. [6], [8], [28], [29]

### 6.1 Přípravné práce

Veškerým stavebním pracím bude předcházet skrývka ornice v tloušťce 30 cm a její deponie na předem připraveném místě v blízkosti staveniště. V prostoru staveniště se nepředpokládají žádné inženýrské sítě, tuto skutečnost nicméně musí zhotovitel ověřit a zajistit případné přeložení nebo dodržení bezpečnostních odstupů při práci v jejich blízkosti. Dále budou zbudovány ochranné valy a příkopy u horní hrany plánované konstrukce pro zabránění vnikání vod z přívalových dešťů do stavební jámy. Prostor staveniště bude zabezpečen proti neoprávněnému vniknutí cizích osob.

### 6.2 Hřebíkový svah

Hřebíkový svah výšky 6 m je navržen ve sklonu 3:1, pod patou svahu je navržena lavička šířky 1,5 m. Líc svahu tvoří opevnění ze stříkaného betonu třídy SB 25 a tloušťky 10 cm. Výztuž stříkaného betonu tvoří KARI síť KY49 (8,0x8,0/100x100 mm) s krytím 25 mm při obou povrchích a smyková výztuž je tvořena sponami Ø 6,0 rozmístěnými v rastru 100 x 100 mm. Za rubem svahu se nachází drenáž. Hřebíky FREYSSINET SAS 500 průměru 25 mm, délky 6 m, do vrtu průměru 80 mm jsou navrženy v rastru 1,5 x 1,5 m.

#### 6.2.1 Postup výstavby

Pracovní cyklus při výstavbě hřebíkového svahu uvedený níže musí být proveden v jedné směně. Ponechání výkopu do druhého dne bez zajištění stříkaným betonem je možné pouze v odůvodněných případech po konzultaci s projektantem.

- Odkop na úroveň první řady hřebíků (hloubka 1,5 m)
- Vyhloubení vrtů průměru 80 mm, délky 6 m v podélné vzdálenosti 1,5 m
- Vyplnění vrtů cementovou zálivkou v poměru složení voda : cement = 2,2-2,3 : 1,0
- Osazení hřebíku
- Realizace rubové drenáže z prefabrikovaných geodrénů
- Vytvoření krytu ze stříkaného betonu předepsané tloušťky a vyztužení

Vybrané úkony pracovního postupu jsou blíže specifikované v následujících odstavcích.

### Hloubení vrtů a osazení hřebíků

Vrty pro hřebíky se budou provádět spirálovým vrtákem se vzduchovým výplachem. Vodní výplach není v jemnozrnných zeminách vhodný, protože mění jejich konzistenci a tím snižuje únosnost hřebíků. Vrty budou prováděny kolmo k povrchu.

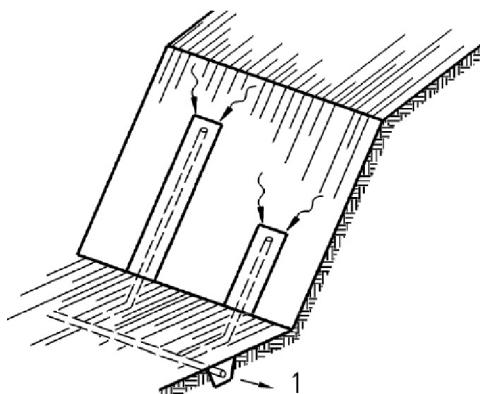
Po dokončení a vyčištění vrtů se přejde k jejich vyplnění zálivkou, která se aplikuje vzestupně, ode dna směrem vzhůru. Následně se neprodleně do vyplněného vrtu osadí hřebík. Hřebík bude před osazením opatřen plastovými distančníky zajišťující předepsané krytí hřebíku zálivkou a jeho polohu v ose vrtu.

### Kryt ze stříkaného betonu

Kryt stříkaného betonu je vyztužen dvěma vrstvami KARI sítě. Z tohoto důvodu je nutné, aby operátor aplikační trysky byl řádně proškolen a aplikoval stříkaný beton bez takzvaných stínů za výztuží. To znamená, aby veškerá výztuž byla obklopena betonem a bylo dodrženo předepsané krytí.

Kotevní desky hřebíku musí být řádně spojeny s navrženou výztuží tak, aby bylo zajištěno spolupůsobení betonového krytu a hřebíků.

Rub stříkaného betonu bude odvodněn pomocí plochých prefabrikovaných drénů. Schéma tohoto odvodnění je zobrazeno na obrázku níže.



**Obr. 75** Odvodnění rubu stříkaného betonu [8]

## 6.3 Pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností

Osa pilotové stěny je navržena ve vzdálenosti 1,875 m od paty zajištěného předvýkopu. Pilota průměru 0,75 m, délky 19 m po osové vzdálenosti 1,5 m bude vyztužena podélnou výztuží 12 x Ø 32 mm a příčnou výztuží ze spirálu Ø 12 mm se stoupáním 100 mm. Beton piloty je navržen třídy C 30/37 a stupněm vlivu prostředí XC2.

Výplň mezi pilotami bude tvořit stříkaný beton třídy SB25 konstrukčně vyztužený KARI sítí AQ60 (6,0x6,0/100x100). Tloušťka stříkaného betonu je do hloubky 9,8 m navržena 15 cm, dále pak až po dno stavební jámy 20 cm (viz příloha E *Výkresová dokumentace navrženého řešení*). Rub stříkaného betonu bude odvodněn prefabrikovanými drény.

Kotvení je navrženo 6 pramencovými dočasnými kotvami VSL Y1860 S7-15,3 přes ocelové převázky z dvojce profilu UPN 300 délky 6 m. Délka kořene kotev je navržena 10 m a volná délka 15 m. Podélná vzdálenost jednotlivých kotev je 1,5 m.

### 6.3.1 Postup výstavby

Budování pilotové stěny budou předcházet přípravné práce popsané v části 6.1 a vybudování hřebíkováného svahu popsané v 6.2. Pracovní postup při budování kotvené pilotové stěny je následující:

- a) Zhotovení pilotážní plošiny (betonový recyklát nebo kamenivo frakce 63/125 v mocnosti 150 mm)
- b) Geodetické vytyčení os pilot
- c) Vrtání vrtů zapažených ocelovými pažnicemi
- d) Přípravné práce před betonáží (zajištění vrtu, osazení armokoše, příprava betonovací kolony)
- e) Betonáž a vytažení pažnic
- f) Technologická přestávka nutná k tvrdnutí betonu (28 dní)
- g) Výkop na první kotevní úroveň za současného zajištění zeminy mezi pilotami stříkaným betonem
- h) Osazení převázek, realizace kotev
- i) Body g) a h) se opakují pro druhou a třetí kotevní úroveň až po dosažení projektovaného dna stavební jámy.

### Hloubení vrtů pro piloty

Piloty budou vrtány z upravené pracovní plošiny, která umožní pohyb těžké mechanizace o hmotnosti až 50 t. Samotné vrty budou hloubeny rotačně náběrovým vrtáním vrtným nástrojem  $\varnothing$  750 mm (spirál pro soudržné nebo šapa pro nesoudržné vrstvy). Vrty budou paženy na celou délku ocelovými dvouplášťovými pažnicemi.

Vrty budou prováděny bez šablon nebo vodicích zídek. Vrtací zařízení bude ustaveno na osu vrtu tak, aby se hrot vrtného nástroje dotýkal geodetem ustaveného vytyčovacího kolíku. Svislost vrtného zařízení musí být kontrolována ve dvou na sebe kolmých směrech.

V průběhu vrtných prací bude na stavbě přítomen geolog z důvodu dokumentace zastiženého geologického profilu. Případné anomálie budou konzultovány s projektantem.

### **Přípravné práce před betonáží a betonáž**

Piloty budou vyztuženy předem připravenými armokoši které budou muset být vyrobeny tak, aby bylo umožněno jejich zvednutí jeřábem a následné zasunutí do vrtu bez trvalých deformací. Krytí výztuže 70 mm bude zajištěno plastovými distančníky v minimálním množství 3 kusy na 1 m délky armokoše.

Betonáž bude prováděna pomocí sypákové roury betonem předepsané třídy pevnosti a vlivu prostředí (C 30/37 XC2) s konzistencí S4. Betonáž piloty musí probíhat bez přerušování, to znamená, že na stavbě musí být v mixu vždy k dispozici dostatečné množství betonu pro zhotovení piloty.

Vzhledem k předpokládanému výskytu hladiny podzemní vody musí být při odpažování vrtu spodní hrana pažnice vždy alespoň 2 m pod hladinou čerstvého betonu. Toto opatření je z důvodu udržení přetlaku betonu vůči podzemní vodě.

### **Hloubení stavební jámy**

Stavební jáma bude hloubena postupně na hloubky jednotlivých kotevních úrovní předepsaných projektem vždy za současného zajišťování prostoru mezi pilotami stříkaným betonem. V jedné pracovní směně může být zemina odtěžena pouze na takovou hloubku, aby se stihla zajistit stříkaným betonem. Rub stříkaného betonu bude odvodněn plochými prefabrikovanými drény obdobně jako hřebíkový svah.

### **Kotvení**

Postup zhotovení navržených kotev se skládá z následujících kroků:

- a) Provedení vrtu průměru 194 mm, délky 25 m ve sklonu 15 ° od povrchu
- b) Vyplnění vrtu cementovou zálivkou v poměru složení v : c = 2,2-2,3 : 1,0
- c) Osazení předem připravené kotvy do vrtu
- d) Injektáž kořene cementovou zálivkou voda : cement = 2,2-2,3 : 1,0 s konečným injektážním tlakem 2,0 – 2,5 MPa.
- e) Napnutí a přezkoušení kotvy.

## **6.4 Ochrana životního prostředí**

V rámci ochrany životního prostředí je třeba dbát zejména na dodržení omezujících podmínek stanovenými příslušnými úřady. Jedná se o limity hlučnosti, prašnosti a podobně. Dále je nutné evidovat na stavbě vzniklý odpad a nakládat s ním dle platné legislativy. V rámci možností omezovat emise výfukových plynů vypínáním strojů pokud nejsou pracovní nasazeny.

## 7 Závěr

V práci byly navrženy celkem čtyři varianty zajištění stavební jámy u výjezdového portálu habrovanského tunelu. Jednalo se o hřebíkový svah, pilotovou stěnu s velkou osovou vzdáleností, kombinaci pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností a hřebíkového svahu a dvouetážové záporové pažení. Všechny tyto varianty vyhověly z hlediska bezpečnosti konstrukce, tedy na mezní stav únosnosti.

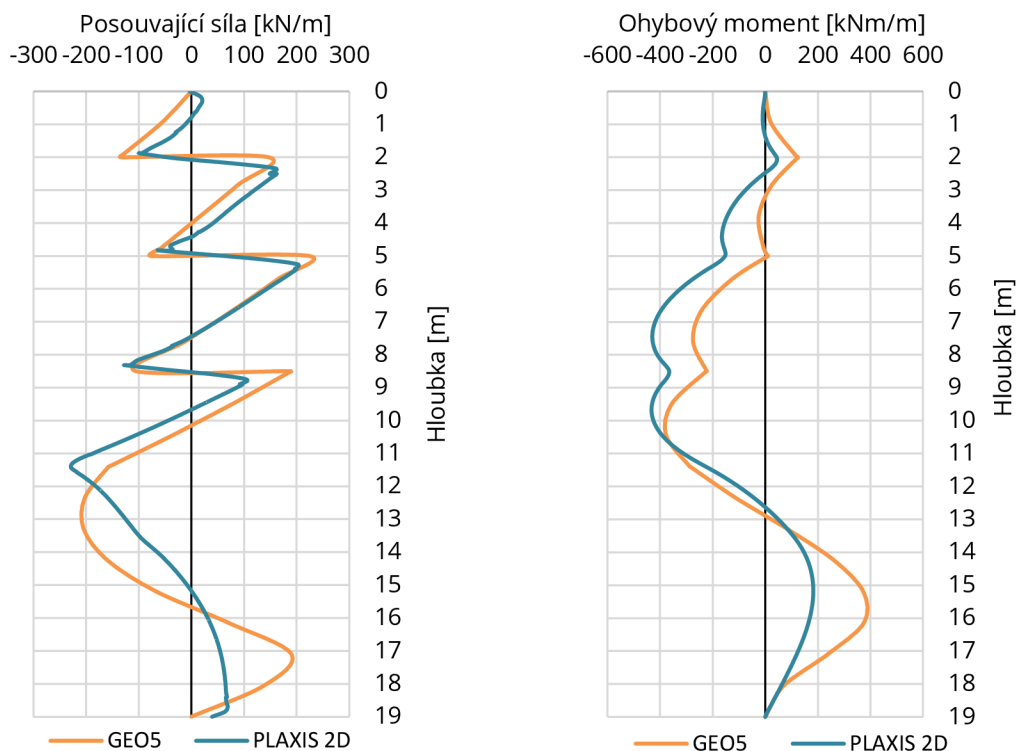
Ze zmíněných konstrukcí byl proveden výběr ekonomicky nejvhodnější varianty pomocí položkových rozpočtů. Ukázalo se, že na výslednou cenu jednotlivých variant má velký vliv cena za maloprofilové vrtání pro hřebíky a cena kotev. Cena kotvení tvořila od 35 % do 50 % výsledné ceny konstrukce. Naopak různý objem odtěžené zeminy v jednotlivých variantách nepředstavoval významnou úsporu a nedokázal opodstatnit vybudování masivní svislé konstrukce typu pilotová stěna na celou výšku stavební jámy. Jako neekonomičtější varianta byla tedy vybrána pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností v kombinaci s předvýkopem zajištěným pomocí hřebíkování.

Následně bylo přistoupeno k detailní analýze vybrané varianty a její optimalizaci pomocí numerického řešení metodou konečných prvků v programu PLAXIS. Jako materiálový model byl zvolen Hardening Soil, kdy některé vstupní parametry byly stanoveny na základě empirických vztahů a doporučení. Chování neogenních jílu bylo uvažováno neodvodněné, typu Undrained A. Z numerického řešení byly určeny hodnoty vnitřních sil na jednotlivých konstrukčních prvcích a byla prokázána jejich únosnost výpočtem dle platných norem. Navržená konstrukce vyhověla na mezní stav únosnosti.

Metoda konečných prvků byla také využita k řešení celkové stability výše zmiňované konstrukce. Výpočet byl proveden metodou redukce  $\varphi$ - $c$ , kdy vstupní parametry byly upraveny parciálními součiniteli dle návrhového přístupu 3. Výsledné využití stability má hodnotu 92 %, a téměř se shoduje s řešením v programu GEO5 Stabilita svahu kde bylo vypočteno využití stability 91 %.

Dále zde stojí za to zmínit, že průběhy posouvajících sil a ohybových momentů (momenty zejména v maximech) na pilotové stěně vypočtené v programu GEO5 pažení posudek se poměrně dobře shodují s numerickým výpočtem v programu PLAXIS 2D. Pro ilustraci na grafech níže je porovnání průběhů posouvajících sil a ohybových momentů v poslední fázi výstavby.





**Obr. 76** Srovnání výpočtu v GEO5 Pažení posudek a výpočtu v PLAXIS 2D

Pro tento návrh konstrukce byl následně v poslední části diplomové práce vypracován technologický postup výstavby a zpracována výkresová dokumentace skládající se z příčného řezu, pohledu a výkresu výztuže piloty.

Pro další analýzu a návrh zajištění stavební jámy by bylo vhodné provést podrobnější inženýrsko-geologický průzkum a získat více vstupních parametrů pro pokročilé materiálové modely, například pro Hardening Soil Small Strains model. Tento model představuje kvalitativně další stupeň oproti v práci použitému Hardening soil modelu a přesněji popisuje chování zeminy v oblasti malých přetvoření.

Na závěr je třeba podotknout, že ať už ve statickém řešení nebo ekonomické analýze byla použita řada modelů a zjednodušení, která autorovi řešení usnadnila, a v mnoha případech také i v podstatě umožnila. Proto je třeba výsledky brát vždy v kontextu idealizovaného výpočetního modelu ze kterého vzešly. Jak řekl slavný britský matematik George E. P. Box: "Všechny modely jsou špatné, ale některé z nich jsou užitečné". S tímto výrokem se nedá nic jiného než souhlasit a snad jen dodat, že úkolem všech inženýrů je učit se používat tyto modely správně, se znalostí jejich možností a omezení.



## 8 Literatura

- [1] SUDOP BRNO, SPOL. S.R.O. *Modernizace trati Brno - Přerov: Studie proveditelnosti*. 2015.
- [2] KAPLAN, Lubomír. Modernizace trati Brno – Přerov na 200 km/h. *Vysokorychlostní železnice* [online]. 2015 [cit. 2019-04-18]. Dostupné z: <https://www.vysokorychlostni-zeleznice.cz/modernizace-trati-brno-prerov/>
- [3] KAPLAN, Lubomír. Studie proveditelnosti trať Brno – Přerov. *Vysokorychlostní železnice* [online]. 2015 [cit. 2019-04-18]. Dostupné z: <https://www.vysokorychlostni-zeleznice.cz/studie-proveditelnosti-trat-brno-prerov/>
- [4] SŮRA, Jan. První trať na 200 km/h má klíčové povolení, stavět se začne nejdříve za tři roky. *Z dopravy* [online]. 2018 [cit. 2019-04-18]. Dostupné z: <https://zdopravy.cz/prvni-trat-na-200-km-h-ma-klicove-povoleni-stavet-se-zacne-nejdrive-za-tri-roky-6373/>
- [5] SUDOP PRAHA, A.S. *Dokumentace pro vydání rozhodnutí o umístění stavby: SO 06-29-01 Habrovanský tunel - Technická zpráva*. 2018.
- [6] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí*. 2. Praha: INFORMAČNÍ CENTRUM ČKAIT, 2018. ISBN 978-80-88265-12-2.
- [7] *Hřebíkování* [online]. Praha [cit. 2019-09-13]. Dostupné z: <https://www.kellergrundbau.cz/technologicka-rodina/hrebikovani/>
- [8] *TECHNICKÉ KVALITATIVNÍ PODMÍNKY STAVEB POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ: KAPITOLA 30 SPECIÁLNÍ ZEMNÍ KONSTRUKCE*. Praha, 2010.
- [9] STAVEBNÍ GEOLOGIE - GEOTECHNIKA A.S., pracoviště Ostrava. *MODERNIZACE TRATI BRNO – PŘEROV, I. ETAPA BLAŽOVICE - NEZAMYSLICE: Předběžný geotechnický průzkum, závěrečná zpráva*. Ostrava, 2009.
- [10] *Online nápověda k software GEO5: Teorie* [online]. Fine spol. s r.o. [cit. 2019-09-13]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/teorie-01/>
- [11] ČSN EN 1997-1 (731000). *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí: Část 1: Obecná pravidla*. 2006.
- [12] US Navy (1988) "Military Handbook: Seawalls, Bulkheads, and Quaywalls" MILHDBK- 1025/4, Sept. 30

- [13] Jan Červenka *Návrh zajištění stavební jámy pro rekonstrukci obchodního domu*. Brno, 2018. 43 s., 35 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.
- [14] *TRENCHING AND SHORING MANUAL*. 11. California: Office of Structure Constructions, 1990.
- [15] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2 : Navrhování betonových konstrukcí, část 1-1*. 2006.
- [16] KELIN a MIŠOVE. Únosnost koreňa injektovanej kotvy v hornine. *Inženýrské stavby*. Výzkumný ústav inženýrských staveb Bratislava, 1986, (5), tab 7.j.
- [17] *GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems*. Washington D.C., USA: Office of Bridge Technology, Federal Highway Administration, 1999.
- [18] Pažení stavebních jam - Pilotové stěny. *Zakládání staveb* [online]. [cit. 2019-10-26]. Dostupné z: <https://zakladani.cz/cs/vyrobni-program-2/technologie/pazeni-stavebnich-jam/pilotove-steny>
- [19] BOND, Andrew a Andrew HARRIS. *Decoding Eurocode 7*. New York, 2008. ISBN 02-039-3772-4.
- [20] *Embedded retaining walls: guidance for economic design*: CIRIA C580. London: Construction Industry Research and Information Association, 2002.
- [21] Záporová stěna. *Keller Grundbau* [online]. [cit. 2019-11-14]. Dostupné z: <https://www.kellergrundbau.cz/technologie/zaporova-stena/>
- [22] SVOZILOVÁ, Lucie. Co jsou směrné ceny RTS? *StavebníVzdělání.cz* [online]. [cit. 2019-11-15]. Dostupné z: <https://www.stavebni-vzdelani.cz/smerne-ceny-RTS/>
- [23] Základy kalkulace jednotkových cen stavebních prací. *Stavební Klub* [online]. Verlag Dashöfer, 2018 [cit. 2019-11-15]. Dostupné z: <https://www.stavebniklub.cz/33/zaklady-kalkulace-jednotkovych-cen-stavebnich-praci-uniqueidmRRWSbk196FNf8-jVUh4EisOI9ZcVWlyUiSrgnE-yXS8FpvRiREMaw/>
- [24] *RTS Cloud: Cenová soustava RTS Data* [online]. Brno, 2019 [cit. 2019-11-15]. Dostupné z: <https://www.rtscloud.cz/App/RTS-Data/>

- [25] CHALMOVSKÝ, Juraj. *Základy matematického modelování v geotechnice s využitím programu Plaxis*. 1. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014. ISBN 978-80-214-4938-1.
- [26] BRINKGREVE, R.B.J., KUMARSWAMY, S., SWOLFS, W.M. *PLAXIS 2D 2019 User manual*. Delft University of technology & Plaxis bv, The Netherlands.
- [27] M. PUZRIN, Alexander, Eduardo E. ALONSO a Núria M. PINYOL. *Geomechanics of Failures*. Springer Science & Business Media, 2010. ISBN 9048135311.
- [28] *TECHNICKÉ KVALITATIVNÍ PODMÍNKY STAVEB POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ: KAPITOLA 16 PILOTY A PODZEMNÍ STĚNY*. Praha, 2010.
- [29] *ZÁSADY PRO POUŽÍVÁNÍ STŘÍKANÉHO BETONU*. Praha: ČESKÝ TUNELÁŘSKÝ KOMITÉT ITA/AITES, 2013.

## **9 Seznam příloh**

### **A. Varianta 1 - hřebíkový svah**

- A.1 Posouzení hřebíkového svahu
- A.2 Posouzení globální stability
- A.3 Posouzení kotev a hřebíků
- A.4 Posouzení kotevních prahů
- A.5 Zjednodušený rozpočet

### **B. Varianta 2 - pilotová stěna**

- B.1 Posouzení pilotové stěny
- B.2 Posouzení globální stability
- B.3 Posouzení kotev
- B.4 Posouzení převážek
- B.5 Zjednodušený rozpočet

### **C. Varianta 3 - pilotová stěna s předvýkopem**

- C.1 Posouzení pilotové stěny
- C.2 Posouzení globální stability
- C.3 Posouzení kotev
- C.4 Posouzení převážek
- C.5 Zjednodušený rozpočet

### **D. Varianta 4 - záporové pažení**

- D.1 Posouzení záporového pažení – 1. etáž
- D.2 Posouzení záporového pažení – 2. etáž
- D.3 Posouzení kotev
- D.4 Posouzení globální stability
- D.5 Zjednodušený rozpočet

### **E. Výkresová dokumentace navrženého řešení**

- E.1 Příčný řez zajištěním stavební jámy
- E.2 Pohled
- E.3 Výkres výztuže piloty