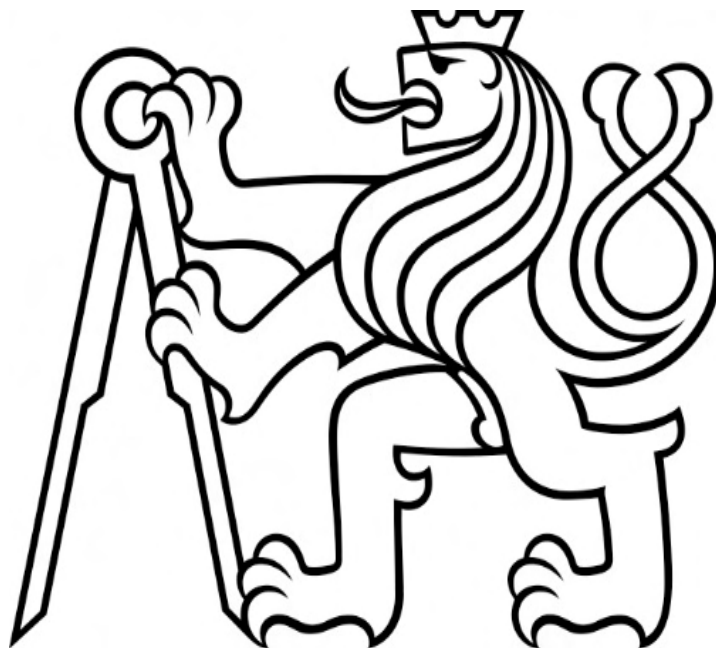


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA GEOTECHNIKY



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Návrh spodní stavby rezidence Vrchlického 1175

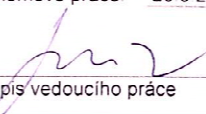
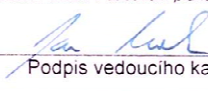
Studijní program:	Stavební inženýrství
Studijní obor:	Konstrukce pozemních staveb
Autor:	Bc. Jan Vaněček
Vedoucí práce:	Ing. Jan Salák, CSc

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Vaněček	Jméno: Jan	Osobní číslo: 468655
Zadávající katedra: Katedra geotechniky		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh spodní stavby rezidence Vrchlického 1175	
Název diplomové práce anglicky: Design of foundations of Vrchlického 1175 residence	
Pokyny pro vypracování: Podle IG průzkumu vytvořit zjednodušený model podloží Navrhnout pažení stavební jámy s ohledem na hydrogeologickou situaci Navrhnout založení objektu na základové desce v kombinaci s pilotami Popsat použité výpočetní postupy Nakreslit zjednodušenou projektovou dokumentaci řešených konstrukcí	
Seznam doporučené literatury:	
Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Jan Salák, CSc.	
Datum zadání diplomové práce: 20.9.2021	Termín odevzdání diplomové práce: 3.1.2022 <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

24.9.2021 Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)
------------------------------------	---

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Jan Vaněček

Název diplomové práce: Návrh spodní stavby rezidence Vrchlického 1175

Základní část: Geotechnika podíl: 70 %

Formulace úkolů: dle zadání DP

Podpis vedoucího DP: 

Datum: 20.9.2027

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: Betonové konstrukce podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): MICHAL DEHNHARDT

Formulace úkolů: PRINCIPÁLNÍ NÁVRH KONSTRUKCE S HLAVNÍ ODLIKOU A PROMĚNIVOSTI GEOLGICKÉHO PROSTŘEDÍ PŘEDBĚŽNĚ OVĚŘENÍ INTERAKCE KČE A ŽEHINŮ, NÁVRH VYTUŽENÍ KONKRETNÍCH PRVKŮ

Podpis konzultanta: 

Datum: 15/10/2027

3. Část: Konstrukce pozemních staveb podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): CTISLAV FIALA, K124

Formulace úkolů: NÁVRH SKLADBY ZÁKL. DESKY NA TERÉNU - HODNOTI ZOLAČNÍ OBALKY, DETAIL NÁVAZNOSTI V PATE SUTĚŘENÍ STĚNY

Podpis konzultanta: 

Datum: 20.10.2027

4. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta:

Datum:

Poznámka:

Zadání včetně vyplněných specifikací je nedílnou součástí diplomové práce a musí být přiloženo k odevzdané práci. (Vyplněné specifikace není nutné odevzdat na studijní oddělení spolu s 1. stranou zadání již ve 2. týdnu semestru)



ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně s použitím literatury, která je uvedena v seznamu zdrojů a za pomocí odborných konzultací.

Souhlasím s veřejnou publikací této práce v Ústřední knihovně a Fakultě stavební.

V Praze dne.....

.....

Jan Vaněček



PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych rád poděkoval panu Ing. Janu Salákovi CSc. za vedení této diplomové práce a cenné poznámky, které mi poskytl při zpracování této práce.



ABSTRAKT

Předmětem této práce je návrh spodní stavby rezidence Vrchlického 1175 na základě inženýrskogeologického průzkumu. Objekt přiléhá k pozemním komunikacím a stávajícím stavebním objektům, dále disponuje dvěma podzemními podlažími. Návrh spodní stavby tak bude zahrnovat zajištění stavební jámy vhodnými geotechnickými konstrukcemi v návaznosti na okolní podmínky (hloubka základové spáry sousedních objektů, přítomnost podzemní vody). Dalším hlavním cílem této práce je založení objektu opět na základě inženýrskogeologického průzkumu. Důraz bude kladen zejména na vyřešení interakce podloží se spodní stavbou, jelikož rekonstrukce základových konstrukcí mohou být v určitých podmínkách velice nákladné až nerealizovatelné.

KLÍČOVÁ SLOVA

Inženýrskogeologický průzkum, stavební jáma, převrtávaná pilotová stěna, trysková injektáž, základová deska, pilota, vodonepropustná konstrukce,



ABSTRACT

The subject of this work is the design of the substructure of the Vrchlického 1175 residence on the basis of an engineering geological survey. The building is adjacent to roads and existing buildings, it also has two underground floors. The design of the substructure will include securing the construction pit with suitable geotechnical structures in relation to the surrounding conditions (depth of the foundation joint of neighboring buildings, the presence of groundwater). Another main goal of this work is to foundation the building again on the basis of engineering geological research. Emphasis will be placed especially on solving the interaction of the subsoil with the substructure, as the reconstruction of foundation structures can be very expensive and unworkable under certain conditions.

KEYWORDS

engineering geological survey, construction pit, drilled pile wall, jet grouting, baseplate, pilot, waterproof construction



OBSAH

1	ÚVOD	10
2	Popis objektu a schéma podloží	11
2.1	Konstrukční systém objektu	11
2.2	Inženýrskogeologický průzkum	12
2.2.1	Terénní práce a umístění staveniště	12
2.2.2	Geologické a hydrogeologické poměry lokality	13
2.2.3	Inženýrskogeologické poměry staveniště	14
2.2.4	Vyhodnocení inženýrskogeologického průzkumu	20
3	Stavební jáma	21
3.1	Volba pažící konstrukce	21
3.2	Vybrané metody pro provádění pažících konstrukcí	22
3.2.1	Záporové a mikrozáporové pažení	22
3.2.2	Pilotové stěny	24
3.2.2.1	Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot ($a > d$)	24
3.2.2.2	Pilotové stěny tangenciální ($a = d$)	25
3.2.2.3	Pilotové stěny převrtávané ($a < d$)	25
3.2.3	Podzemní (milánské) stěny	27
3.2.4	Štětové stěny	28
3.2.5	Trysková injektáž	29
3.2.5.1	Technologický postup provádění tryskové injektáže	30
3.2.5.2	Jednofázová injektáž	31
3.2.5.3	Dvoufázová injektáž	31
3.2.5.4	Třífázová injektáž	31
3.3	Zajištění stavební jámy rezidence Vrchlického 1175	33
3.3.1	Princip výpočtu pažících konstrukcí	34
3.3.1.1	Metoda závislých tlaků	34
3.3.2	Návrh a posouzení převrtávané pilotové stěny	38



3.3.2.1	Fáze výstavby	38
3.3.2.2	Posouzení průřezu pilot	42
3.3.2.3	Posouzení kotev	42
3.3.2.4	Posudek vnitřní stability konstrukce	45
3.3.2.5	Posudek vnější stability svahu	46
3.3.3	Návrh a posouzení tryskové injektáže.....	48
3.3.3.1	Fáze výstavby	50
3.3.3.2	Posouzení ocelového průřezu	53
3.3.3.3	Posouzení převážek	54
3.3.3.4	Posouzení kotev	55
3.3.3.5	Posudek vnitřní stability konstrukce	56
3.3.3.6	Posudek vnější stability svahu	57
4	Založení objektu	58
4.1	Výpočetní model	59
4.1.1	Návrhový přístup NP2	61
4.2	Výpočetní modul Soilin	62
4.3	Návrh základové desky	65
4.3.1	Základová deska bez pilot – varianta 1	65
4.3.2	Základová deska s pilotami – varianta 2	66
4.3.3	Konstrukční zásady pro návrh bílých van a pilot.....	74
4.3.3.1	Základní pravidla pro bílé vany dle TB ČBS 02	74
4.3.3.2	Základní pravidla pro provádění a návrh pilot	79
5	Závěr	82



1 ÚVOD

Stavby prováděné v prolukách jsou často omezeny okolními stávajícími objekty, ať už se jedná o pozemní stavby, nebo infrastrukturu. Řada moderních rezidencí se neobejde bez podzemních podlaží, sloužících zejména pro parkovací účely, popř. technické zázemí. Konstrukce těchto objektů vyžaduje bezpečné provedení a zajištění stavební jámy. Půdorysné rozměry stavebních jam se často nemohou příliš lišit od rozměrů stavebního objektu. Stavební jámy takových objektů tedy nelze řešit jako svahované. Zajištění stavební jámy se tedy neobejde bez řádně navržených a provedených geotechnických konstrukcí. Návrh těchto konstrukcí, především volba technologie může zásadně ovlivnit přítomnost podzemní vody.

V této práci je řešen návrh pažících konstrukcí stavební jámy objektu včetně samotného založení rezidence Vrchlického 1175 v Praze v městské části Košíře. Objekt se nachází na úpatí strahovského kopce, a je umístěn mezi tři pozemní komunikace (Vrchlického, Prachnerova, Hlaváčkova) a dvojicí stávajících stavebních objektů.

Práce je členěna na kapitoly: Popis objektu a schéma podlaží, návrh pažících konstrukcí stavební jámy a založení objektu. Součástí práce je i popis jednotlivých výpočetních metod, pravidla pro návrh bílých van, konstrukční a prováděcí zásady pro piloty a zjednodušená výkresová dokumentace navržených konstrukcí (výkres tvaru základové desky, pilotový plán, řešení stavební jámy).

Cílem této práce je navrhnout a zajistit stavební jámu pomocí vhodně zvolených pažících konstrukcí, které poskytnou bezpečné provedení výstavby, zvláště podzemních pater. Je nutno zohlednit přítomnost spodní vody správnou volbou geotechnické konstrukce. Dalším cílem je návrh vhodného založení objektu na základě inženýrskogeologického průzkumu. Součástí inženýrskogeologického průzkumu jsou i laboratorní zkoušky.

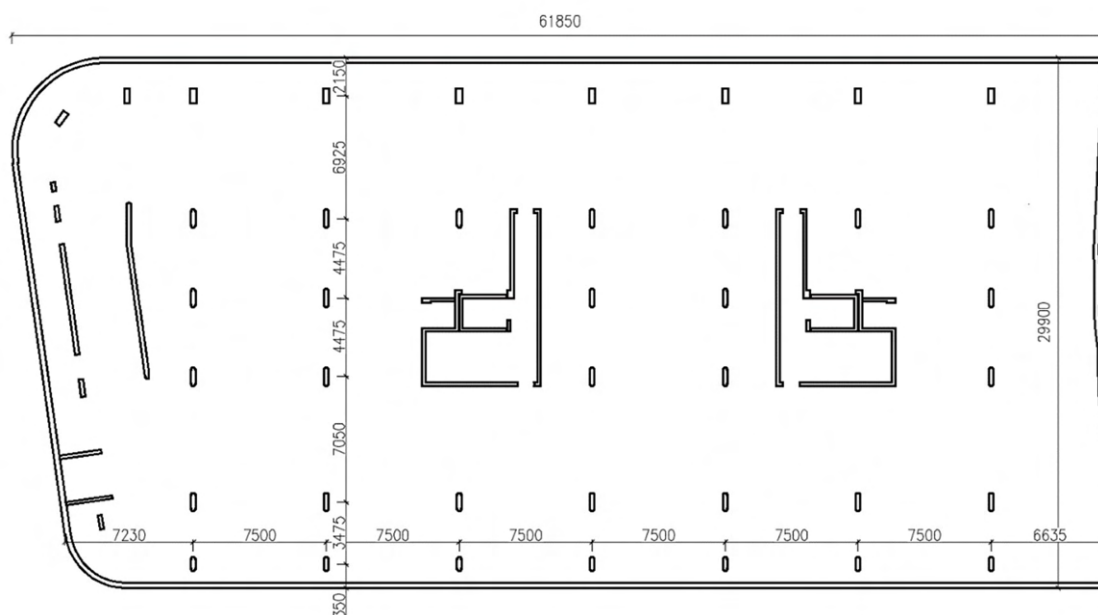


2 Popis objektu a schéma podloží

2.1 Konstrukční systém objektu

Řešený objekt má nepravidelný tvar o maximálních rozměrech cca 30x61 m. Obsahuje dvě podzemní podlaží sloužící jako parkovací plochy, technické zázemí, sklepní prostory a 8 nadzemních podlaží. 1NP tvoří z velké části obchod Lidl. Nachází se zde vstup do objektu, recepce, společné prostory. 2NP slouží pro administrativní účely doplněné o bytové jednotky. Ostatní nadzemní podlaží tvoří výhradně bytové jednotky.

Základová spára je navržena ve dvou výškových úrovních. Nosnou konstrukci budovy tvoří v podzemních podlažích obvodové železobetonové suterénní stěny tl. 300 mm, v kombinaci se železobetonovými sloupy nejčastěji o rozměrech 250x1050mm a dvěma schodišťovými jádry. Výškové rozdíly překonávají jednosměrné rampy. Výjezdová rampa vedená na pozemní komunikaci je konstruována jako obousměrná. Stropní konstrukce jsou řešeny jako lokálně podepřené desky tl.250 mm doplněné o hlavice v místech sloupů, popř. o ploché průvlaky. Stropní konstrukci 1PP ve střední části objektu doplňují masivní průvlaky, a to zejména kvůli rozdílnému rastru svislých nosných konstrukcí v podzemních a nadzemních podlažích. 1.-2.NP jsou tvořena jako skeletová konstrukce doplněna o stěny schodišťových jader. V dalších nadzemních podlažích do dispozice vstupují dělicí příčné nosné železobetonové stěny tl.220 mm. Ze statického hlediska tyto dělicí stěny představují stěnové nosníky. Vodorovné konstrukce bytových prostor jsou propojeny pomocí iso-nosníků s vodorovnými konstrukcemi pavlačových částí.



Obr. č. 1 - Konstrukční schéma 2PP objektu (zdroj: autor)

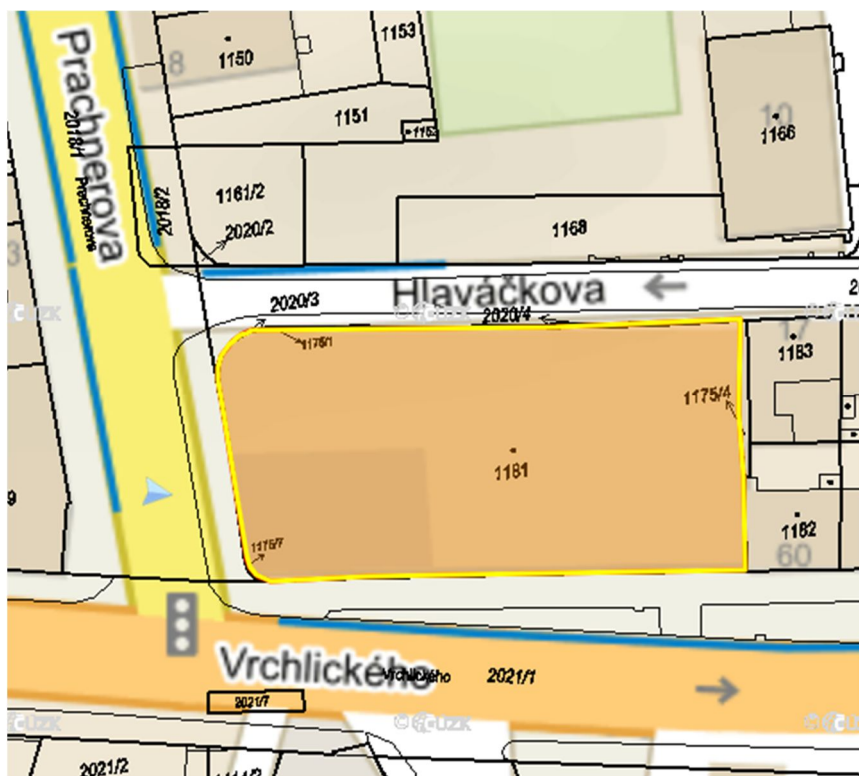


2.2 Inženýrskogeologický průzkum

Základním úkolem této části je zejména zdokumentovat jednotlivé geologické vrstvy základové půdy. Dále stanovit geotechnické vlastnosti jednotlivých zemin, popř. hornin. V případě výskytu spodní vody odebrat její vzorky, stanovit kyselost vody a obsah nežádoucích minerálů (sírany, chloridy), které mají negativní vlivy na železobetonové konstrukce. Na základě výše získaných podkladů lze sestavit zjednodušený model podloží a vyhodnotit celkový stupeň agresivity prostředí. Tyto informace jsou nezbytné pro rozhodnutí o způsobu založení objektu i pro samotný návrh železobetonové konstrukce.

2.2.1 Terénní práce a umístění staveniště

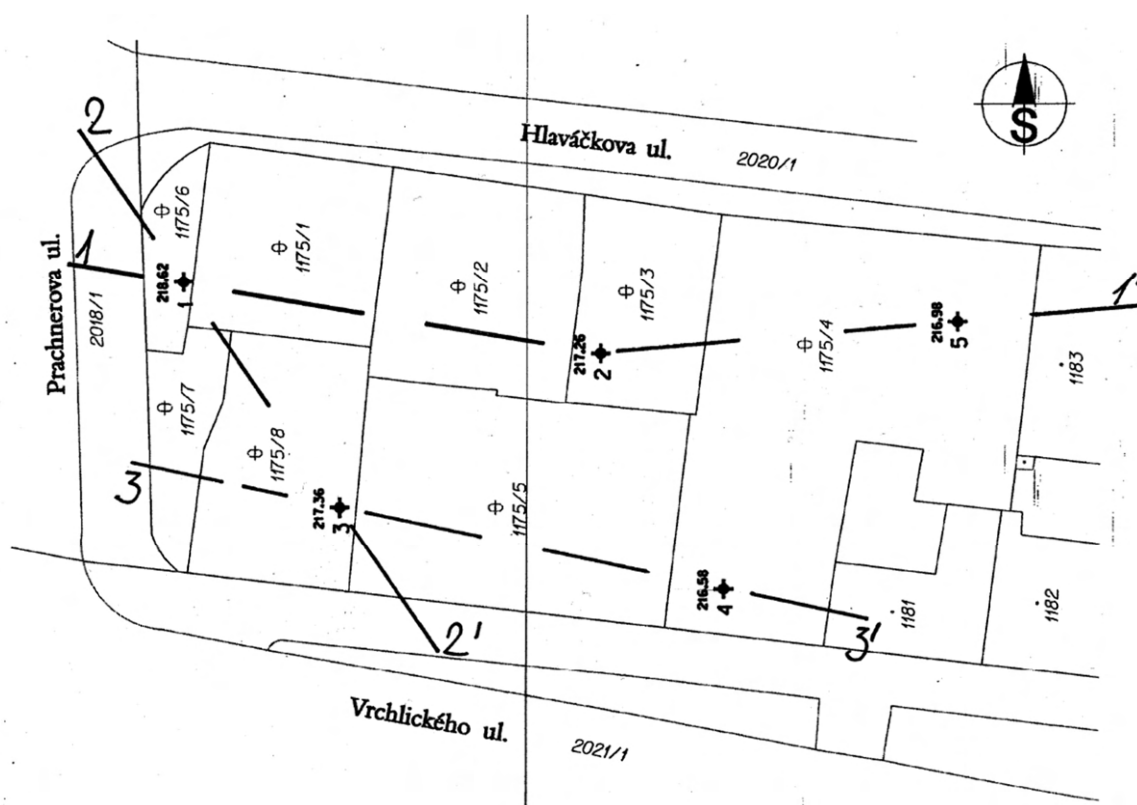
Zájmová oblast se nachází v Praze 5 – Košíře v prostoru mezi ulicemi Vrchlického, Prachnerova a Hlaváčkova a dvěma stávajícími objekty, které přiléhají k plánovanému stavebnímu objektu.



Obr. č. 2 - Umístění pozemku (zdroj: [16])

Terén zájmového území se mírně svažuje k východu až jihovýchodu.

V rámci terénních, resp. průzkumných prací bylo provedeno 5 průzkumných jádrových vrtů označených indexy V1-V5 rozmístěných viz. obr.3. Následně bylo odebráno 6 vzorků zemin, popř. hornin pro laboratorní účely.



Obr. č. 3 - Situace provedených vrtů a geologických řezů (zdroj: [1])

Po ukončení vrtných prací byla ve vrtech zaměřena ustálená hladiny podzemní vody a odebrán jeden vzorek vody pro chemický rozbor. Průzkumný vrt byl vybaven pozorovací PVC perforovanou výpažnicí pro případné sledování pohybu hladiny podzemní vody.

2.2.2 Geologické a hydrogeologické poměry lokality

Zájmové území náleží Pražskému paleozoiku centrálního Barrandienu. Skalní podklad je tvořen nejčastěji břidlicemi ordovického stáří. V zájmovém území se jedná nejčastěji o jílovité břidlice tence vrstevnaté s prachovitou příměsí. Tyto břidlice snadno a hluboko zvětrávají. Toto hluboké zvětrání se projevuje nižší únosností a větší stlačitelností zeminy. Hluboce zvětralé břidlice mají charakter prachovitého jílu s určitým zastoupením pevnější horniny.

Kvartérní pokryv tvoří deluvioaluviální sedimenty. Litologicky se jedná o středně, až hrubě zrnité písky s drobnějším štěrkem a jílovitou výplní mezi zrny. Při povrchu se nachází splachové písčité organogenní jíly.

Hladina podzemní vody vytváří vodní horizont vázaný na polohy suťových sedimentů s vyšší průlinovou propustností a je závislý na jílovitém, méně propustném pokryvu. Hladina podzemní vody byla naražena v hloubce 5,5-6,6 m pod terénem a průměrném ustálením HPV na kótě 212.09 m.n.m. Dle provedeného chemického rozboru se jedná



o vodu slabě kyselou (pH=6,9). Dle ČSN EN 206-1 byla zjištěna síranová agresivita ve stupni XA2.

2.2.3 Inženýrskogeologické poměry staveniště

Na základě zhotovených sond z terénních (průzkumných) prací lze sestavit geologické profily podloží a vyhodnotit tak složitost základových poměrů.

Svrchní část terénu je tvořena navážkou, a to v průměrné metráži od 0,00 – 2,50 m. Navážka je složená z jílovotopísčité hlíny a ze stavebního odpadu, který tvoří převážně kusy betonu, cihel a dutiny při nedokonalém zasypání kolem suterénních prostor objektů, které v minulosti stály na zájmovém území. Navážka má charakter středně ulehle zemin. Navážku členíme dle ČSN EN 1997-1 do třídy G4 GM MI +cb Y. Vzhledem ke složení není navážka vhodnou zeminou pro založení objektu.

Převážně od hloubky 2,50 m pod terénem, je zemina zastoupena deluviálními svahovými sedimenty v podobě jílovitých hlín s písčitou a sušovitou příměsí. Sutě jsou složeny z křemenců, opuk, pískovců, popř. břidlic. Hmota mezi zrny má charakter písčitého jílu střední plasticity. Zemina se z části nachází pod HPV (průměrná úroveň 212 m.n.m.) hmota mezi zrny tak rozbředá, tím dochází ke ztrátě únosnosti a zvýšení stlačitelnosti. Mocnost této vrstvy se značně liší. U vrtu V1 se deluviální sedimenty objevují ihned pod vrstvou navážky, kdežto u vrtu V5 se deluviální sedimenty vyskytují až v hloubce 6,8 m pod terénem (znázorněno v geologických řezech podloží na následujících obrázcích). Svahové (deluviální) sedimenty dle ČSN EN 1997-1 celkově řadíme do třídy G5+GC+Cl. Tato vrstva může tvořit základovou půdu pro svrchní část objektu, která má být založena v hloubce cca. 7,3 m. pod terénem. Zároveň tato zemina bude mít zásadní vliv na zajištění stavební jámy, jelikož to je zemina tlačivá a obtížně vrtatelná.

V místech, kde deluviální sedimenty jsou zastiženy ve vyšších hloubkách, je prostor mezi navážkou deluviálními sedimenty vyplněn aluviálními splachovými sedimenty. Tyto sedimenty jsou vyplněny jílovitou hmotou měkké až tuhé konzistence střední plasticity s organogenní složkou. Jsou proloženy různě mocnými vrstvami aluviofluviálních písků hlinitých až jílovitých. Při těžbě této vrstvy, zejména pod hladinou podzemní vody, hrozí snadné vypadávání ze stěn.

Skalní podklad byl zastižen v průměru na kótě 208,00 m.n.m. (tzn. 8-8,5 m pod terénem). Jako svrchní vrstva skalního podkladu byla nejprve navrtána silně zvětralá břidlice, která je téměř rozložena v jílovitou zeminu. Mocnost této vrstvy je v průměru 2,5 m. Takto zvětralá hornina nevykazuje příliš velkou únosnost a je relativně stlačitelná. Dle ČSN EN 1997-1 lze tuto vrstvu řadit do třídy R6, popř. F6. Po vrstvě silně



zvětralé břidlice byla navrtána vrstva zvětralé břidlice v průměrné mocnosti 3,5 m. Tato vrstva břidlice vykazuje vysokou hodnotu diskontinuit. Dle ČSN EN 1997-1 lze tuto vrstvu řadit do třídy R6-R5. Jako poslední vrstva byla zastižena silně zvětralá břidlice proložená vrstvami tvrdé břidlice o mocnosti 10-50 cm. Vykazující značné množství diskontinuit. Zeminu doplněnou o vrstvy tvrdé břidlice můžeme dle ČSN EN 1997-1 řadit do třídy R5-R4.

V následujících tabulkách jsou podrobně zpracovány veškeré zastižené zeminy (horniny) daného stavebního pozemku. Celkem bylo zastiženo 10 typů zemin (hornin) GT1 – GT10. [1]

Geotechnický typ	GT1	GT2
Geneze	antropogén	kvartér
Makroskopický popis	navážka, neulehlá, složená s jílovitopísčité hlíny, částečně s organickou hmotou, rozpadavá	jíl, měkký-tuhý, organogenní, vysoko plastický
Zatřídění dle ČSN 731001	G4 GM MI + cb-Y	F8 CH O
Objemová hmotnost γ_n [kNm ⁻³]	19,00	20,00
Poissonovo číslo ν	0,30	0,40
Převodní součinitel β	0,74	0,47
Úhel vnitřního tření ϕ_{ef} [°]	26,00	17,00
Soudržnost c_{ef} [kPa]	5,00	8,00
Modul přetvárnosti E_{def} [Mpa]	9,00	3,50
Výpočtová tabulková únosnost pro šířku základu=1,0m R_{dt} [kPa]	175	100
Vrtatelnost dle VC 800-2	III	II
Těžitelnost dle ČSN 733050 "Zemní práce"	tř.4	tř.3

Tabulka 1 - Parametry zastižených zemin (GT1-GT2) (zdroj: [1])



Geotechnický typ	GT3	GT4
Geneze	eoliticko-aluviální	fluviální sediment
Makroskopický popis	jíl, prachovitý, tuhý, málo plastický	písek, ulehlý, středně až hrubě zrnitý, hlinitý
Zatřídění dle ČSN 731001	F6 CL	S4 MS MI
Objemová hmotnost γ_n [kNm^{-3}]	20,00	18,00
Poissonovo číslo ν	0,40	0,30
Převodní součinitel β	0,47	0,70
Úhel vnitřního tření ϕ_{ef} [°]	17,00	26,00
Soudržnost c_{ef} [kPa]	8,00	8,00
Modul přetvárnosti E_{def} [Mpa]	3,50	12,00
Výpočtová tabulková únosnost pro šířku základu=1,0m R_{dt} [kPa]	100	200
Vrtatelnost dle VC 800-2	II	I-II
Těžitelnost dle ČSN 733050 "Zemní práce"	tř.3	tř. 2-3

Tabulka 2 - Parametry zastížených zemin (GT3-GT4) (zdroj: [1])

Geotechnický typ	GT5	GT6
Geneze	deluvio-aluviální sediment	fluviálně aluviální sediment
Makroskopický popis	jílovitá hlína s ostrohrannými úlomky křemenců, pískovců a břidlic, ulehlá, charakter suti	písek, velmi jemný, jílovitý, velmi vlhký až mokrý, středně ulehlý, jílovitá část měkká
Zatřídění dle ČSN 731001	G5 GC CI + cb	S5 SC CI
Objemová hmotnost γ_n [kNm^{-3}]	21,00	18,00
Poissonovo číslo ν	0,25	0,30
Převodní součinitel β	0,83	0,70
Úhel vnitřního tření ϕ_{ef} [°]	32,00	26,00
Soudržnost c_{ef} [kPa]	8,00	8,00
Modul přetvárnosti E_{def} [Mpa]	40,00	12,00
Výpočtová tabulková únosnost pro šířku základu=1,0m R_{dt} [kPa]	250	200
Vrtatelnost dle VC 800-2	III	I-II
Těžitelnost dle ČSN 733050 "Zemní práce"	tř.5	tř. 2-3

Tabulka 3 - Parametry zastížených zemin (GT5-GT6) (zdroj: [1])



Geotechnický typ	GT7	GT8
Geneze	aluviální sediment	rozložená hornina
Makroskopický popis	Jíl, písčítý, písčítá složka je jemně zrnitá, jílovité části středně plastické CI	břidlice zcela rozložená na jíl, tuhý, středně plastický s příměsí šupinek pevnější horniny
Zatřídění dle ČSN 731001	F4 CS CI	F6 CI
Objemová hmotnost γ_n [kNm^{-3}]	20	20
Poissonovo číslo ν	0,35	0,40
Převodní součinitel β	0,55	0,47
Úhel vnitřního tření ϕ_{ef} [°]	24	17
Soudržnost c_{ef} [kPa]	8	8
Modul přetvárnosti E_{def} [Mpa]	6	3,5
Výpočtová tabulková únosnost pro šířku základu=1,0m Rdt [kPa]	150	100
Vrtatelnost dle VC 800-2	II	II
Těžitelnost dle ČSN 733050 "Zemní práce"	tř.3	tř.3

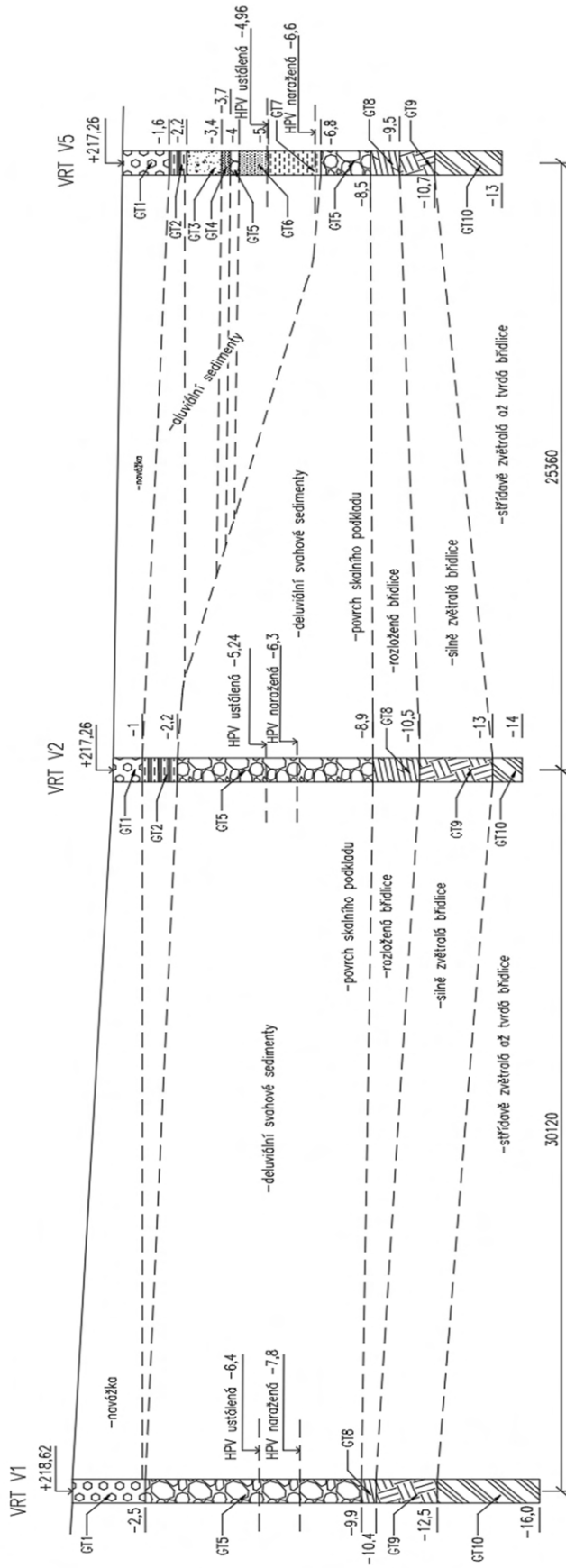
Tabulka 4 - Parametry zastížených zemin (GT7-GT8) (zdroj: [1])

Geotechnický typ	GT9	GT10
Geneze	zvětralá hornina	zvětralá až navětralá hornina
Makroskopický popis	břidlice pevná, silně zvětralá, po uvolnění z jádra rozpadavá na drobné šupinkovité úlomky	břidlice, pevná-tvrdá, zvětralá až navětralá, střídání poloh horniny pevné tř. R5 z prolohami tvrdé břidlice tř. R4 a zcela rozložené břidlice R6
Zatřídění dle ČSN 731001	R6	R5-R4-R6
Objemová hmotnost γ_n [kNm^{-3}]	21	22
Poissonovo číslo ν	0,3	0,25
Převodní součinitel β	0,74	0,83
Úhel vnitřního tření ϕ_{ef} [°]	32	34
Soudržnost c_{ef} [kPa]	25	40
Modul přetvárnosti E_{def} [Mpa]	45	90
Výpočtová tabulková únosnost pro šířku základu=1,0m Rdt [kPa]	300	450
Vrtatelnost dle VC 800-2	III	IV-V
Těžitelnost dle ČSN 733050 "Zemní práce"	tř.4	tř.5

Tabulka 5 - Parametry zastížených zemin (GT9-GT10) (zdroj: [1])



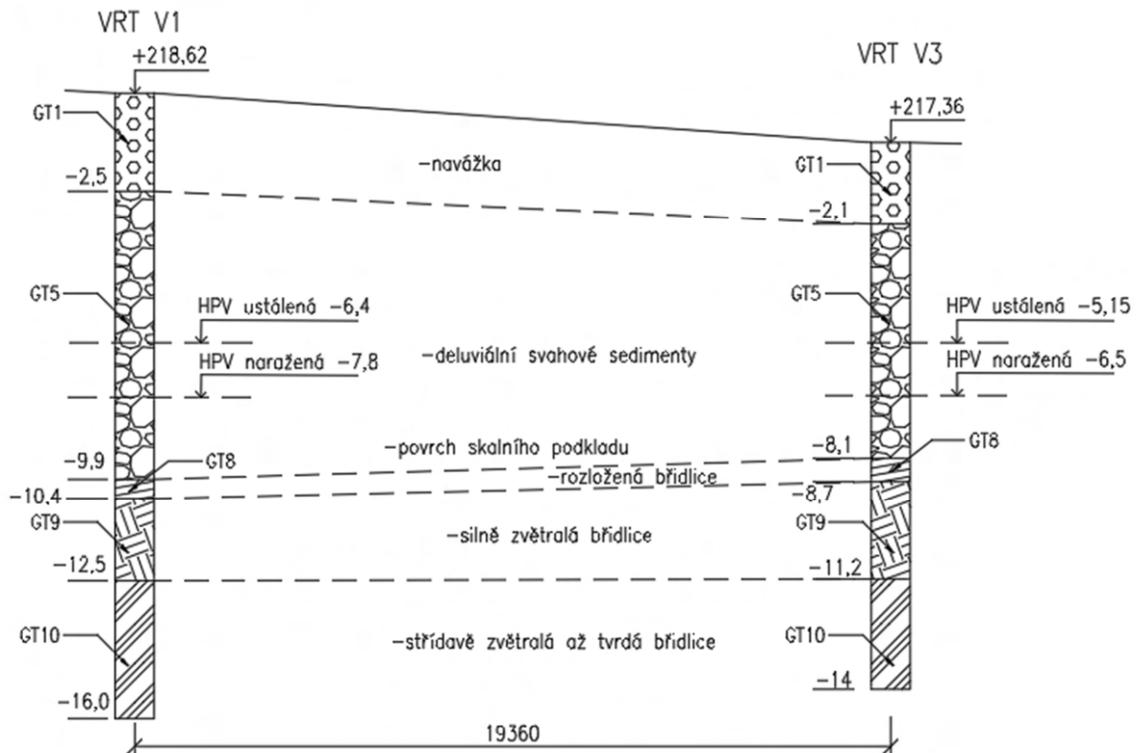
GEOLOGICKÝ ŘEZ 1-1



Obr. č. 4 - Geologický řez 1-1 (zdroj: [1])

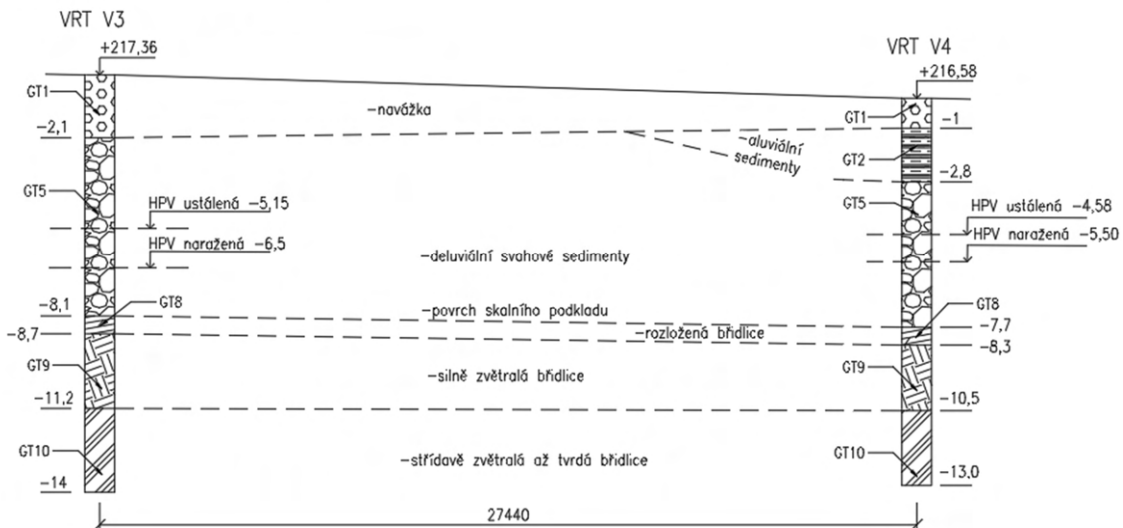


GEOLOGICKÝ ŘEZ 2-2



Obr. č. 5 - Geologický řez 2-2 (zdroj: [1])

GEOLOGICKÝ ŘEZ 3-3



Obr. č. 6 - Geologický řez 3-3 (zdroj: [1])

Dle výše uvedeného popisu jsou přiloženy geologické řezy podloží stavebního pozemku (Obr.4-6). Označení řezu viz. Obr. 3 – schéma rozmístění vrtů.



2.2.4 Vyhodnocení inženýrskogeologického průzkumu

Základová spára objektu se nachází ve dvou výškových úrovních. Spodní část objektu má základovou spáru v hloubce cca 9 m pod stávajícím terénem. Svrchní část objektu má předpokládanou základovou spáru v hloubce cca 7,3 m pod stávajícím terénem (vztaženo k výškové úrovni +216,680 m.n.m.). Obě úrovně základové spáry se nachází pod hladinou podzemní vody. U části objektu s plánovanou hloubkou založení 7,3 m se základová spára nachází ve vrstvě deluvio-aluviálních sedimentů G5 GC CI + cb (GT5). Tato zemina vykazuje průměrnou výpočtovou návrhovou pevnost na 1 bm šířky základu 250 kPa. Vzhledem k tomu, že se tato vrstva nachází pod hladinou podzemní vody, je nutno počítat s až o 30% nižší únosností zeminy, jelikož v důsledku podzemní vody rozbředlá hmota mezi zrny, a zemina tak vykazuje vyšší stlačitelnost a nižší únosnost. Základovou spáru jižní části objektu, která se nachází v hloubce 9 m pod terénem tvoří silně zvětralá břidlice třídy R6. Tato zemina s vlivem hladiny podzemní vody nepředstavuje ideální podmínky pro založení objektu s náročnou konstrukcí. Základová půda nemá v prostoru objektu jednotné vlastnosti. Lze předpokládat, že založení bude muset být provedeno na základové desce v kombinaci s pilotami. Vzhledem ke složitosti konstrukce a nestabilní základové nelze postupovat podle 1.GK. Jelikož jsou k dispozici laboratorní zkoušky zastižených zemín je vhodné postupovat podle 3.GK.



3 Stavební jáma

3.1 Volba pažící konstrukce

Jak už bylo zmíněno v první kapitole této práce (úvod), pozemek stavebního objektu je umístěn mezi tři pozemní komunikace a dva stavební objekty. Z toho vyplývá, že není možné vytvořit svahovanou stavební jámu, protože by zasahovala do okolních konstrukcí a veřejné infrastruktury.

Návrh pažící konstrukce závisí především na následujících faktorech: [3]

- na inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrech na staveništi, které mohou být zvláště v prostředí hlavního města Prahy (náš případ) velmi rozmanité a složité, dále na pevnostních a deformačních vlastnostech základové půdy, na charakteru navážky a násypů, na existenci stávajících nebo i předpokládaných podzemních prostor na staveništi, popř. v jeho těsné blízkosti;
- na půdorysných rozměrech stavební jámy a možnostech přístupu pro stavební stroje;
- na reliéfu terénu, hloubce stavební jámy a na hloubce základových spár sousední zástavby;
- na charakteru a stavebním stavu sousední zástavby, především na stupni prozkoumanosti této stavby;
- na velikosti využitelného prostoru pro vytvoření pažící konstrukce;
- na tom, zda má být konstrukce dočasná (životnost 2 roky) nebo trvalá;
- na požadavku vodotěsnosti pažící konstrukce a na tom, zda konstrukce má plnit i další účely, jako např. ztracené bednění, rovinnost této konstrukce využité např. jako podklad pro svislou izolaci;
- na požadavku likvidace pažící konstrukce nebo jejích částí;
- na požadavku na tuhost pažící konstrukce s ohledem na přípustné deformace a deformace vyvolané výkopem na sousední zástavbu;

Dělení pažících konstrukcí: [2]

1. Z hlediska nepropustnosti
 - a) Pažení nepropustná
 - b) Pažení propustná
2. Z hlediska doby funkce pažení
 - a) Trvalá (předpokládaná funkce pažení delší než 2 roky po realizaci)
 - b) Dočasná (předpokládaná funkce maximálně 2 roky po realizaci)



3. S ohledem na použitou mechanizaci
 - a) Prováděná pomocí těžké mechanizace (provádění pomocí strojů značných rozměrů, musí se zde brát v úvahu jejich doprava na staveniště a potřeba manipulačního prostoru)
 - b) Prováděná pomocí lehké mechanizace (pažení prováděno ve stísněných podmínkách stroji menšími rozměry)

3.2 Vybrané metody pro provádění pažících konstrukcí

3.2.1 Záporové a mikrozáporové pažení

Hlavním nosným prvkem záporové pažení jsou zápor z válcovaných ocelových profilů převážně IPE, HEB, popř. svařence 2xU. Zápor lze při vhodných geologických podmínkách osadit beraněním (vibrováním), nebo osadit do předhloubených vrtů o průměru min. 600 mm. Pata zápor osazena do vrtu se stabilizuje betonem nižší pevnosti pod úroveň dna stavební jámy a ve zbyvajících částech vhodným zasypaným materiálem. Osazovací vzdálenosti zápor musí být osazeny dle statického výpočtu, nejčastěji však 1,8-2,5m.

Vodorovnou výplň mezi záporami tvoří pažiny. Pažiny jsou nejčastěji dřevěné (kulatiny, hraněné řezivo). Pažiny je potřeba klínovat proti přírubám zápor, aby bylo dosaženo plného kontaktu pažiny se zeminou. Případný vzniklý prostor za rubem pažiny musí být ihned zasypan vhodným materiálem. Dřevěné pažiny lze nahradit vrstvou stříkaného betonu vyztuženou svařovanými ocelovými sítěmi. Prostor za rubem stříkaného betonu musí být řádně odvodněn. Takto provedená stěna je schopná bezpečně odolávat působícímu zemnímu tlaku a předcházet případným poklesům za rubem stěny, které by mohly způsobit nežádoucí svislé posuny a poškození stávajících přilehlých komunikací.

Takto vytvořenou, volně stojící pažící konstrukci, jejíž stabilita je zajištěna pouze vetknutím zápor, je možné použít jen do menší hloubky. Stabilitu hlubších stěn zajišťují nejčastěji pramencové, horninové kotvy, které se osazují přes převázky. Tu tvoří obvykle dvojice ocelových profilů, které zpravidla přesahují přes dvě, někdy i více zápor a tvoří tak opěrnou konstrukci pro hlavy kotev. V místech, kde by realizace kotvení byla obtížná (rohy, výklenky), se pažící konstrukce rozpírá. Převázky jsou často zapuštěny mezi zápor, které tak umožní další využití záporové stěny, např. ztracené bednění, popř. po vyhlazení stěny podklad pro svislou izolaci.

V určitých případech nelze na staveniště dopravit velkoprofilové vrtné soupravy (stísněné podmínky městské zástavby, požadavek na vytvoření co nejtenčího pažícího profilu z důvodu maximálního využití staveniště). V takových případech lze zápor



nahradiť mikrozápory. Mikrozápory jsou profily menších průřezů (např. HEB 120 až 180), které jsou osazovány v roztečích kolem 1,0 m, nebo silnostěnné ocelové trubky osazované v roztečích 400-800 mm. Mikrozápory jsou osazovány do vrtů průměru 130 až 300 mm vyplněné cementovou zálivkou.

Pažící stěna vytvořená pomocí mikrozápor je relativně měkká konstrukce náchylná na deformace, a proto musí být kotvena či rozpírána ve více úrovních. Hlavy horninových kotev jsou opřeny o nasazené ocelové převázky. Do mikrozáporové stěny vzhledem k nízké tloušťce stěny nelze převázky zapustit. To může vzhledem k požadovanému rovnému podkladu pažící stěny představovat problém. Výškové uspořádání převázek je nutné volit tak, aby odpovídalo nejen statickému účelu, ale též poloze budoucích stropů a bylo je tak možné při postupné výstavbě suterénu postupně odstraňovat.

Záporové a mikrozáporové pažení jsou konstrukce dočasné a propustné. Jsou vhodné převážně pro zajištění stavebních jam nad hladinou podzemní vody. Pro tento případ, kdy se dno stavební jámy nachází pod hladinou podzemní vody, není tato metoda vhodná a nebude navržena. [3], [4]



Obr. č. 7 - Mikrozáporové pažení (zdroj: [4])



Obr. č. 8 - Záporové pažení (zdroj: [17])

3.2.2 Pilotové stěny

Pilotové stěny jsou velmi rozšířeným typem pažících konstrukcí, které oproti záporovému pažení disponují velkou ohybovou tuhostí, i přesto že kruhový průřez je nejméně výhodným tvarem pro ohybové namáhání. Pilotové stěny jsou často trvalou pažící konstrukcí s poměrně flexibilním využitím od pozemního stavitelství po speciální stavby. Dle osových vzdáleností rozeznáváme:

3.2.2.1 Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot ($a > d$)

Prostor mezi pilotami je často vyplněn stříkaným betonem s výztužnou svařovanou sítí s odvodněním na rubové straně. Odvodnění se nejčastěji provádí pomocí perforovaných ohebných PE hadic. Kotvení těchto stěn se provádí pomocí železobetonových převázek, a to jak v hlavách pilot, tak i v předsazených převázkách. Převázky jsou vždy průběžné, dilatované na úseky délky do cca 20 m. Hlavové převázky jsou s pilotami spojeny vyčnívající výztuží z hlavy pilot. Předsazené převázky je třeba s pilotami řádně spojit a hojně vyztužit. [2] [3]



3.2.2.2 Pilotové stěny tangenciální ($a=d$)

Tento typ pilotových stěn tvoří trvalé konstrukce mimořádně zatížené, kdy ze statických důvodů nelze piloty umístit ve větších vzdálenostech. Jejich hlavní výhodou je, že není potřeba budovat předsazené převázky. Kotvy lze umístit do mezer mezi dvojice pilot. Takto řešená stěna netvoří nepropustnou konstrukci.

[3]

3.2.2.3 Pilotové stěny převrtávané ($a < d$)

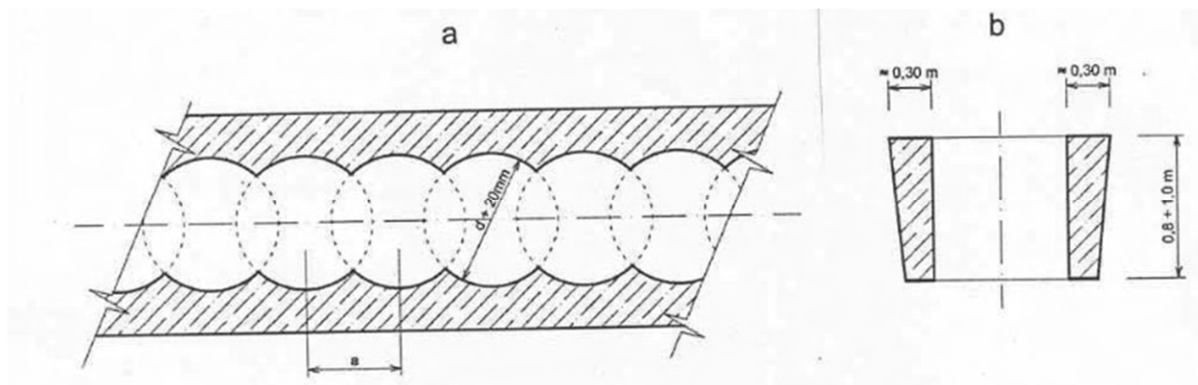
Jsou velmi rozšířeným typem pilotových stěn, zvláště v případě požadavku na vodotěsnou stavební jámu. Při jejich zhotovování odpadá nutnost pažení pomocí pažící suspenze což je jejich hlavní výhoda oproti podzemním stěnám. Stěna se skládá z pilot primárních a pilot sekundárních. Piloty primární se realizují s časovým předstihem a jsou vyplněny prostým betonem. Hlavní funkce těchto pilot je těsnění. Primární piloty nejsou ohybově namáhány a nemusí zasahovat na vypočtenou délku pod dno stavební jámy. Poté co beton primárních pilot nabere určité pevnosti, je možné začít s realizací sekundárních pilot. Beton musí být tuhý, ale zároveň ne tolik vyzrálý, aby primární piloty tvořily překážku pro převrtání. Sekundární piloty jsou vetknuté na vypočtenou délku pod dno stavební jámy.

Převrtávané pilotové stěny jsou konstrukce vodotěsné, je tedy kladen velký důraz na svislost jednotlivých pilot, aby výsledná stěna byla souvislá. Za tímto účelem se na úrovni pracovní podlahy zřizují vodící šablony pro piloty, jež nahrazují vodící zídky v případě podzemních stěn. Vodící šablona by měla mít výšku nejméně 0,8 m a měla by co nejlépe kopírovat půdorys převrtávaných pilot. Do připravené rýhy šířky o 0,5-0,6 m větší, než je půdorys pilot se osadí ocelový svařenec z trub a segmentů, které se potáhnou pryží tl. 10 mm. Průměr otvorů je o 20 mm větší než průměr příslušné pažnice při provádění pilot. Takto připravená šablona se obetonuje betonem kvality nejméně C16/20, popř. se do boků vloží výztuž ve formě svařované sítě. Po zatvrdnutí betonové šablony se provádí vrty pro piloty, které se vrtají pomocí spojovatelné pažnice, jež se do zeminy rotuje buď pomocí teleskopu nebo dopažovacího zařízení. Z pažnic se zemina vybírá příslušným nástrojem (šapa, spirál), přičemž pata se nepodvrtává. Tuhost spojovatelných pažnic (tl. 40 mm) zajišťuje spolu s vodící šablonou polohu i svislost jednotlivých pilot pilotové stěny jako celku.

Pokud je převrtávanou stěnu potřeba kotvit využívá se k tomu primárních pilot. Skrz ně se provádějí vrty pro kotvy a do nich se přímo osazují kotevní hlavy. Výhodou je, že odpadnou převázky, nevýhodou pak jasně stanovený počet



kotev, které nemusí být ekonomicky využité. Převrtávané pilotové stěny se používají i pro pažení kruhových šachet. To má jasnou statickou výhodu. Radiální vodorovné napětí p v hloubce z vyvolá pouze normálovou sílu v pilotách ($N=p \cdot R$, kde R je půdorys kruhové šachty) a není třeba dalších podpor. Je ovšem nutné kontrolovat velikost tlaku v betonu pilot tak, aby nedošlo k příčným tahům v betonu primárních (nevztužených) pilot. [3], [4]



Obr. č. 9 - Vodící šablona pro převrtávané pilotové stěny (zdroj: [3])



Obr. č. 10 - Převrtávaná pilotová stěna (zdroj: [7])



3.2.3 Podzemní (milánské) stěny

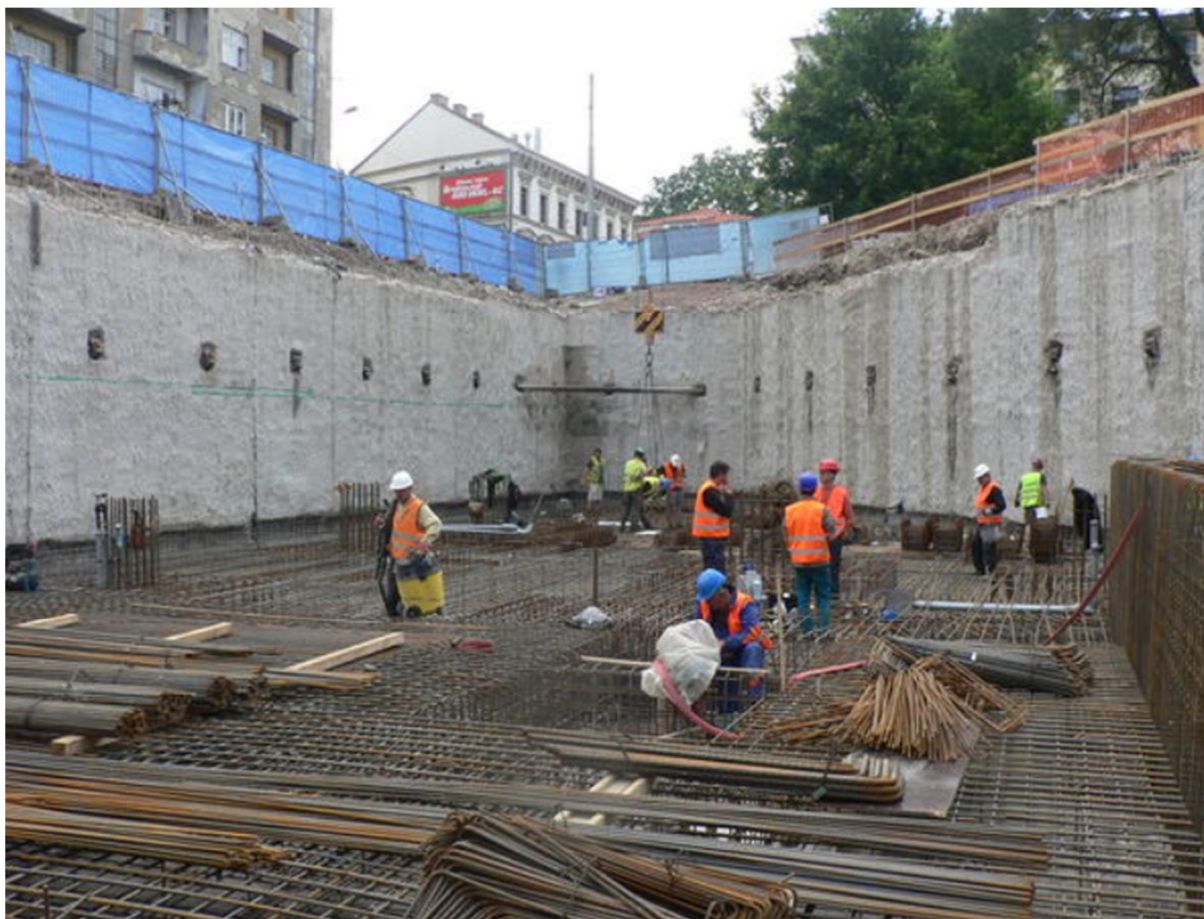
Podzemní stěny se používají k zapažení hlubokých výkopů jako konstrukce pažící. Zároveň ale mohou být i trvalou součástí suterénů staveb jako stěny konstrukční. Podzemní stěny se také používají k oddělení dvou zemních prostředí jako stěny těsnící. V případě těsnících podzemních stěn je požadavek především na vodotěsnost, nejčastěji se používají jílocementové suspenze. U těchto stěn není významný požadavek na pevnost, jelikož nejsou namáhány ohybem. Při jejich realizaci lze použít i samotvrdnoucí suspenze, které v průběhu těžby paží rýhu a následně v rýze zůstává a po čase ztuhne a získá požadované vlastnosti, především vodotěsnost, která je dána koeficientem filtrace $[k]$ $[m \cdot s^{-1}]$ a též příslušná pevnost v prostém tlaku $[MPa]$. [3]

Realizace podzemních stěn začíná vybudováním vodících zídek, které určují jejich přesnou polohu. Vodící zídky stabilizují horní část rýhy pod terénem, poskytují oporu pro hloubení a osazování prvků do rýhy. Při těžbě také slouží jako zásobní prostor pro pažící suspenzi pod jejichž ochranou je těžba prováděna. Pažící suspenze je nejčastěji jílová a plní funkci hydraulického pažení stěn rýhy a zároveň zajišťuje její stabilitu.

Po vyhloubení lamely se rýha vyčistí od napadané zeminy a zkontroluje se její kvalita. Osadí se ocelové koutové pažnice, nejčastěji plochého průřezu s navlečenými těsnícími pásy (water-stopy). Poté do vyčištěné pažící suspenze lze osadit výztuž ve formě armokoše. Po osazení armokoše se neprodleně zahájí betonáž. Betonuje se pomocí sypákových rour pod suspenzí. Betonová směs přitom vytěsňuje pažící suspenzi, která je odčerpávána a po přečištění připravena na další použití, vyjma poslední vrstvy pažící suspenze, která přišla do bezprostředního kontaktu s betonem. [3] [4]

Podzemní stěny lze zhotovit pomocí hydraulických drapáků, popř. hydrofrézy. Stěny hloubené pomocí hydraulických drapáků většinou nepřesahují 30 m. V případě hydrofrézy lze vytvořit stěnu několikanásobně větší. Tloušťky podzemních stěn se nejčastěji pohybují okolo 400-800 mm, ale mohou být i širší. Šířky lamel nepřesahují 7 m. [4]

Podzemní stěny lze realizovat i jako prefabrikované, sestavované z železobetonových panelů, osazované do rýhy pažené samotuhnoucí suspenzí. Těsnost spár mezi prefabrikáty je zajištěna gumovou hadicí, vloženou do zámku a zainjektovanou stabilizační cementovou směsí. Tyto stěny nachází své využití především tam, kde je požadován hladký povrch jejich líce např. u pohledových opěrných stěn, podchodů nebo v místech, kde je výhodné osadit prefabrikát s jeho vyložení nad pracovní úroveň. [4]



Obr. č. 11 - Podzemní stěna – Brno Hybešova – (zdroj: [18])

3.2.4 Štětové stěny

Základním prvkem tvořící konstrukci štětových stěn je ocelový plechový profil, nejčastěji tloušťky cca 10 mm – štětovnice. Okraje ocelových štětovnic jsou opatřeny zámky, které slouží k mechanickému spojení dvou sousedních štětovnic. Toto mechanické spojení zvyšuje pevnost štětovnicové stěny vůči tlaku podloží a zlepšuje její nepropustnost. [6]

Štětové profily se nejčastěji beraní nebo vibrují do podloží až do hloubky 20 m. Štětové stěny mohou být využity jako dočasné pažení stavebních jam, ale i jako trvalé, např. v rámci protipovodňového opatření, nábrežních zdech a také při sanaci kontaminovaného podloží. Zde je ale nutné zvážit použití vhodného materiálu, který je schopen odolávat agresivnímu prostředí. [6] [7]

Beranění a vibrování jsou bezvýkopové technologie spočívající v osazení pažících, nebo těsnících prvků do zeminy buď pomocí nárazových beranidel, nebo vibrátorů. Jejich výhodou je jednoduché odstranění těchto konstrukcí, a to nejen u dočasných



konstrukcí po dokončení výstavby, ale i u trvalých konstrukcí po skončení životnosti stavby.

Vibrování lze provádět i v zastavěných oblastech při použití vysokofrekvenčních vibrátorů, které minimalizují nepříznivý vliv vibrací na okolní objekty. Výkonost vibrátorů lze volit na základě geologických podmínek a velikosti vibrovaného prvku. Vhodný výběr nám zajistí optimální průběh vibrování. [4]



Obr. č. 12 - Štětovnicová stěna – zakládání mostu přes řeku Váh (zdroj: [19])

3.2.5 Trysková injektáž

Principem této metody je injektáž z vrtu do okolní zeminy prováděná tlakem cca 30-55 MPa s použitím cementových a jílocementových směsí. Paprsek injekční směsi proudící přes trysky rozpojuje horninu na jednotlivé úlomky nebo zrna, přičemž dochází k jejich vzájemnému mísení a po zatuhnutí k vytvoření požadovaných prvků a zlepšení vlastností injektovaného prostředí. Vrtná souprava je vybavena monitorovacím zařízením, které kontroluje parametry nastaveného injekčního tlaku. Pokud se injektážní soutyčí při vytahování otáčí, vzniká sloup, což bývá nejčastější případ využití



této technologie. Pokud se při vytahování soutyčí neotáží, vzniká rovinný podzemní prvek (segment nebo stěna). [4]

3.2.5.1 Technologický postup provádění tryskové injektáže

V první fázi, kdy jsou veškerá zařízení připravena a pracovní plošina stojí v projektované pracovní úrovni stavební jámy se začínají provádět maloprofilové vrty. Vrty pro TI se provádějí stejnou technologií jako vrty pro mikropiloty, kotvy, či klasickou injektáž. Vrtáno může být na vzduchový, vodní, cementový, jílocementový, popř. i pěnový výplach. Průměr vrtu se volí takový, aby při tryskání mohl vyplavený materiál volně vytékat mezikružím mezi stěnou vrtu a vrtným soutyčím. Průměr vrtu je nejčastěji v rozmezí 100 až 200 mm.

Po dovtření vrtu na projektovanou hloubku se ihned začne s tryskáním. Tryskání probíhá od spodu a při provádění sloupů monitor rotuje pomalými otáčkami a vrtné soutyčí se povytahuje. Povytahování nebývá plynulé, většinou po 2-5 otáčkách monitoru dojde k náhlému povytažení o několik centimetrů. Přívod výplachu k vrtnému nářadí se přeruší spuštěním ocelové kuličky do přívodního kanálu, která uvízne v sedle a usměrní tok suspenze vodorovným směrem přes trysku monitoru. Zvýší se tak tlak příslušné suspenze a souprava se nastaví na zvolené otáčky a stepování. Je důležité sledovat průtok suspenze a její tlak, a i množství vyplaveného materiálu u ústí vrtu. Tento průtok musí být rovnoměrný a pravidelný. V případě ucpání mezikruží, kdy tlak tryskaného média nemůže být volně rozptýlen při vyplavování, může způsobit náhlé zvednutí základové půdy s nežádoucími účinky na stávající podchytávanou konstrukci. [8] [9]

Parametry TI	Jednofázový systém	Dvojfázový systém (vzduchový)	Dvojfázový systém (vodní)	Trojfázový systém
Tlak na čerpadle inj. směsi [MPa]	30–50	30–50	> 2	> 2
Průtok injekční směsi [l/min.]	50–450	50–450	50–200	50–200
Tlak vody [MPa]	NP	NP	30–60	30–60
Průtok vody [l/min.]	NP	NP	50–150	50–150
Tlak vzduchu [MPa]	NP	0,2–1,7	NP	0,2–1,7
Množství vzduchu [m ³ /min.]	NP	3–12	NP	3–12
NP = není používáno				

Tabulka 6 - Přibližný rozsah parametrů TI pro různé systémy (zdroj: [8])

Důležité jsou výsledné parametry vytryskaných sloupů. Výsledná pevnost sloupů je závislá na druhu a kvalitě základové půdy a také parametrech samotné TI (viz. tab. 6). Ve šterkovitých a písčitých zeminách lze dosáhnout návrhové pevnosti 8 - 10MPa.



V jílovitých píscích pak 4–5 MPa a v tuhých jílech pak 2–3 MPa. Zhotovené prvky TI je zapotřebí zkoušet z hlediska jejich geometrického tvaru a mechanických vlastností. Rozměry prvku se nejlépe stanoví pozorováním a měřením na odkopaných prvcích. To ovšem vyžaduje rozsáhlé výkopové práce do značné hloubky, což často není možné. Pokud nelze takto zkoušky provést lze pozorování provádět i pomocí jádrových, popř. plnoprofilových vrtů prováděných šikmo na osu prvku. Při jádrovém vrtu lze získat i vzorky pro stanovení tlakové pevnosti, popř. i propustnost. Výjimečně lze měření i provádět pomocí penetračních zkoušek na nezatvrdlých vzorcích. Tyto výsledky jsou však velmi nejisté. [20]

Metody provádění tryskové injektáže:

3.2.5.2 Jednofázová injektáž

Vrtné tyče nesou monitor s jednou až čtyřmi tryskami. Po dovtání maloprofilového vrtu se vrtnou soupravou provádí tryskání cementové suspenze při současném rotování a vytahování nahoru. Dochází zde k rozrušování zeminy a mísení cementové směsi se zeminou. Paprsek řeže a promíchává zeminu do vzdálenosti 40-140 cm. [2] [4]

3.2.5.3 Dvoufázová injektáž

V tomto případě je tryskání cementové směsi kombinováno s tryskáním vzduchového paprsku. Účinnost paprsku je tak zvýšená použitím dvouotvorové koaxiální trysky, jejímž vnějším mezikružím tryská vzduch a střední tryskou suspenze cementu. Tato metoda vyžaduje dvojité vrtné tyče. Dosah zpevnění je až 120-220 cm. [2], [4]

3.2.5.4 Třífázová injektáž

Oproti dvoufázovému řezání využívá navíc předřezu vodního paprsku za současného vstřikováním vzduchu. Její použití není tak časté, neboť pro její realizaci je třeba ve vrtném součtyčí vést 3 oddělená média (voda, vzduch, cementová suspenze), což klade velké nároky jak na vlastní zařízení, tak i na samotnou technologii provádění. [2], [8]

Tryskovou injektáž lze uplatnit v široké škále zeminového a horninového prostředí (od měkkých kašovitých jemnozrnných zemin až po štěrkové hrubozrnné zeminy). Je to velice používá technologie při podchytávání stávajících základů staveb, pro budování nepropustných stěn, vytváření obálek ražených podzemních objektů, pažení stavebních jam ve stísněných prostorech, konsolidaci stlačitelných zemin, popř. dotěsnění pažících konstrukcí jiných systému. [4] [9]

Strojní zařízení pro provádění TI zahrnuje:[8]



- vrtnou soupravu vybavenou soutyčím pro TI, monitorem a zařízením k pohonu soutyčí, který musí být uzpůsoben, aby umožnil pohyb vrtného soutyčí stanovenou rychlostí otáčení a posunu;
- míchací zařízení pro přípravu médií TI (vesměs cementová suspenze), v případě vícefázových systémů navíc výkonný kompresor se vzdušníkem, popř. vysokotlaké čerpadlo pro tryskání vody;
- vysokotlaké čerpadlo;
- vysokotlaké potrubí spojující čerpadlo s vrtnou soupravou;
- zařízení k měření tlaku, průtočné rychlosti a množství, rychlosti otáčení a posunu i okamžité hloubky monitoru;
- zařízení pro hospodaření s vyplaveným materiálem;



Obr. č. 13 - Podchycení základů stávajícího objektu pomocí pilířů z tryskové injektáže – hotel Praha (zdroj: [4])

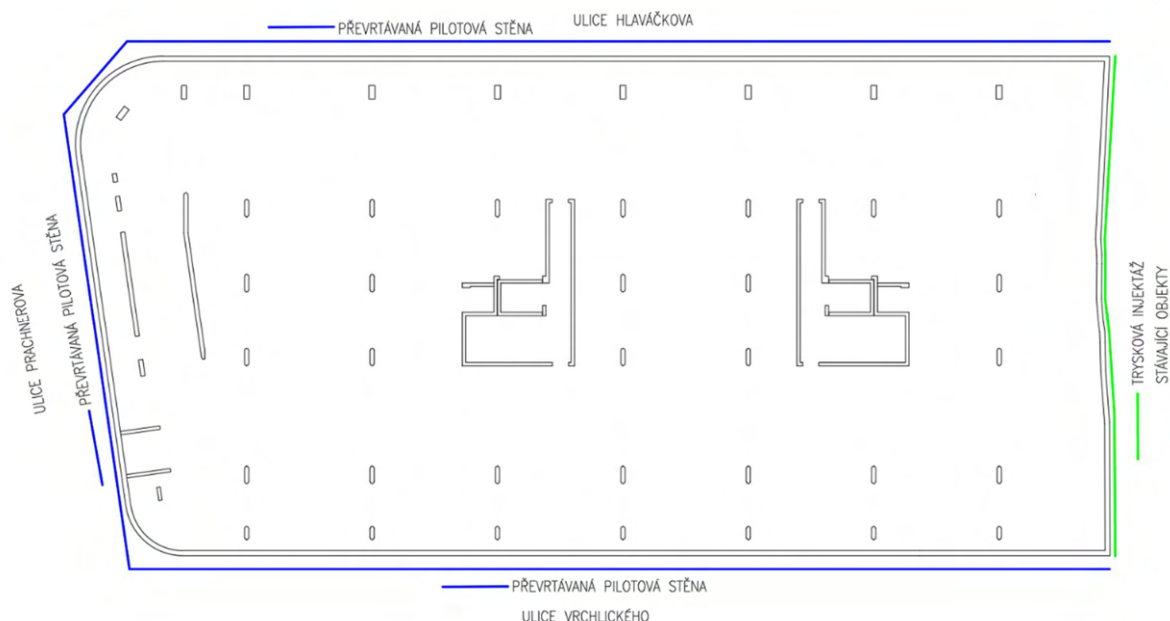


3.3 Zajištění stavební jámy rezidence Vrchlického 1175

Vzhledem k umístění stavebního pozemku je zřejmé, že bude kladen požadavek na maximální využití stavební jámy. Zábor okolních prostorů pro zřízení stavební jámy je prakticky nemožný.

Na základě inženýrsko-geologického průzkumu a následného popisu vybraných metod pažících konstrukcí bude proveden návrh převrtávané pilotové stěny a tryskové injektáže. Převrtávaná pilotová stěna bude navržena podél přiléhajících pozemních komunikací. Trysková injektáž bude navržena na východní straně stavební jámy, kde bude potřebné zajistit základy sousedních objektů. Převrtávaná pilotová stěna byla zvolena především z důvodu přítomnosti podzemní vody a tlačivých aluvio-deluviálních sedimentů ve spojení s objemově nestálou mezimezerní hmotou. Zajištění stavební jámy pomocí záporového pažení se mi zdá v tomto případě nejméně vhodné, jelikož v důsledku přítomnosti objemově nestálé zeminy by nemuselo být zajištěno stálé kontaktní napětí mezi pažinami a stěny výkopu. To by mohlo vést k nežádoucím posunům. Provedení pilotové stěny pomocí pilot s velkou osovou vzdáleností také nevidím jako vhodnou variantu do výše uvedených geologických podmínek. Realizace výplňového prostoru stříkaným betonem by vzhledem k přítomnosti spodní vody a tlačivých zemin mohlo být dost komplikovanou činností a určitě by se neobešlo bez určitých úprav stěn jámy. Alternativní metodou k převrtávané pilotové stěně by v tomto případě mohlo být zajištění pomocí podzemních (milánských) stěn. Obě výše uvedené vhodné metody jsou finančně a technologicky velice náročné. Výhodu volby převrtávané pilotové stěny vidím především v absenci jílovité suspenze, kterou je potřeba následně odčerpat.

Použití tryskové injektáže pro zajištění východní strany stavební jámy považuji za nejvhodnější variantu, jelikož ji lze provádět pod stávajícími objekty (s patřičným povolením). Realizace převrtávané pilotové stěny by vzhledem ke způsobu provádění vedlo ke zmenšení suterénních prostor objektu. Tryskovou injektáž oproti klasické injektáži (kde neporušujeme podloží) lze použít téměř do všech typu zemin a hodí se zejména při podchytávání stávajících základů. I přes technologickou a finanční náročnosti představuje jednu z nejpoužívanějších metod podchytávání stávajících konstrukcí.



Obr. č. 14 - Schéma navrhovaných pažících konstrukcí objektu Vrchlického 1175 (zdroj: autor)

3.3.1 Princip výpočtu pažících konstrukcí

Vnitřní síly pažící konstrukce lze obecně získat např. pomocí řešení prutového modelu, nebo pomocí numerického řešení matematického modelu. Numerické řešení matematického modelu představuje řešení pažící konstrukce jako rovinný, popř. prostorový celek pomocí metody konečných prvků. Toto řešení umožňuje odhadnout vliv pažící konstrukce na sousední (stávající) zástavbu. V této práci nebude tato metoda dále rozebrána ani použita. [10]

První varianta řešení prutového modelu uvažuje nosník podepřených na tuhých podporách s předem definovaným zatížením a dokonalé tuhosti pažící konstrukce. Tento způsob je použitelný pro stanovení vnitřních sil a dimenzování prvků pažící konstrukce, ovšem pro stanovení jejich deformací není tato metoda vhodná. Tento princip výpočtu využívá zejména Blumova metoda. [3] [10] Podrobněji se tímto způsobem řešení této práci již nezabývá a nebude použita v následujících výpočtech.

Druhá varianta řešení prutového modelu představuje nosník na pružném podkladě neboli metoda závislých tlaků. [10] Pomocí této metody budou posouzeny pažící konstrukce v této práci. Podrobnější popis metody bude vysvětlen níže.

3.3.1.1 Metoda závislých tlaků

Tato metoda vychází z předpokladu, že se zemina, popř. hornina v okolí pažící stěny, chová jako ideální pružno-plastická Winklerova hmota. Tato hmota je určena jednak modulem reakce podloží K_h , který charakterizuje přetvoření v pružné oblasti a dále omezujícími deformacemi, při jejichž překročení se hmota chová jako ideálně plastická.

[11]

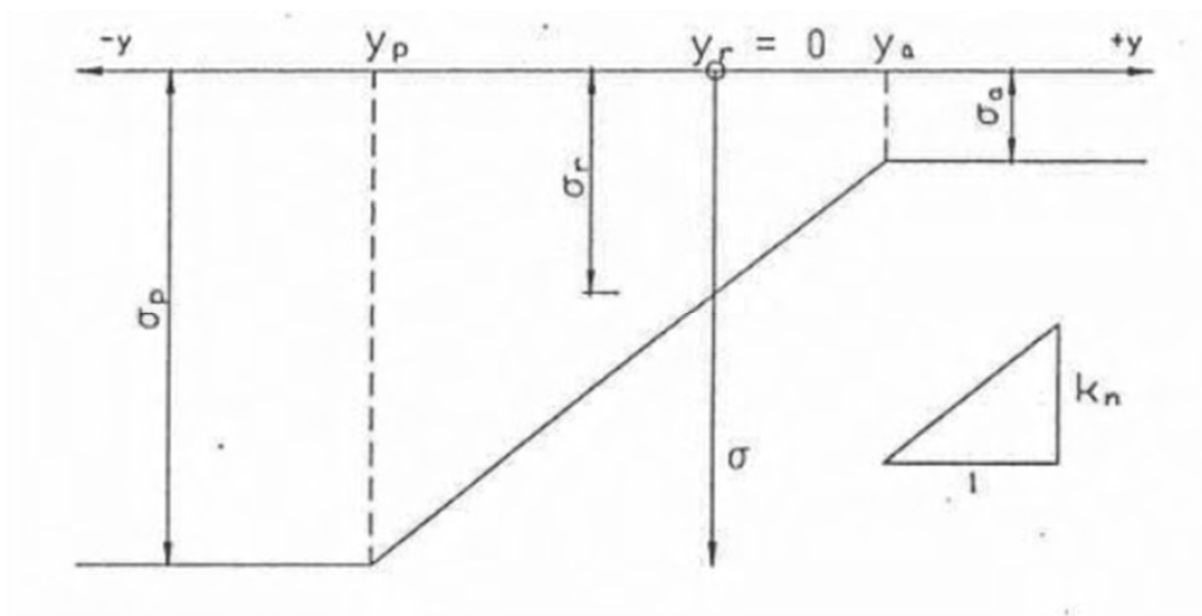


Předpoklady výpočtu [11]

- na nedeformovanou konstrukci ($w=0$) působí zatížení rovné zemnímu tlaku v klidu;
- zemní tlak působící na stěnu může nabývat libovolné hodnoty mezi aktivním a pasivním zemním tlakem – nemůže však z tohoto intervalu vybočit;

Tlak působící na deformovanou konstrukci lze spočítat pomocí vztahu: $\sigma = \sigma_r - k_h \cdot w$
Příčemž platí:

- $\sigma = \sigma_a$; pro $\sigma < \sigma_a$
- $\sigma = \sigma_p$; pro $\sigma > \sigma_p$



Obr. č. 15 - Závislost velikosti napětí při zemním tlaku na deformaci (zdroj: [3])

V intervalu (y_a, y_p) se zemina podle Winklerovy konstanty chová pružně. To znamená, že platí lineární závislost mezi velikostí napětí při zemním tlaku a deformací, přičemž konstantou úměrnosti je součinitel vodorovné deformace základové půdy k_n . Mimo tento interval se zemina chová dokonale plasticky, to znamená, že velikost napětí při příslušném zemním tlaku zůstává konstantní a nezávisí již na posunu. [3].

Postup výpočtu:

Výpočet probíhá v iteračních cyklech. V prvním cyklu, kdy je konstrukce zatížena zemním tlakem v klidu, je přidělen všem prvkům modul reakce podloží, všechny pružné podpory jsou ve funkci a spočítá se deformace konstrukce. V případě, že v některé z oblastí dojde k překročení y_a , resp. y_p , je místo pružné podpory dosazena síla P_a , resp. P_p , odpovídající plné velikosti napětí při aktivním, resp. pasivním zemním tlaku ($k_h=0$) a výpočet se opakuje. Současně musí být splněny rovnice rovnováhy, tj. součet všech vodorovných sil je nulový a momentová podmínka rovnováhy – např. k patě pažící konstrukce. Takto probíhají iterace tak dlouho, než jsou všechny podmínky



splněny. Při výpočtu další fáze se uvažuje s plastickou deformací stěny, proto je nutné vždy zadávat jednotlivé fáze budování, které odpovídají skutečnému postupu provádění konstrukce. [3], [11]

Pozn.: Modul vodorovné reakce podloží odpovídá obecně tuhosti pružiny ve Winklerově modelu, který popisuje vztah mezi zatížením tuhé desky a jejím zatlačením do podloží.[12]

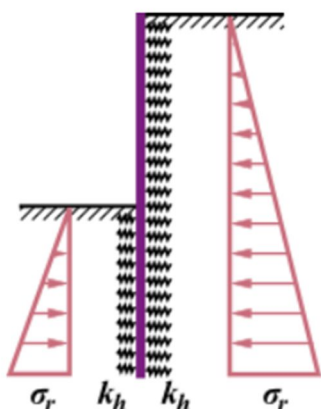


Schéma konstrukce před první iterací

Obr. č. 16 - MZT – konstrukce zatížena zemním tlakem v klidu ($w=0$) (zdroj: [11])

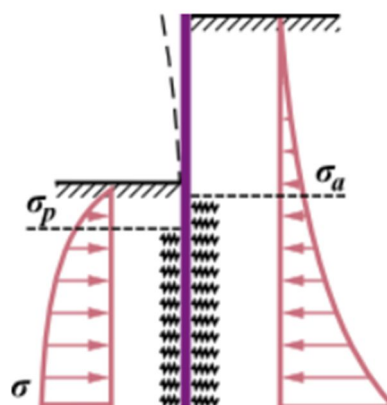


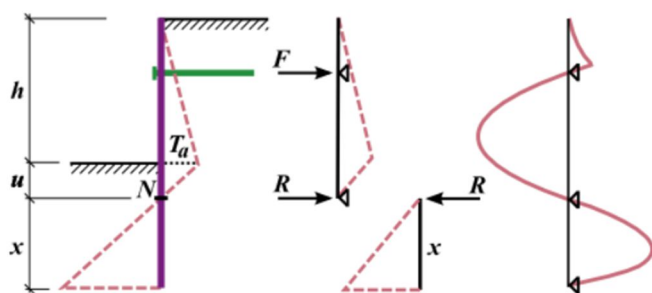
Schéma konstrukce během iterací

Obr. č. 17 - MZT – Schéma konstrukce během iterací (zdroj: [11])

Vlastní výpočet v programu GEO 5 je proveden pomocí deformační metody konečných prvků. Deformace, vnitřní síly a modul reakce podloží jsou počítány v jednotlivých uzlech, na které program konstrukci rozdělí. Každému dílu se přiřadí hodnota modulu reakce podloží, která pak ve výpočtu funguje jako Winklerova konstanta pružného prostředí. Podpory se do programu zadávají na již deformovanou konstrukci – každá podpora je pak uvažována jako vynucený posun konstrukce. [13]

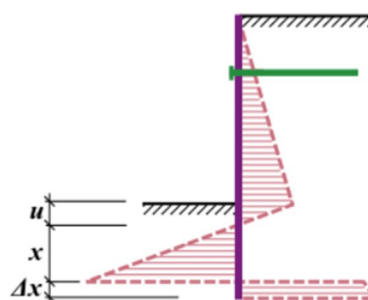
V první fázi výpočtu bude proveden návrh pomocí programu GEO5 – pažení návrh. Základním kritériem návrhu je, zda stěnu uvažujeme v patě vetknutou, popř. stěnu s volnou patou.

Základním předpokladem při výpočtu konstrukce v patě vetknuté je, že bod nulového zatížení je shodný s bodem nulového momentu. Konstrukce se pro výpočet dělí na dvě části – horní nosník – část od hlavy pažící konstrukce po místo nulového bodu a spodní náhradní nosník. [14]



Výpočet stěny v patě vetknuté

Obr. č. 19 - Schéma výpočtu pro stěnu v patě vetknutou – pažení návrh (zdroj: [14])

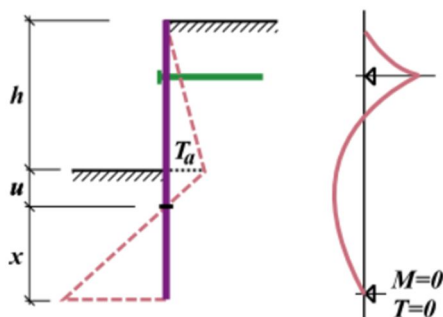


Výpočet prodloužení stěny o Δx

Obr. č. 18 - Schéma výpočtu pro stěnu v patě vetknutou – pažení návrh (zdroj: [14])

Nejprve se spočte horní nosník tzn. spočtou se síly v kotvách F a reakce nulového bodu R . Poté se dopočte délka náhradního nosníku x tak, aby byla splněná momentová podmínka rovnováhy k patě konstrukce – nosník je zatížen reakcí R z horního nosníku a rozdílem tlaků. Aby byla splněná součtová výminka posouvajících sil, prodlužuje se ještě spočtená délka vetknutí o hodnotu Δx . [14]

Návrh stěny v patě volně uložené předpokládá, že velikost momentu a posouvající síly v patě stěny je nulová. Program nejprve umístí konec stěny do nulového bodu, a potom postupně hledá polohu konce nosníku (x), kdy je tato okrajová podmínka splněná viz. následující obrázek. [14]



Výpočet stěny v patě volně uložené

Obr. č. 20 - Schéma výpočtu pro stěnu v patě volně uloženou (zdroj: [15])



3.3.2 Návrh a posouzení převrtávané pilotové stěny

Níže je podrobněji uveden postup výpočtu převrtávané pilotové stěny pro vrt 3. V nastavení je dle dohody s vedoucím použit návrhový přístup 3 – redukce zatížení GEO a STR materiálu, ale vlastní výpočet mezních tlaků je proveden bez redukce velikosti zemních tlaků příslušnými dílčími součiniteli. Metoda závislých tlaků bez použití redukce vstupních parametrů zemin lépe odpovídá skutečnému chování konstrukce (reálnější hodnoty deformací). Tento způsob výpočtu se blíže podobá numerickému řešení podle MKP. [22]

Dalším předpokladem výpočtu je metoda stanovení modulu reakce podloží. Ten je získán pomocí automatických iterací. To vychází z předpokladu, že deformace pružného poloprostoru charakterizovaného deformačním modulem přetvárnosti E_{def} [MPa] při změně zemních tlaků, je stejná jako deformace podzemní stěny. Proto je potřeba najít taková k_n [MN/m³], aby byla zachována spojitost deformací stěny a zeminy. [23]

Parametry zemin jsou přebrány z poskytnutého inženýrskogeologického průzkumu. Napjatost zemin vždy uvažují efektivní.

Geometrie konstrukce, zatížení:

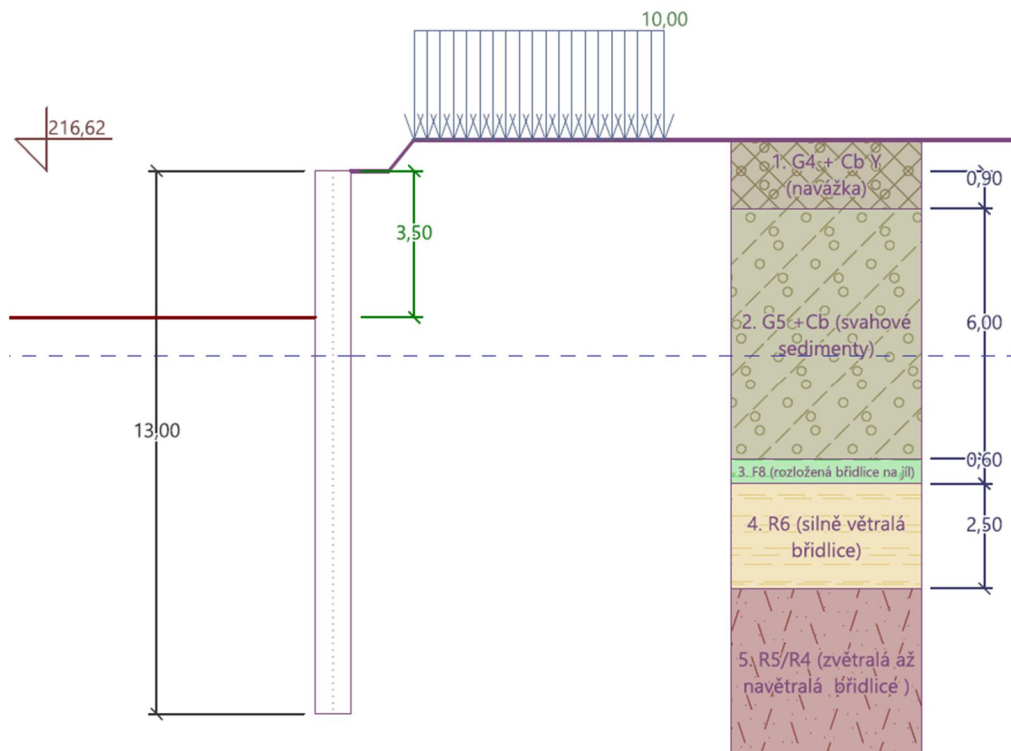
- Průměr pilot: $d = 0,88$ m
- Osová vzdálenost pilot: $a = 0,75$ m
- Délka konstrukce: $l = 13$ m
- Hloubka stavební jámy: $8,79$ m
- Osová vzdálenost kotev: $b = 1,5$ m (vzdálenost sekundárních pilot)
- Přetížení na povrchu: $g = 10$ kN/m² (frekventovaná pozemní komunikace)

Pozn: Délka pažící konstrukce byla získána pomocí výpočtu v programu pažení-návrh (mezilehlá hodnota řešení pro patu vetknutou a řešení s volnou patou).

3.3.2.1 Fáze výstavby

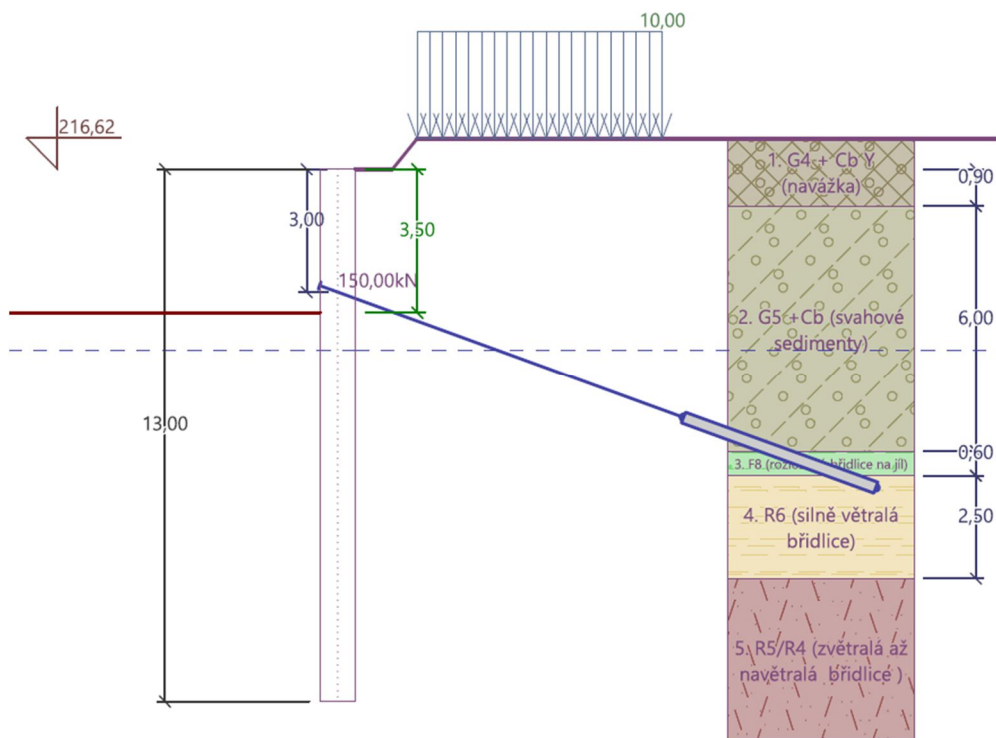
Před plošným těžením zeminy je zapotřebí provést rýhu pro zhotovení vodících šablon. Hlavy jednotlivých pilotových stěn se nachází pod úrovní původního terénu v rozmezí (0,7m – 2 m). Veškeré náležitosti jsou patrné z výkresu stavební jámy – půdorys, řezy.

V první fázi po zhotovení pilot je navrženo odtěžení zeminy do hloubky 3,5 m.



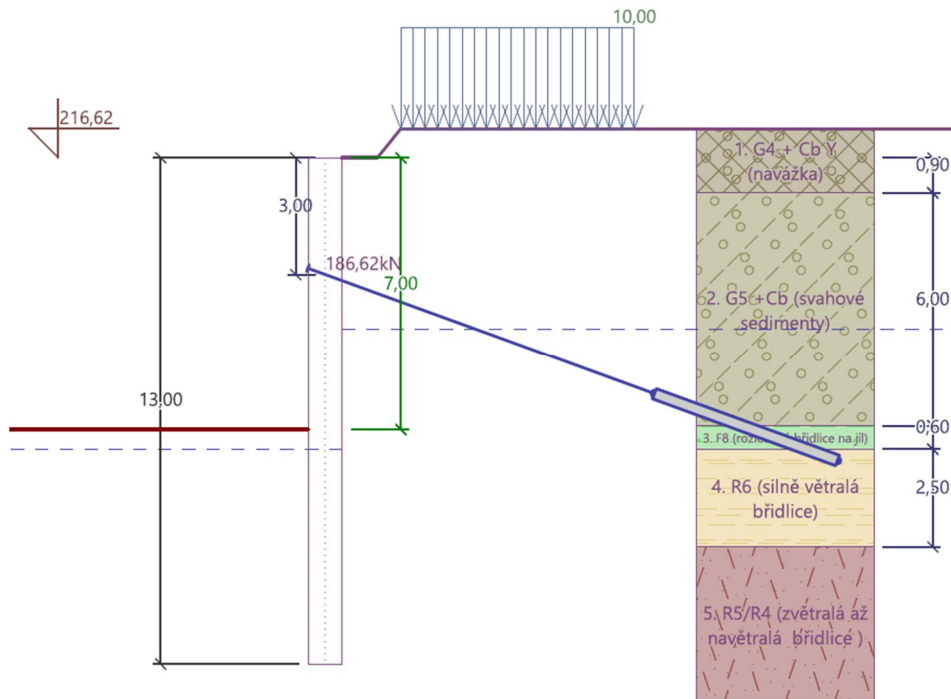
Obr. č. 21 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 1 – hloubení 3,5 m (zdroj: autor)

V druhé fázi jsou osazeny a napnuty kotvy na sílu 150 kN (cca 10-14 dní po provedení injektáže kořene kotev).



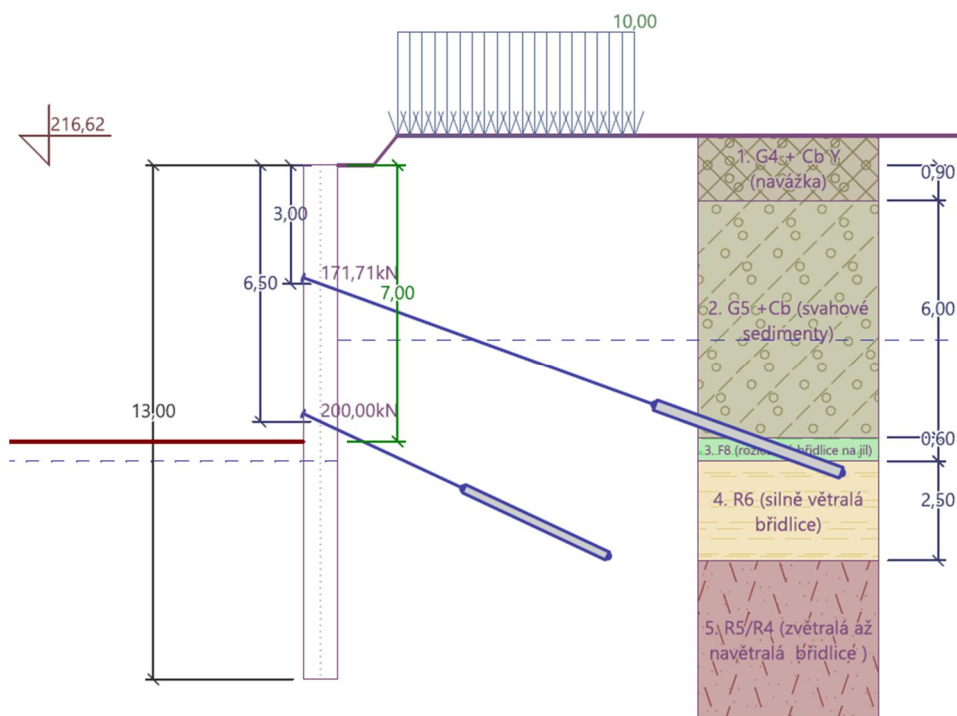
Obr. č. 22 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 2 – osazení kotev (zdroj: autor)

Po napnutí kotev na požadovanou sílu je ve třetí fázi navrženo odtěžení zeminy do hloubky 7 m.



Obr. č. 23 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 3 – hloubení 6,5 m (zdroj: autor)

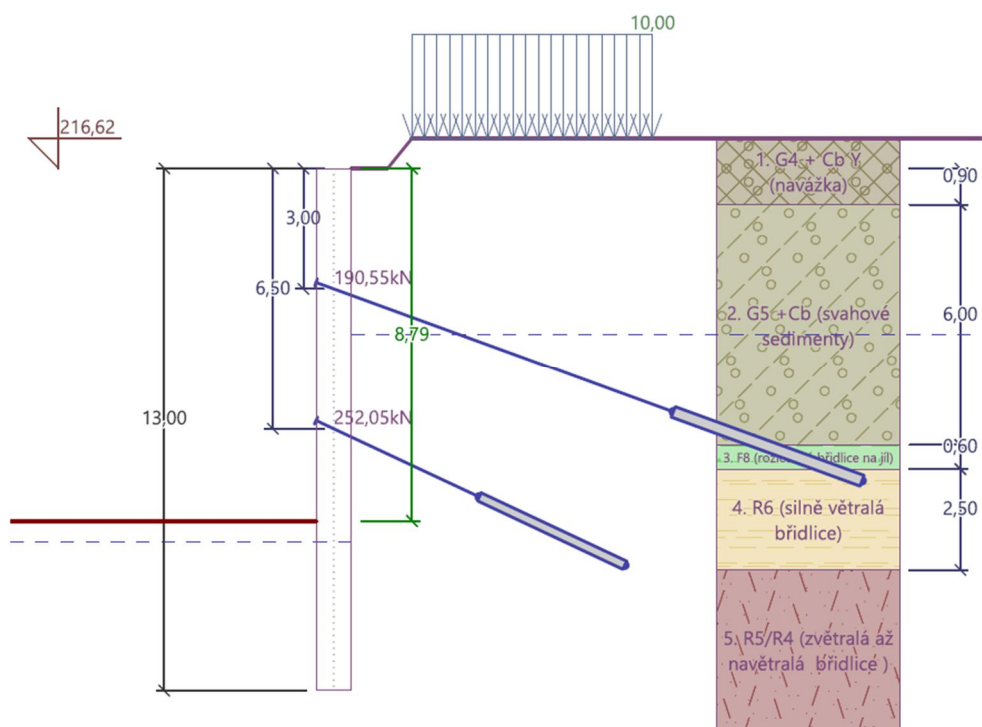
Ve čtvrté fázi jsou osazeny a napnuty kotvy na sílu 200 kN (cca 10-14 dní po provedení injektáže kořene kotev).



Obr. č. 24 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 4 – osazení kotev (zdroj: autor)



V páté fázi výstavby je proveden odkop na dno stavební jámy.



Obr. č. 25 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 5 – dotěžení na dno stavební jámy (zdroj: autor)



3.3.2.2 Posouzení průřezu pilot

Je důležité si uvědomit, že v programu nelze zadat skutečnou geometrii převrtávaných pilot. Program není schopen rozlišit primární (nevztuženou) a sekundární (vztuženou) pilotu. Vnitřní síly získané programem je tak zapotřebí přepočítat pro danou zatěžovací šířku (osová vzdálenost sekundárních pilot).

Vnitřní síly získané na 1bm konstrukce

Ohybový moment:	$M_{Ed} := 224.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Posouvající síla:	$V_{Ed} := 129.27 \text{ kN}$
Osová vzdálenost sekundárních pilot:	$a := 1.5$

Vnitřní síly přepočtené na zatěžovací šířku sekundárních pilot

Součinitel namáhání průřezu: $\gamma_s := 1.35$

Ohybový moment

$$M_{Max} := M_{Ed} \cdot a \cdot \gamma_s = 453.985 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Posouvající síla

$$V_{Ed.max} := V_{Ed} \cdot a \cdot \gamma_s = 261.772 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := 547.38 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ..vypočtenou pomocí softwaru GEO 5}$$

$$V_{Rd} := 540.90 \text{ kN} \text{ ..vypočteno pomocí softwaru GEO 5}$$

Posouzení

$$\frac{M_{Max}}{M_{Rd}} = 0.829 \text{ ...vyhovuje}$$

$$\frac{V_{Ed.max}}{V_{Rd}} = 0.484 \text{vyhovuje}$$

Obr. č. 26 - Posouzení průřezu piloty (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)

Pozn. Tento fakt není v následujících řezech zohledněn. Výztuž pilot je tak navržena s patřičnou rezervou. V praxi by však bylo zapotřebí posoudit i zbylé průřezy na konkrétní hodnoty vnitřních sil.

3.3.2.3 Posouzení kotev

Kotvy zajišťující stabilitu pažící konstrukce jsou navrženy jako dočasné tzn. životnost 2 roky. Navržené kotvy jsou pramencové předpjaté od firmy DYWIDAG, typ Lp 15,7/1770. První kotevní úroveň je navržena v hloubce 3 m. Druhá kotevní úroveň se nachází v hloubce 6,5 m. Princip výpočtu posouzení kotev je níže ručně uveden (provedeno softwaru Mathcad). Vstupní parametry vychází z výpočtu v programu GEO – pažení posudek. Únosnost na vytržení ze zálivky je počítána z parametrů betonu. Únosnost na vytržení ze zeminy je počítána z plášťového tření, které závisí především na zemině, ve které kořen kotvy působí viz. následující tabulka.



Druh horniny	φ (°) c (MPa), σ_t (MPa)	V_0 (l.m ⁻¹) pri priemeru vrtu 120 mm	V_i (l.m ⁻¹)	Počet injek- táží n	Konečný injekčný tlak pri ústití vrtu p (MPa)	d (cm)	τ (MPa)	F_{m1} (kN.m ⁻¹) koreňa kotvy		l_{kk} (m) pri $F_{dov} =$ $= 900$ kN
								injekto- vaného	neinjek- tovaného	
Sklalné horniny	$\sigma_t > 50$	12	0	0	–	12	1,0–1,6	350–500	350–500	5–3 ¹)
Polosklalné horniny	$\sigma_t < 50$	12	0–30	0–1	0,5–3,0	12–22	0,3–1,0	200–400	100–400	7–3 ¹)
Štrkovité injektovateľné zeminy	$35^\circ < \varphi < 45^\circ$ $c = 0$	30	20–100	1–2	1,0	25–40	0,25–0,32	200–400	70–200	7–3 ¹)
Štrkovité neinjektovateľné zeminy	podľa druhu výplne	15	40–80	1–2	2,0–4,0	28–35	0,23	200–250	50–100	7–5
Strednozrnné a jemnozrnné piesky	$25^\circ < \varphi < 35^\circ$ $c = 0$	12	30–90	2–3	1,5–4,0	22–35	0,15–0,18	110–200	20–60	12–7
Súdržné tvrdé a pevné zeminy s prípadnou prímiesou siltov	$10^\circ < \varphi_u < 30^\circ$ $G_u > 0,10$	12	20–50	1–3	1,5–3,0	20–28	0,13–0,19	80–170	30–80	17 ²)–8
Súdržné pevné až tuhoplastické zeminy	$\varphi_u < 10^\circ$ $0,05 < c_u < 0,15$	12	30–120	2–3	1,0–2,5	15–40	0,10–0,13	70–150	15–40	20 ²)–9
Súdržné mäkkoplastické zeminy	$\varphi_u = 0^\circ$ $0,025 < c_u < 0,05$	12	60–150	3–4	0,5–2,0	30–45	0,05–0,07	40–100	10	27 ²)–13,5 ²)

Tabulka 7 - Doporučené parametry injektáže a údaje pro výpočet kotev (zdroj: [22])

Vzorový posouzení únosnosti kotev: (pouze pro první řadu kotev – více zatížená)

Posouzení kotev 1.řada

Vstupní parametry pro výpočet:

Průměr táhla: $d := 15.7$ mm

Průřezová plocha: $A_t := 140$ mm²

Charakteristická pevnost v tahu: $f_{tk} := 1770$ MPa

Počet pramenců: $n := 3$

Volná délka kořene: $l_{free} := 9$ m

Délka kořene kotvy: $l_k := 5$ m

Sklon kotvy: $\alpha := 20^\circ$

Osová vzdálenost kotev: $b := 1.5$ m

Modul pružnosti: $E := 195000$ GPa

Charakteristická únosnost na přetržení kotvy: $R_{l,k}$

$$R_{l,k} := n \cdot A_t \cdot f_{tk} = 743.4 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy: $R_{l,d}$

$$\gamma_s := 1.5$$

$$R_{l,d} := \frac{R_{l,k}}{\gamma_s} = 495.6 \text{ kN}$$

Obr. č. 27 - Vstupní parametry kotev (1.řada – vrt 3) a výpočet únosnosti na přetržení kotvy (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)



Charakteristická únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy: $R_{a,k}$

-počítáno z plášťového tření

Průměr kořene kotvy: $d_1 := 280 \text{ mm}$

Plášťové tření: $\tau_i := 230 \text{ kPa}$

$$R_{a,k} := \pi \cdot d_1 \cdot l_k \cdot \tau_i = (1.012 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy: $R_{a,d}$

$$\gamma_r := 1.1$$

$$R_{a,d} := \frac{R_{a,k}}{\gamma_r} = 919.63 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy při vytržení ze zálivky: $R_{b,k} = \pi \cdot d_s \cdot l_k \cdot \tau$

-počítáno z parametru betonu, beton C25/30

Součinitel technologie: $\eta_1 := 0.7$

$$\text{Pevnost betonu v tahu: } f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c},$$

Smyková pevnost zálivka-kotva: $\tau = 1.2 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}$

$$\alpha_{ct} := 1$$

$f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa}$..střední hodnota pevnosti betonu v tahu

$f_{ctk,0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.82 \text{ MPa}$..dolní charakteristická hodnota pevnosti betonu v tahu

$\gamma_c := 1.5$..součinitel betonu

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.213 \text{ MPa} \text{ ..návrhová pevnost betonu v tahu}$$

Smyková pevnost zálivka kotva: $\tau := 1.2 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 1.019 \text{ MPa}$

$$\text{Průměr pramence odpovídající ploše pramence: } d_s := 2 \cdot \sqrt{\frac{n \cdot A_t}{\pi}} = 23.125 \text{ mm}$$

$$R_{b,k} := \pi \cdot d_s \cdot l_k \cdot \tau = 370.219 \text{ kN}$$

Návrhová pevnost kotvy při vytažení ze zálivky: $R_{b,d}$

$$\gamma_b := 1.1$$

$$R_{b,d} := \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = 336.563 \text{ kN}$$

Posouzení:

Maximální síla kotvě (fáze 5): $F_{max} := 190.55 \text{ kN}$

$$R_{min} := \min(R_{l,d}, R_{a,d}, R_{b,d}) = 336.563 \text{ kN}$$

$F_{max} \leq R_{min}$...Vyhovuje

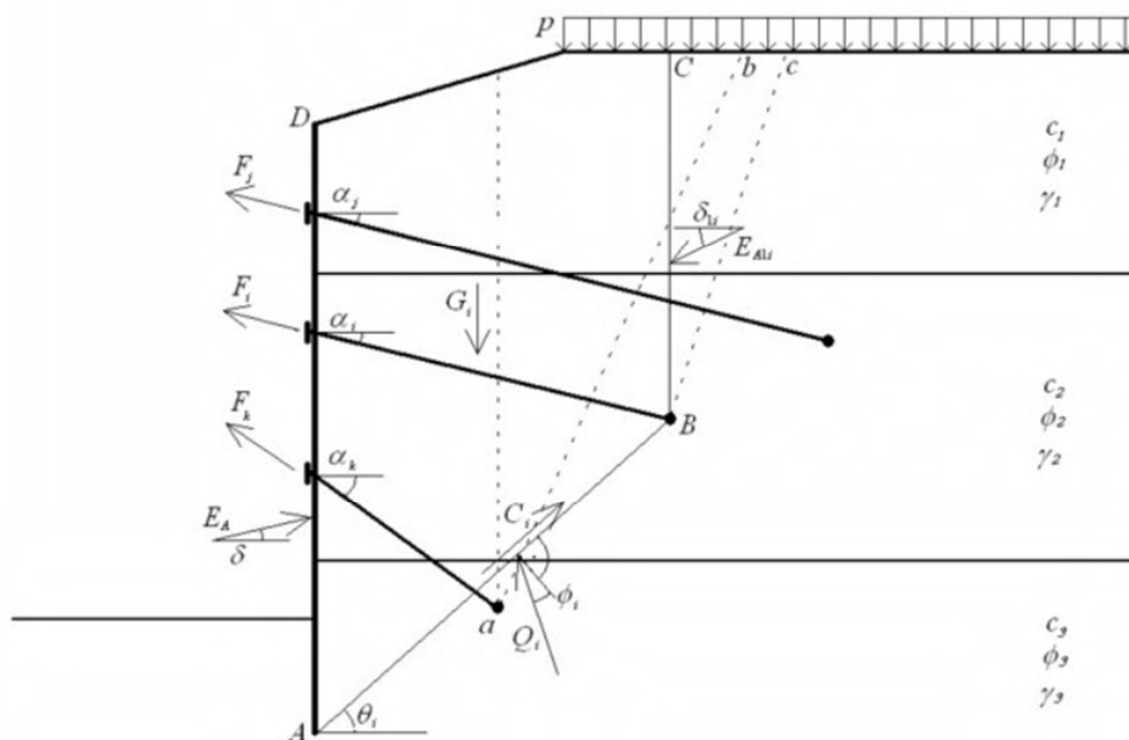
Obr. č. 28 - Výpočet únosnosti na vytržení ze zeminy a vytržení ze zálivky a celkové posouzení kotev (1.řada kotev – vrt 3) (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)



3.3.2.4 Posudek vnitřní stability konstrukce

Vnitřní stabilita kotevního systému pažící konstrukce se posuzuje pro každou vrstvu kotev zvlášť. Posudek se provádí tak, že se zjišťuje síla v kotvě, která uvede do rovnováhy soustavu sil působících na blok zeminy, vytknutý pažící konstrukcí, povrchem terénu, spojnicí teoretické paty pažící konstrukce se středem kořene kotvy a svislicí mezi středem kořene kotvy a povrchem terénu.

Teoretickou patou pažící konstrukce se rozumí bod na pažící konstrukci, v němž součet vodorovných sil pode dnem stavební jámy je nulový. Pokud tento bod leží pod patou stěny, je teoretickou patou sama pata stěny. [24]



Obr. č. 29 - Schéma výpočtu vnitřní stability konstrukce (zdroj: [24])

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy: $H_0 = 2,53\text{m}$.

Délka konstrukce pod dnem stavební jámy (délka vetknutí): $4,21\text{m}$.

Maximální dovolená síla v kotvách (rozhodující 1. řada kotev) $F_{\max} = 347,38\text{ kN}$

Maximální síla v kotvě: $F_{\text{zad}} = 190,55\text{ kN}$

Posouzení: $F_{\text{zad}} < F_{\max}$

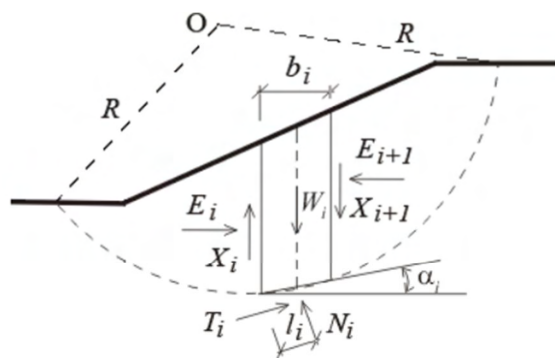
Posudek vnitřní stability kotev je splněn. Hloubka teoretické paty stěny je menší než hloubka konstrukce pode dnem stavební jámy (délka vetknutí). Maximální přípustná síla v kotvě je nižší než síla, která by způsobila odtržení horninového klínu mezi pažící konstrukcí a kořenem kotvy. [3]



3.3.2.5 Posudek vnější stability svahu

Výpočet vnější stability svahu je proveden pomocí Bishopovy metody. Metoda předpokládá nulové smykové síly mezi bloky X_i . Metoda je založena na splnění momentové podmínky a svislé silové podmínky rovnováhy. [25].

Metoda předpokládá rozdělení zemního tělesa nad kruhovou smykovou plochou na bloky viz. následující obrázek.



Statické schéma - Bishopova metoda

Zde X_i a E_i jsou smykové a normálové síly mezi bloky, T_i a N_i jsou smykové a normálové síly na úsecích smykové plochy, W_i jsou tíhy jednotlivých bloků.

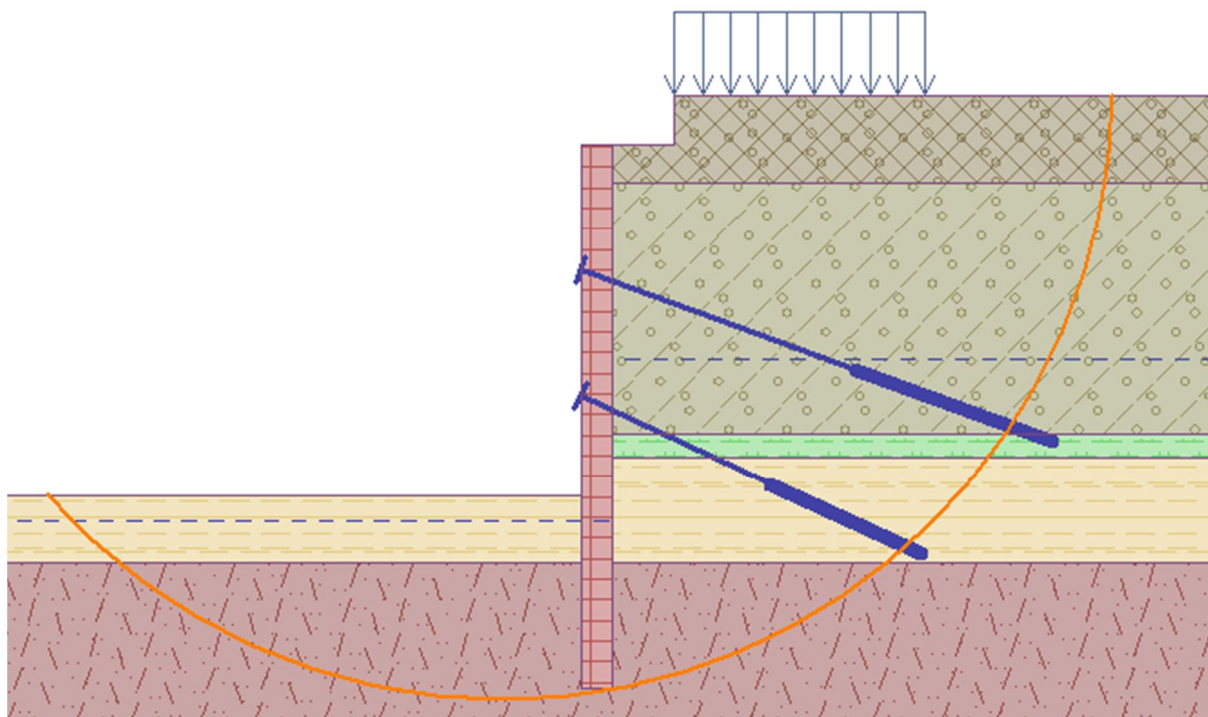
Obr. č. 30 - Schéma výpočtu vnější stability svahu s předpokladem kruhové smykové plochy (zdroj: [26])

Posouzení stability svahu je provedeno metodikou „stupně bezpečnosti“. Při tomto výpočtu se zatížení ani parametry neredukují žádnými výpočtovými koeficienty. [26]

$$FS = \frac{X_{pas}}{X_{act}} > FS_{req}$$

kde:	FS	-	spočtený stupeň bezpečnosti
	X_{pas}	-	obecně veličina bránící porušení (síla vzdorující, pevnost, nosnost)
	X_{act}	-	obecně veličina porušující (síla posouvající, napětí)
	FS_{req}	-	požadovaný stupeň bezpečnosti

Obr. č. 31 - Princip posouzení metodou „stupně bezpečnosti“ (zdroj:[26])



Obr. č. 32 - Smyková kruhová plocha (zdroj: autor)

Sumace aktivních sil: $F_a = 1225.87 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil: $F_p = 2769,61 \text{ kN/m}$

Moment sesouvací: $M_a = 18020,22 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující: $M_p = 40713,21 \text{ kNm/m}$

Požadovaný stupeň bezpečnosti: $F_{S,reg} = 1.5$

Vypočtený stupeň bezpečnosti: $F_S = 2,28$

Posudek: $F_{S,reg} < F_S$

Navržená konstrukce z hlediska stability svahu vyhovuje.



3.3.3 Návrh a posouzení tryskové injektáže

Stěna ze sloupů z tryskové injektáže je navržena jako pažící konstrukce východní části stavební jámy, kde je zapotřebí podchytit základy stávajících objektů. Nastavení výpočtu je obdobné jako předchozím případě. Sloupy z tryskové injektáže tak přenáší svislé zatížení od stávajících objektů Vrchlického 96 a Hlaváčkova 123, jejichž hodnoty jsou znázorněny v následujících tabulkách.

Objekt Vrchlického 96						
Zatížení	g_k [kN/m ²]	zatěžovací šířka [m]	Výška [h]	g_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Stálé						
Střešní plášť (půdorys)	1,39	2,50		3,46	1,35	4,68
Podlaha 3NP	1,20	2,50		3,00	1,35	4,05
Náhradní zatížení od příček 3NP	1,50		2,50	3,75	1,35	5,06
Zdivo 3NP	8,10		3,00	24,30	1,35	32,81
Strop 2NP	7,00	2,50		17,50	1,35	23,63
Podlaha 2NP	1,20	2,50		3,00	1,35	4,05
Náhradní zatížení od příček 2NP	1,50		3,00	4,50	1,35	6,08
Zdivo 2NP	8,10		3,00	24,30	1,35	32,81
Strop 1NP	7,00	2,50		17,50	1,35	23,63
Podlaha 1NP	1,20	2,50		3,00	1,35	4,05
Náhradní zatížení od příček 1NP	1,50		3,00	4,50	1,35	6,08
Zdivo 1NP	8,10		3,00	24,30	1,35	32,81
Strop 1PP	7,00					
Zdivo 1PP	10,80		3,00	32,40	1,35	43,74
Σ stálé	65,59			165,51	1,35	223,44
Proměnné						
			počet			
Užitné (kat. H)	0,75	2,50	1,00	1,88	1,50	2,81
Užitné (kat. B)	3,00	2,50	1,00	7,50	1,50	11,25
Užitné (kat. A)	2,00	2,50	2,00	10,00	1,50	15,00
Σ proměnné	5,75			19,38	1,50	29,06
ΣΣ				184,89		252,51

Tabulka 8 - Přetížení od stávajícího objektu Vrchlického 96 (zdroj: autor)

Objekt Hlaváčkova 123						
Zatížení	g_k [kN/m ²]	zatěžovací šířka [m]	Výška [h]	g_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Stálé						
Střešní plášť (půdorys)	1,28	3,00		3,83	1,35	5,17
Podlaha 3NP	1,20	3,00		3,60	1,35	4,86
Náhradní zatížení od příček 3NP	1,50		2,50	3,75	1,35	5,06
Zdivo 3NP	8,10		3,00	24,30	1,35	32,81
Strop 2NP	7,00	3,00		21,00	1,35	28,35
Podlaha 2NP	1,20	3,00		3,60	1,35	4,86
Náhradní zatížení od příček 2NP	1,50		3,50	5,25	1,35	7,09
Zdivo 2NP	8,10		3,50	28,35	1,35	38,27
Strop 1NP	7,00	3,00		21,00	1,35	28,35
Podlaha 1NP	1,20	3,00		3,60	1,35	4,86
Náhradní zatížení od příček 1NP	1,50		3,50	5,25	1,35	7,09
Zdivo 1NP	8,10		3,50	28,35	1,35	38,27
Strop 1PP	7,00					
Zdivo 1PP	10,80		3,00	32,40	1,35	43,74
Σ stálé	65,48			184,28	1,35	248,78
Proměnné						
			počet			
Užitné (kat. H)	0,75	3,00	1,00	2,25	1,50	3,38
Užitné (kat. B)	3,00	3,00	2,00	18,00	1,50	27,00
Užitné (kat. A)	2,00	3,00	1,00	6,00	1,50	9,00
Σ proměnné	5,75			26,25	1,50	39,38
ΣΣ				210,53		288,15

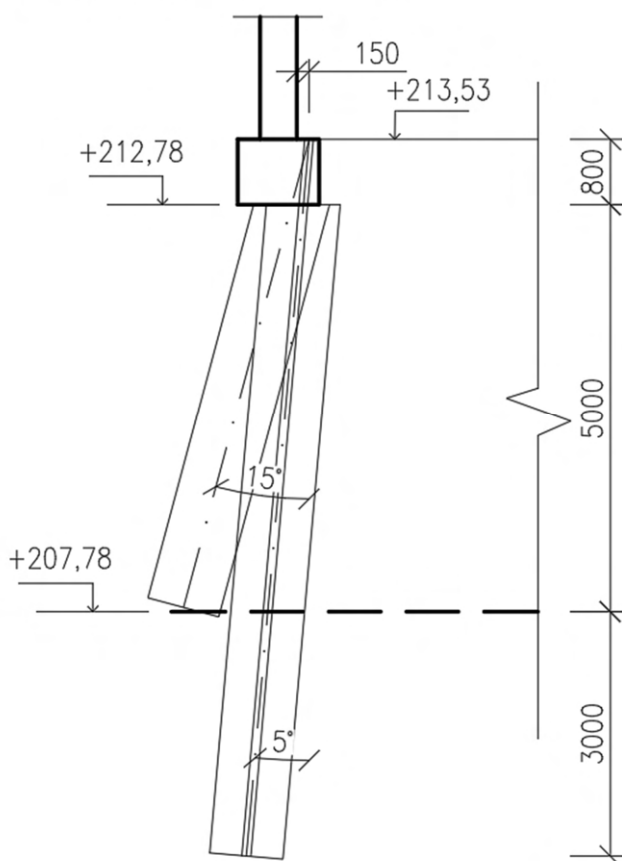
Tabulka 9 - Přetížení od stávajícího objektu Hlaváčkova 123 (zdroj: autor)



Nevýhoda konstrukcí z tryskové injektáže v souvislost s pažením stavebních jam může být relativně malá ohybová tuhost prvků, které nelze jednoduše vyztužit. Nelze tedy na konstrukce z tryskové injektáže pohlížet obdobně jako v předchozím případě. Požadovanou ohybovou tuhost lze získat např.: dostatečnou tloušťkou průřezu, tak aby nevznikala v konstrukci tahová napětí, nebo spolupůsobením s dalšími prvky, (např. mikropilotami) tak, že přebírají tahová napětí. [27]

V našem případě jsou navrženy sloupy tryskové injektáže o průměru 900 mm v osových vzdálenostech 750 mm, rozmístěné ve dvou řadách, prováděné jednofázovou technologií. První řada sloupů je od svislé osy vychýlena o 5° a druhá o 15° . viz. následující obrázek. První řada sloupů je vyztužena ocelovou silnostěnnou trubkou TR 168/16, pomocí které bude uvažován průběh ohybových momentů.

NÁVRTNÝ BOD V H.H. ZÁKLADU



Obr. č. 33 - Pracovní schéma tryskové injektáže (zdroj: autor)

Výpočet konstrukce je proveden v programu GEO 5 – pažení posudek. Výpočetní profil je zvolen jako kombinovaný průřez ocelobetonový s třídou betonu C8/10 (nejnižší možná třída, která lze v programu zvolit). Vypočtené vnitřní síly budou převzaty pro posouzení ocelového průřezu bez spolupůsobení cementového kamene (betonu). Předpokládaná návrhová pevnost v tlaku sloupů z tryskové injektáže je uvažována

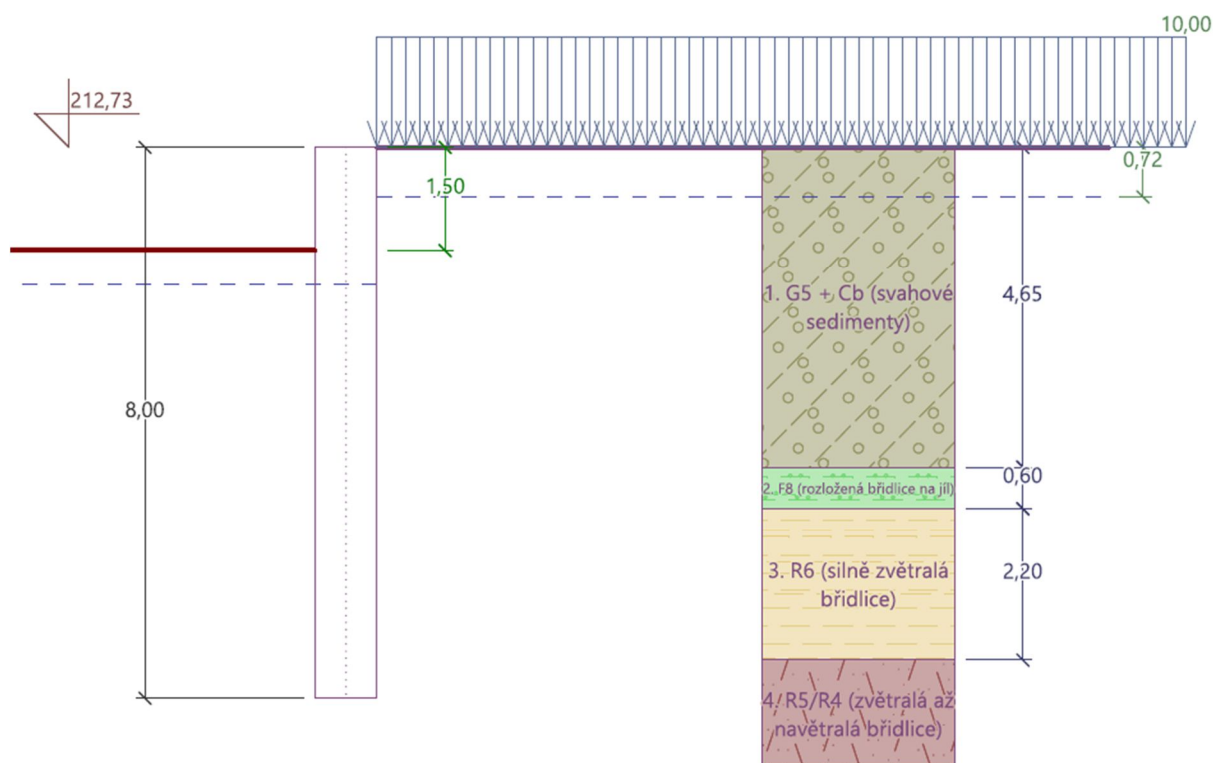


2MPa. Konstrukce je tak schopná bezpečně přenést zatížení základové spáry od stávajících objektů do podloží. Ve výpočtu pro získání vnitřních sil a následném posouzení ocelového průřezu tak, toho přitížení není uvažováno. Přitížení na povrchu je uvažováno bezpečně 10 kN/m² simulující podlahové souvrství, včetně podkladního betonu a případného štěrkového zásyvu. Stěna bude kotvená ve dvou úrovních (pro maximální omezení deformací). Kotvy jsou umístěny v osových vzdálenostech $b=4,5$ m. Součástí výpočtu je i návrh a posouzení převážek, které budou navrženy z ocelového štětovnicového průřezu typu VL 601.

Níže je podrobněji uveden výpočet pro vrt 4

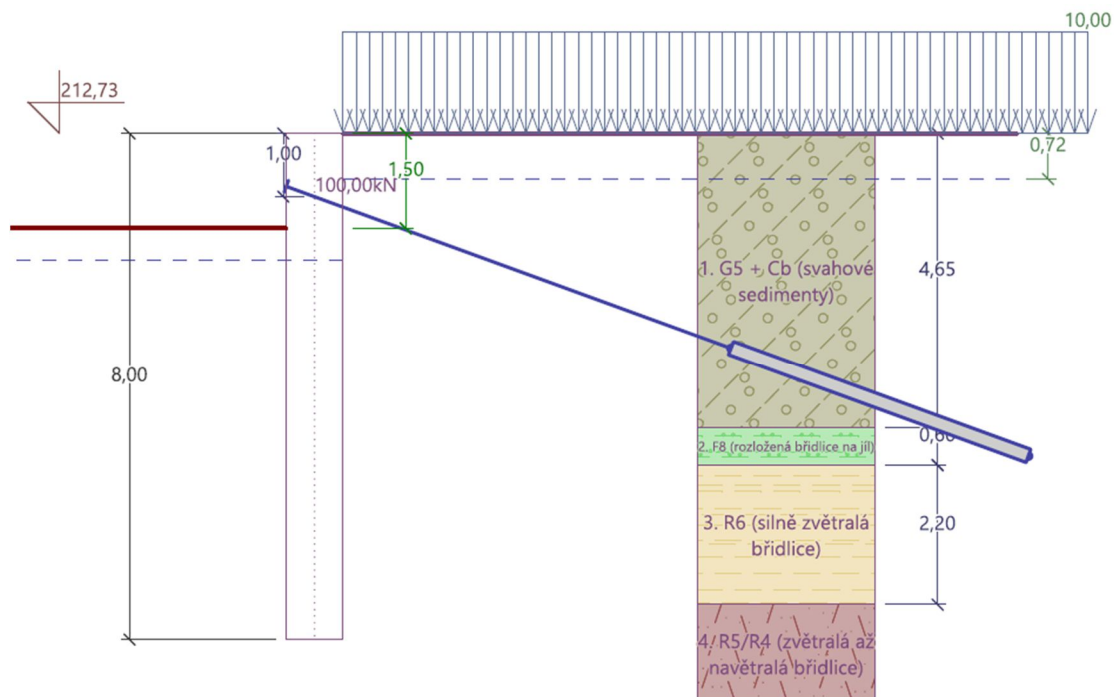
3.3.3.1 Fáze výstavby

V první fázi bude zemina odtěžena do hloubky 1,5 m.



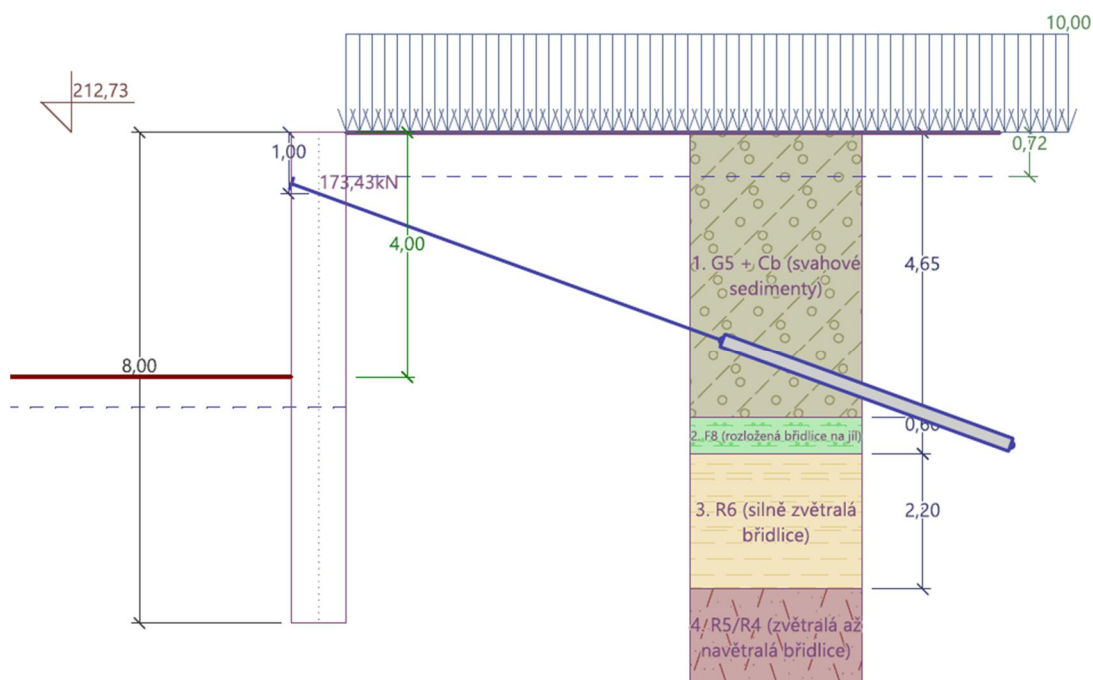
Obr. č. 34 - Trysková injektáž – fáze 1 – hloubení 1,5 m (zdroj: autor)

V druhé fázi jsou osazeny a napnuty kotvy na sílu 100 kN (cca 10-14 dní po provedení injektáže).



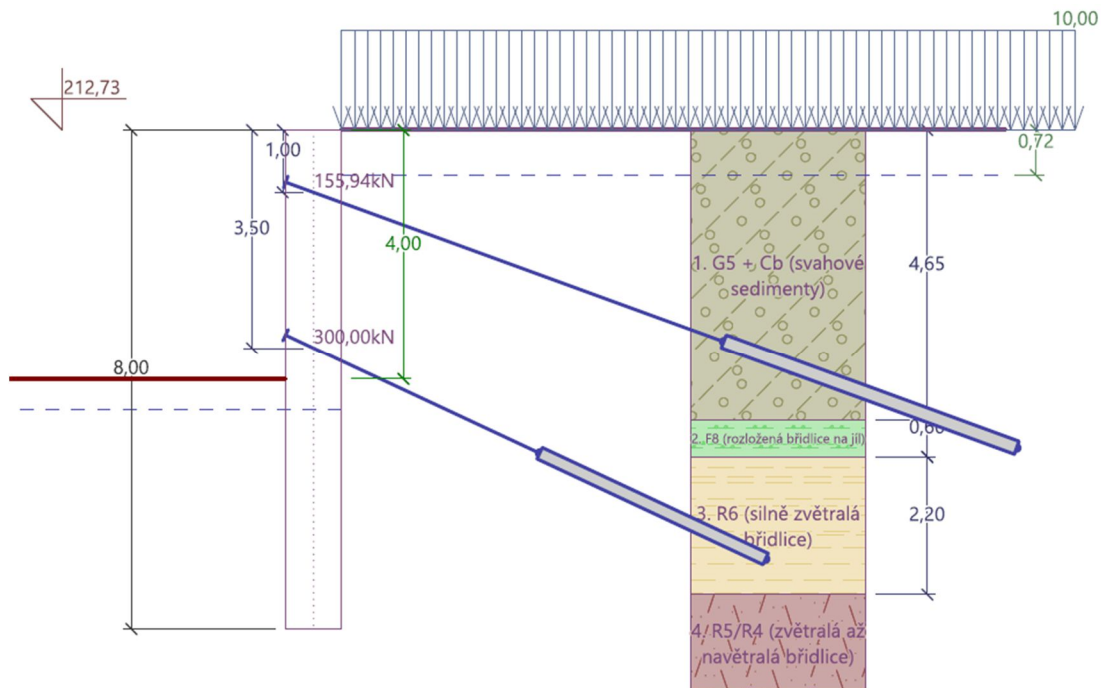
Obr. č. 35 - Trysková injektáž – fáze 2 – osazení kotev (zdroj: autor)

Po napnutí kotev na požadovanou sílu je ve třetí fázi navrženo odtěžení zeminy do hloubky 4 m.



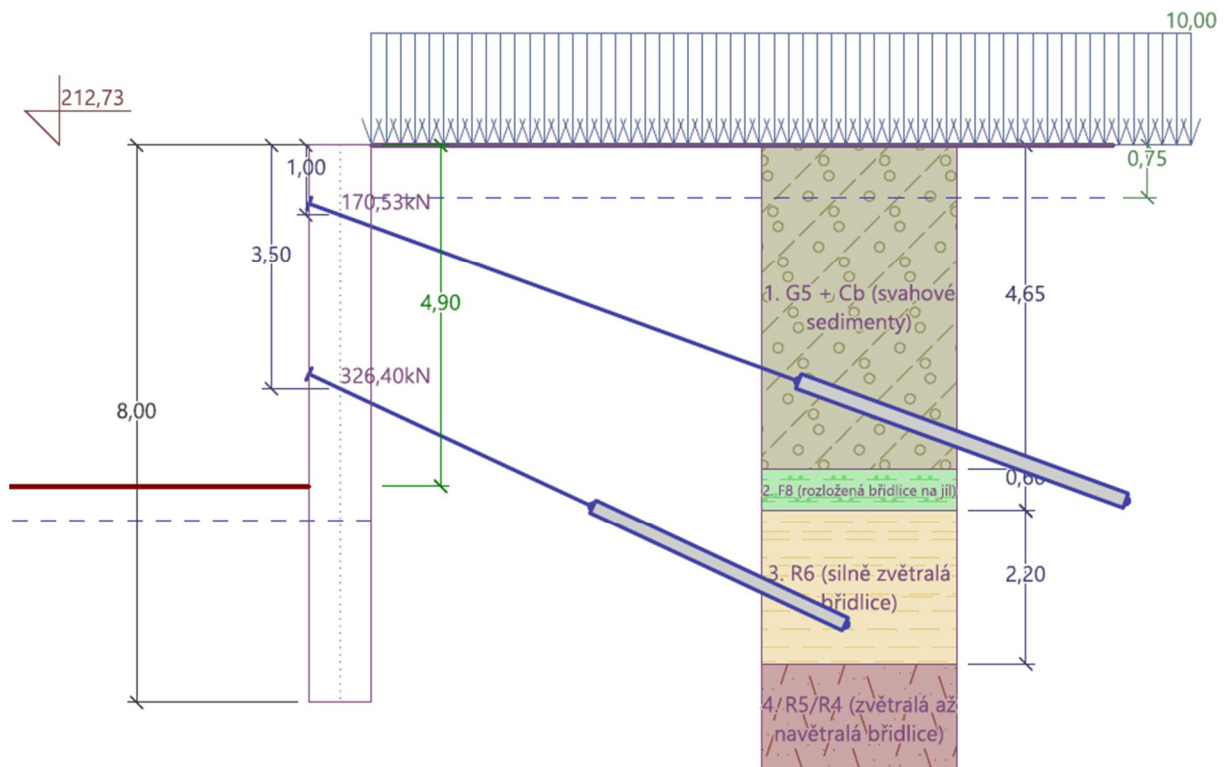
Obr. č. 36 - Trysková injektáž – fáze 3 – hloubení 4 m. (zdroj: autor)

Ve čtvrté fázi jsou osazeny a napnuty kotvy na sílu 300 kN (cca 10-14 dní po provedení injektáže).



Obr. č. 37 - Trysková injektáž – fáze 4 – osazení kotev (zdroj: autor)

V páté fázi výstavby je proveden odkop na dno stavební jámy.



Obr. č. 38 - Trysková injektáž – fáze 5 – dotěžení na dno stavební jámy



3.3.3.2 Posouzení ocelového průřezu

Vnitřní síly jsou převzaty z výpočtu v programu GEO 5 – pažení posudek. Posouzení průřezu je však provedeno ručně v programu Mathcad dle normy ČSN EN 1993-1-1.

Posouzení ocelového průřezu TR 168/16

Zatížení:

Ohybový moment na metr běžný : $M_{max} := 57.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Osová vzdálenost ocelových profilů: $a := 0.75$

Výpočtový součinitel namáhání průřezu: $\gamma_s := 1.35$

Dimenzační ohybový moment $M_{Ed} := M_{max} \cdot a \cdot \gamma_s = 58.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Posouvající síla: $V_{max} := 47.5 \text{ kN}$

Dimenzační posouvající síla: $V_{Ed} := V_{max} \cdot a \cdot \gamma_s = 48.094 \text{ kN}$

Průřezové a pevnostní charakteristiky:

Mez kluzu oceli: $f_y := 235 \text{ MPa}$

Součinitel ocelového průřezu: $\gamma_{MO} := 1$

Plastický průřezový modul: $W_{pl.y} := 371 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Průřezová plocha: $A := 7640 \text{ mm}^2$

Plocha průřezu přenášející smyk: $A_v := 4864 \text{ mm}^2$

Výpočet únosnosti:

$$\text{Smyk: } V_{pl.Rd.y} := \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{MO}} = 659.934 \text{ kN}$$

$$\text{Ohyb: } M_{C.Rd.y} := \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = 87.185 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Posouzení:

Smyk:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd.y}} = 0.073 \quad \dots \text{vyhovuje}$$

Ohyb:

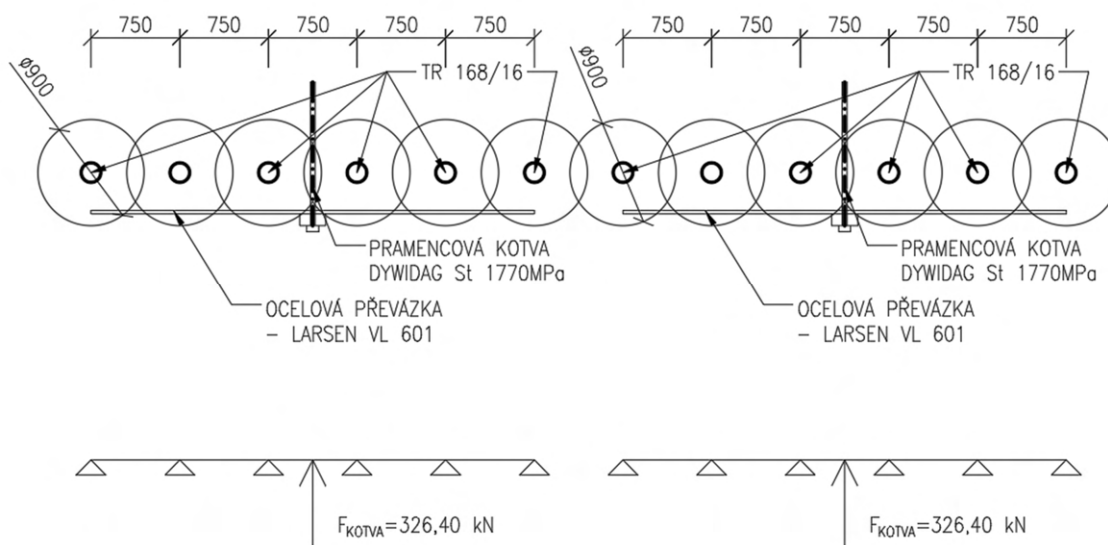
$$\frac{M_{Ed}}{M_{C.Rd.y}} = 0.666 \quad \dots \text{vyhovuje}$$

Obr. č. 39 - Trysková injektáž (vrt 4) – posouzení ocelového průřezu (provedeno v softwaru Mathcad)
(zdroj: autor)



3.3.3.3 Posouzení převážek

Ocelové převážky jsou navrženy ze štvorčlenného profilu, zapuštěné do vybourané niky sloupů (aby nezasahovaly do prostorů suterénu objektu). Zatížení převážek tvoří maximální návrhová síla v kotvách. Statické schéma převážek je uvedeno na následujícím obrázku. Posouzení průřezu je provedeno opět ručně pomocí programu Mathcad dle normy ČSN EN 1993-1-1. Vnitřní síly byly vypočteny v softwaru Scia Engineer 20.1.



Obr. č. 40 - Trysková injektáž – schéma převážky (zdroj: autor)

Posouzení převážky VL 601

Zatížení:

Ohybový moment $M_{Ed} := 42.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Scia Engineer)

Průřezové a pevnostní charakteristiky: (ocel S240GP)

Mez kluzu oceli: $f_y := 240 \text{ MPa}$

Součinitel ocelového průřezu: $\gamma_{MO} := 1$

Plastický průřezový modul: $W_{pl,y} := 742000 \text{ mm}^3$

Výpočet únosnosti:

$$\text{Ohyb: } M_{Rd} := \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = 178.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Posouzení:

Ohyb:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.239 \text{ ...vyhovuje}$$

Obr. č. 41 - Trysková injektáž – posouzení převážky VL 601 (zdroj: autor)



3.3.3.4 Posouzení kotev

Kotvy zajišťující stabilitu pažící konstrukce jsou navrženy jako dočasné tzn. životnost 2 roky. Navržené kotvy jsou pramencové předpjaté od firmy DYWIDAG, typ Lp 15,7/1770. První kotevní úroveň je navržena v hloubce 1,5 m. Druhá kotevní úroveň se nachází v hloubce 3,5 m. Princip výpočtu posouzení kotev je zde ručně uveden (provedeno softwaru Mathcad). Vstupní parametry vychází pro výpočet z výpočtu v programu GEO – pažení posudek. Únosnost na vytržení ze zálivky je počítána z parametrů betonu. Únosnost na vytržení ze zeminy je počítána z plášťového tření. Ruční posouzení je provedeno pro druhou řadu kotev.

Posouzení kotev 2.řada

Vstupní parametry pro výpočet:

Průměr táhla: $d := 15.7 \text{ mm}$

Průřezová plocha: $A_t := 140 \text{ mm}^2$

Charakteristická pevnost v tahu: $f_{tk} := 1770 \text{ MPa}$

Počet pramenců: $n := 3$

Volná délka kořene: $l_{free} := 4 \text{ m}$

Délka kořene kotvy: $l_k := 4 \text{ m}$

Sklon kotvy: $\alpha := 25^\circ$

Osová vzdálenost kotev: $b := 4.5 \text{ m}$

Modul pružnosti: $E := 195000 \text{ GPa}$

Charakteristická únosnost na přetržení kotvy: $R_{l,k}$

$$R_{l,k} := n \cdot A_t \cdot f_{tk} = 743.4 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy: $R_{l,d}$

$$\gamma_s := 1.35$$

$$R_{l,d} := \frac{R_{l,k}}{\gamma_s} = 550.667 \text{ kN}$$

Obr. č. 42 - Trysková injektáž – Vstupní parametry kotev 21.řada – vrt 4) a výpočet únosnosti na přetržení kotvy (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)



Charakteristická únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy: $R_{a,k}$

-počítáno z plášťového tření

Průměr kořene kotvy: $d_1 := 200 \text{ mm}$

Plášťové tření: $\tau_i := 300 \text{ kPa}$

$$R_{a,k} := \pi \cdot d_1 \cdot l_k \cdot \tau_i = 753.982 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy: $R_{a,d}$

$$\gamma_r := 1.1$$

$$R_{a,d} := \frac{R_{a,k}}{\gamma_r} = 685.438 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy při vytržení ze zálivky: $R_{b,k} = \pi \cdot d_s \cdot l_k \cdot \tau$

-počítáno z parametru betonu, beton C40/50

Součinitel technologie: $\eta_1 := 0.7$

$$\text{Pevnost betonu v tahu: } f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.005}}{\gamma_c},$$

$$\text{Smyková pevnost zálivka-kotva: } \tau = 1.2 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}$$

$$\alpha_{ct} := 1$$

$f_{ctm} := 3.5 \text{ MPa}$..střední hodnota pevnosti betonu v tahu

$f_{ctk.005} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.45 \text{ MPa}$..dolní charakteristická hodnota pevnosti betonu v tahu

$\gamma_c := 1.5$..součinitel betonu

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.005}}{\gamma_c} = 1.633 \text{ MPa} \text{ ..návrhová pevnost betonu v tahu}$$

$$\text{Smyková pevnost zálivka kotva: } \tau := 1.2 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 1.372 \text{ MPa}$$

$$\text{Průměr pramence odpovídající ploše pramence: } d_s := 2 \cdot \sqrt{\frac{n \cdot A_t}{\pi}} = 23.125 \text{ mm}$$

$$R_{b,k} := \pi \cdot d_s \cdot l_k \cdot \tau = 398.698 \text{ kN}$$

Návrhová pevnost kotvy při vytažení ze zálivky: $R_{b,d}$

$$\gamma_b := 1.1$$

$$R_{b,d} := \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = 362.452 \text{ kN}$$

Posouzení:

Maximální síla kotvě (fáze 5): $F_{max} := 326.4 \text{ kN}$

$$R_{min} := \min(R_{l,d}, R_{a,d}, R_{b,d}) = 362.452 \text{ kN}$$

$F_{max} \leq R_{min}$...Vyhovuje

Obr. č. 43 - Trysková injektáž – Výpočet únosnosti na vytržení ze zeminy a vytržení ze zálivky a celkové posouzení kotev (1.řada kotev – vrt 3) (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)

3.3.3.5 Posudek vnitřní stability konstrukce

Princip posouzení je obdobný jako v případě převrtávané pilotové stěny – viz. kapitola 3.2.3.5.

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy: $H_0 = 2,76 \text{ m}$.

Délka konstrukce pod dnem stavební jámy (délka vetknutí): 3,05 m.

Maximální dovolená síla v kotvách (rozhodující 2. řada kotev) $F_{max} = 748,82 \text{ kN}$



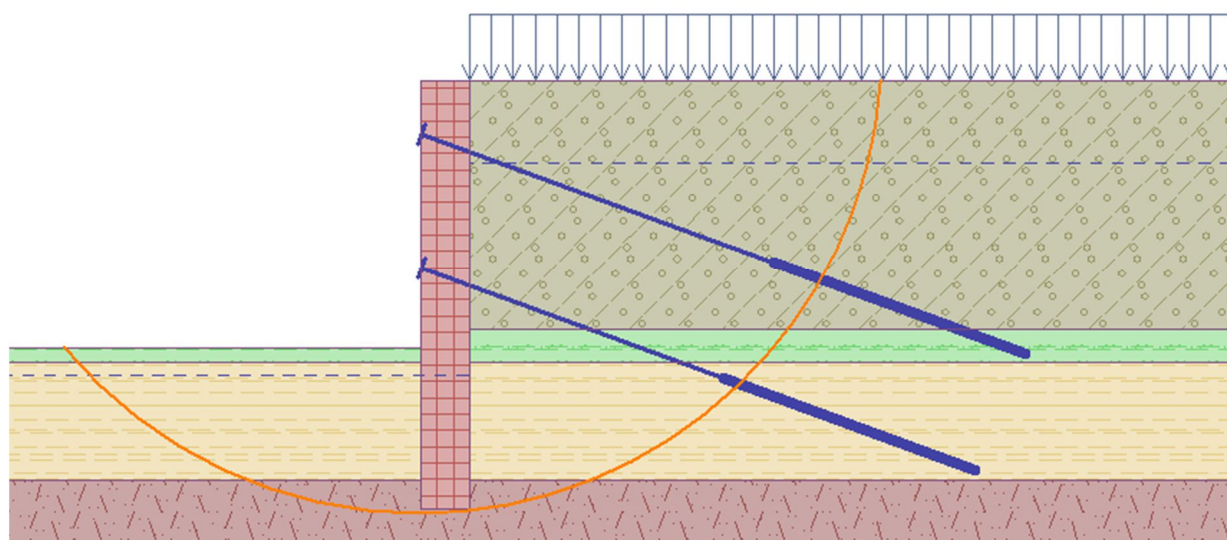
Maximální síla v kotvě: $F_{zad} = 326,40 \text{ kN}$

Posouzení: $F_{zad} < F_{max}$

Posudek vnitřní stability kotev je splněn. Hloubka teoretické paty stěny je menší než hloubka konstrukce pod dnem stavební jámy (délka vetknutí). Maximální přípustná síla v kotvě je nižší než síla, která by způsobila odtržení horninového klínu mezi pažící konstrukcí a kořenem kotvy. [3]

3.3.3.6 Posudek vnější stability svahu

Princip posouzení je obdobný jako v případě převrtávané pilotové stěny – viz. kapitola 3.2.3.6.



Obr. č. 44 - Trysková injektáž – Smyková kruhová plocha (zdroj: autor)

Sumace aktivních sil: $F_a = 460,81 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil: $F_p = 1005,69 \text{ kN/m}$

Moment sesouvací: $M_a = 3870,77 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující: $M_p = 8477,77 \text{ kNm/m}$

Požadovaný stupeň bezpečnosti: $F_{S,reg} = 1,5$

Vypočtený stupeň bezpečnosti: $F_S = 2,18$

Posudek: $F_{S,reg} < F_S$

Navržená konstrukce z hlediska stability svahu vyhovuje.



4 Založení objektu

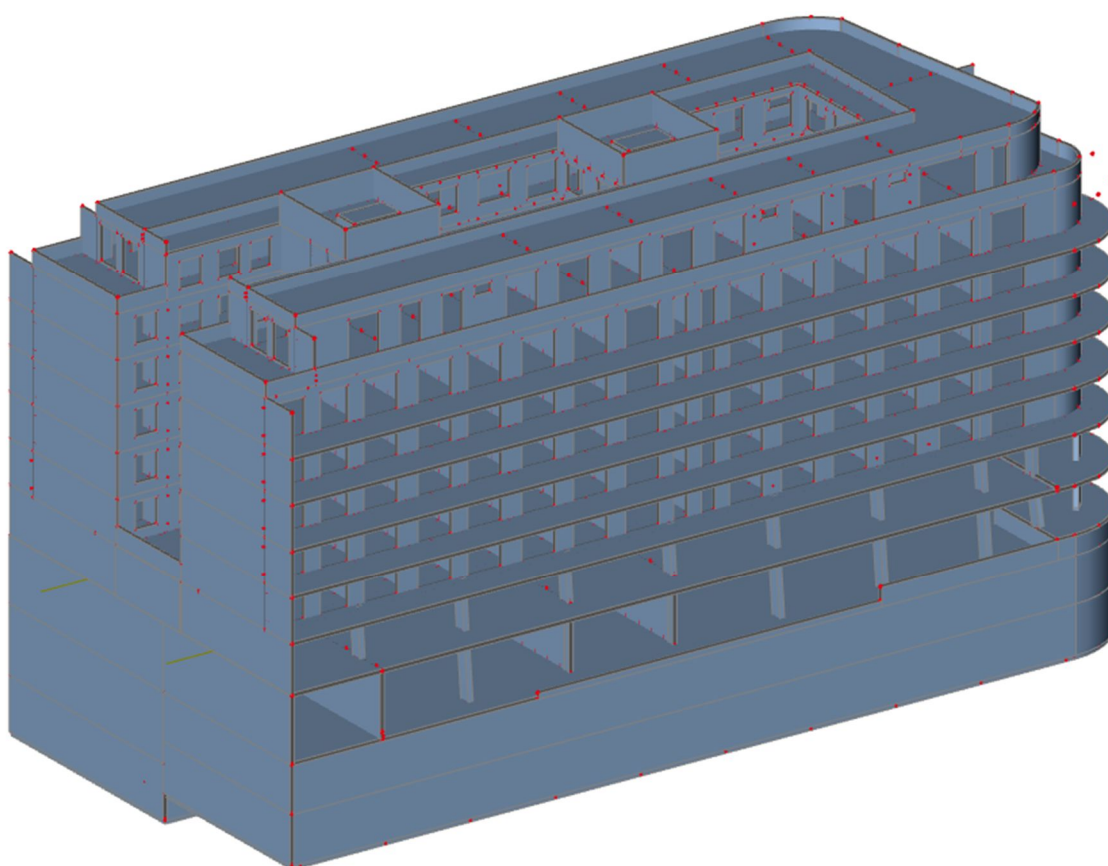
Volba způsobu založení závisí především na typu podloží dané lokality a složitosti zakládaného objektu. Veškeré informace ohledně podloží nabízí inženýrskogeologický průzkum, který musí obsahovat všechny nezbytné informace, které mohou ovlivnit finální způsob založení. V našem případě bylo provedeno 5 geologických sond, podle kterých byl zpracován model podloží. Základová spára horní desky se nachází ve vrstvě deluviálních svahových sedimentů v podobě jílovitých hlín s písčinou příměsí a sutí (podrobnější popis je uveden v kapitole 2.2.3 – inženýrskogeologické poměry staveniště). Základovou půdu horní desky lze zařadit dle ČSN EN 1997-1 do třídy G5 GC GI+cb. Naměřený modul přetvárnosti této zeminy je 40 MPa. Základová spára spodní desky se nachází ve vrstvě silně zvětralé břidlice (podrobnější popis viz. kapitola 2.2.3 – inženýrskogeologické poměry staveniště). Základovou půdu spodní desky lze zařadit dle ČSN EN 1997-1 třídy R6. Naměřený modul přetvárnosti této horniny je 8 MPa. V obou případech se základová spára nachází pod úrovní podzemní vody, která negativně ovlivňuje únosnost zeminy, a zároveň zvyšuje její stlačitelnost (menší E_{def}). Přítoku vody do stavební jámy ze stěn svahů zabraňují nepropustné pažící konstrukce, které jsou zkonstruovány z převrtávaných pilotových stěn a tryskové injektáže. Nicméně to neřeší problematiku možného vztlaku dna stavební jámy. Ustálená hladina podzemní vody byla zaměřena zhruba 2,5 - 4 m nad úrovní základové spáry. Ve výpočetním modelu konstrukce je tedy potřeba uvažovat se zatížením od vodního sloupce (25 - 40 kN/m²), které působí proti vlastní tíze konstrukce. Podzemní vodu je tak zapotřebí čerpat minimálně do té doby, než budou zhotoveny nosné konstrukce alespoň dvou nadzemních podlaží objektu, aby se zamezilo možnému vztlaku konstrukce.

Z výše uvedených aspektů je zřejmé, že objekt se nachází ve složitých základových poměrech. Vzhledem k naměřeným modulům přetvárnosti zemin tvořící základovou spáru, lze očekávat celkovou deformaci objektu, která bude bez použití hlubinného založení nevyhovující. Objekt bude založen na základové desce doplněné vrtanými pilotami, které se budou nacházet pod sloupy 2.PP a pod stěnami schodišťových jader 2.PP (v rozích).



4.1 Výpočetní model

Pro předběžné ověření napětí v základové spáře lze dle normy ČSN EN 1997-1 uvažovat se zatížením 10kN/m^2 na jedno podlaží, a stanovit tak normálovou sílu v patě sloupu. Tento způsob však je vhodný pouze jednoduché pravidelné objekty. Konstrukční řešení zakládaného objektu komplikují jednosměrné šikmé rampy mezi jednotlivými podzemní podlažími a obousměrná rampa vedená z 1.PP do ulice Vrchlického, přechodové trámy v desce 1.PP, přechod sloupového konstrukčního systému na stěnový konstrukční systém. Pro získání hodnot vnitřních sil působících na základové konstrukce je vytvořen 3D model v programu Scia Engineer 20.1.



Obr. č. 45 - 3D model nosné konstrukce objektu (zdroj: autor)

Vlastní tíhu nosných prvků program generuje automaticky, není tak zapotřebí přidávat zatěžovací stav, který by řešil hmotnost jednotlivých nosných prvků.

Kromě vlastní tíhy objektu je model dále zatížen (charakteristické hodnoty):

- Ostatním stálým zatížením (ZS2):
 - 2kN/m^2 – podlahové souvrství
 - 6kN/m^2 – ploché střechy a terasy
- Náhradní zatížení od příček (ZS3): - $1,2\text{kN/m}^2$



- Proměnné zatížení (ZS4):
 - 1,5kN/m² – obytné prostory – kat. A
 - 2,5kN/m² – kancelářské plochy – kat. B
 - 4kN/m² – obchodní prostory – plochy v malých domech – kat. D1
 - 2,5kN/m² – dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla – kat.F
 - 0,7kN/m² – nepřístupné střechy s výjimkou běžné údržby – kat.H

Veškeré hodnoty jsou převzaty z národní přílohy z normy ČSN EN 1991-1-1. Zatížení sněhem není uvažováno, protože objekt je nachází v oblasti, kde charakteristické zatížení od sněhu je 0,56 kN/m² – nižší tedy, než zatížení pro kat. H. Zatížení větrem není na model aplikováno. Pro návrh základových konstrukcí v tomto případě nemá zásadní vliv.

- Zemní tlak (ZS5):

Kotvy pažících konstrukcí jsou navrženy jako dočasné, je tedy zapotřebí na suterénní stěny aplikovat zatížení zemním tlakem v klidu.

Zemní tlak v klidu lze vypočítat dle vzorce: $\sigma_r = \sigma_z * K_r$

σ_z : -svislé napětí od zeminy, popř. přitížení na terénu

K_r : -je součinitel zemního tlaku v klidu

Součinitel zemního tlaku v klidu závisí především na typu zeminu – zda je zemina soudržná nebo nesoudržná. Pro nesoudržné zeminy lze součinitel zemního tlaku v klidu vypočítat dle Jákyho vztahu: $K_r = 1 - \sin \varphi$

φ : -je úhel vnitřního tření zeminy

Pro soudržné zeminy pak dle Terzaghiho vztahu: $K_r = \frac{\nu}{1-\nu}$

ν : -je Poissonovo číslo [28]

Velikost zemního tlaku v klidu je stanovena pomocí programu GEO 5 - Zemní tlaky: Program umožňuje vypočítat součinitel zemního tlaku v klidu pro nesoudržné zeminy pomocí Poissonova čísla, a naopak soudržné zeminy dle úhlu vnitřního tření.

- Vztlak vody:
 - 40kN/m² – spodní deska
 - 25kN/m² – horní deska



4.1.1 Návrhový přístup NP2

Z výše popsaných zatěžovacích stavů jsou vytvořeny kombinace zatížení (obsahy jednotlivých kombinací jsou uvedeny v přílohách 4,5,6,7). Navržené konstrukce musí vyhovět z hlediska mezních stavů podloží a konstrukce. Pro mezní stavy STR/GEO norma ČSN EN 1997-1 udává tři návrhové přístupy (NP1-NP3). Tyto přístupy se liší způsobem, kterým se rozdělují dílčí součinitele mezi zatížení, účinky zatížení, materiálové vlastnosti a únosnosti. [29] V této práci pro návrh základových konstrukcí je použit návrhový přístup NP2 soubory A1+M1+R2. Dílčí součinitelé spolehlivosti mají pak následující hodnoty:

- Součinitele zatížení nebo účinků zatížení:

$$\gamma_G = 1,35 \quad \text{Stálá nepříznivá zatížení}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \quad \text{Proměnná nepříznivá zatížení}$$

- Součinitele parametrů zeminy

$$\gamma_{\varphi'} = 1,25 \quad \text{Úhel vnitřního tření (tangenta)}$$

$$\gamma_{c'} = 1,25 \quad \text{Efektivní soudržnost}$$

$$\gamma_{cu} = 1,4 \quad \text{Neodvodněná smyková pevnost}$$

$$\gamma_{cu} = 1,4 \quad \text{Pevnost v prostém tlaku}$$

$$\gamma_f = 1 \quad \text{Objemová tíha zeminy}$$

- Součinitele únosnosti

$$\gamma_{R,v} = 1,4 \quad \text{Únosnost}$$

$$\gamma_{R,h} = 1,1 \quad \text{Usmyknutí}$$

V případě mezních stavů porušení (1.skupina mezních stavů) je zapotřebí je zabývat následujícími možnými stavy.

(STR) - vnitřní porušení či nadměrná deformace konstrukce nebo jiných prvků, pro než je jejich pevnost rozhodující k posouzení odolnosti

(GEO) – porušení nebo nadměrná deformace základové půdy, pro niž smyková pevnost základové půdy je rozhodující pro posouzení odolnosti

Jelikož základová spára je pod hladinou podzemní vody, je zapotřebí ještě ověřit následující mezní stav, abychom ověřili možný vznik tahových namáhání v pilotách:

(UPL) – ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy nastává vlivem vztlaku vody nebo jiných svislých zatížení,



Mezní stav EQU je případ, kdy ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy uvažujeme jako tuhé těleso. Tímto mezním stavem se práce dále nezabývá. Rovněž mezní stav HYD – případ, pro který je rozhodující proudový tlak podzemní vody.

Z hlediska mezního stavu použitelnosti (2.skupina mezních stavů) je kladen důraz především na svislou deformaci základové konstrukce (deska s pilotami).

4.2 Výpočetní modul Soilin

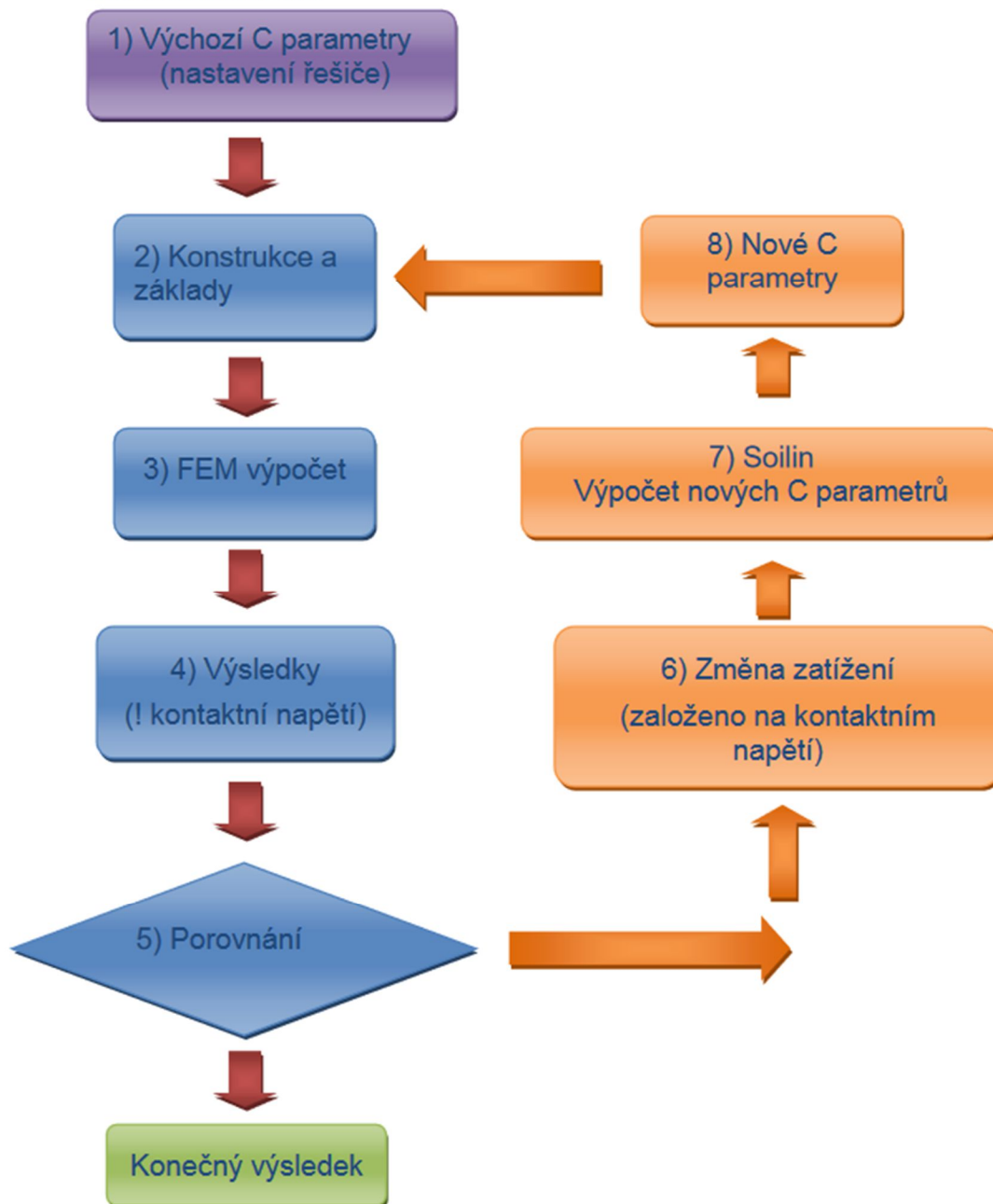
Výpočet interakce mezi podložím a konstrukcí je proveden pomocí výpočetního modulu Soilin v programu Scia Engineer 20.1. Program pracuje na principu Winkler-Pasternakova modelu podloží, oproti samotnému Winklerova modelu, je schopný zohlednit vliv podloží v okolí konstrukce. Základní úlohou je nalezení skutečných parametrů C. Parametry si lze představit jako charakteristiku povrchových pružinových konstant, jejichž změna odpovídá skutečnému stavu analyzovaného systému. Soilin tak počítá parametry C pro interakci mezi základovou deskou a podložím se zohledněním rozložení a intenzity zatížení, kontaktního napětí na styku konstrukce a zeminy, geometrie základu a místních geologických podmínek. Parametry C a kontaktní napětí se navzájem ovlivňují. Výpočet parametrů je iterační proces. První aproximace kontaktního napětí je získána výpočtem nadzemní konstrukce metodou konečných prvků s uživatelem stanovenými výchozími hodnotami parametrů C. Tyto hodnoty kontaktního napětí se použijí jako vstupy pro Soil-in. Program spočte sednutí a opravené hodnoty parametrů C. Program tento cyklus opakuje (MKP + Soil-in) dokud není splněna iterační podmínka tzn. kontaktní napětí σ_z a sednutí u_z se významně neliší po dvou po sobě jdoucích cyklech (aproximací). Tím lze získat správné hodnoty deformací a vnitřních sil v závislosti na podloží. [30], [31]

Popis iteračního cyklu (viz. následující obrázek) [30]

- 1) Výchozí hodnoty brány z nastavení řešiče – zadává uživatel
- 2) Data horní konstrukce a základů
- 3) FEM výpočet
- 4) Výsledky i-té iterace – důležité jsou zejména kontaktní napětí σ_z a sednutí u_z
- 5) Porovnání výsledků s výsledky předchozí iterace zejména σ_z a sednutí u_z
- 6) 1.krok Soilinu – kontaktní napětí je přepočítáno na nové zatížení
- 7) 2.krok Soilinu – C parametry jsou přepočítány, nové zatížení se bere z předchozího kroku
- 8) 3.krok Soilinu – výsledné C parametry ze Soilinu jsou nové vstupní parametry
- 9) Nové C parametry jsou použité v dalším FEM výpočtu



Diagram iteračního cyklu:



Obr. č. 46 - Diagram iteračního cyklu (zdroj: [30])

Vstupní parametry pro výpočet:

Ve výpočetním modelu objektu je zapotřebí zadat geometrii základové desky, na které následně modul Soilin určí tuhost v podobě pružné plošné podpory. Tuhost pružné podpory je definována podložím zadaném ve formě provedných geologických vrtů. Vlastnosti jednotlivých vrstev zastižených sondami by měli být zdokumentovány v inženýrskogeologickém průzkumu staveniště.



Uživatel u každé vrstvy zadává následující parametry:

- t = tloušťka vrstvy
- E = deformační modul zeminy v tlaku (normová válcová zkouška)
- ν = Poissonovo číslo
- γ_s = zemina suchá
- γ_d = zemina vlhká
- m = součinitel strukturní pevnosti

Soilin je schopný zohlednit vliv výkopu, s tím související původní geostatické napětí. Aby program počítal se správnými hodnotami, je třeba v geologickém profilu zadat všechny vrstvy nad úrovní základové spáry až po původní terén. V případě, že by uživatel zadal profil od úrovně základové spáry, bylo by zapotřebí ve výpočetním modelu přidat zatěžovací stav původní geostatické napětí (orientováno proti vlastní tíze). Tento postup je však méně přesný a méně vhodný.

V případě, že pod poslední zadanou vrstvou se nachází nestlačitelná vrstva, lze tento fakt zohlednit pomocí koeficientu redukce hloubky κ_2 . Vztah pro výpočet tohoto koeficientu je uveden v normě ČSN EN 1997-1. Kontaktní napětí v daném bodě je pak spočítáno pomocí redukované hloubky: $z_{f2} = \kappa_2 * z$.

V primárním výpočtu není uvažováno s nestlačitelnou vrstvou podloží. U nejméně stlačitelné vrstvy, které byla zastižena geologickou sondou, byl naměřen modul přetvárnosti $E_{def} = 90\text{MPa}$. Základová deska bude doplněna pilotami, lze tak očekávat, že pata piloty se bude nacházet ve větší hloubce, než byly provedeny geologické sondy. Abychom přesněji vystihli interakci spodní stavby s podložím a desku tak navrhli na nejméně příznivý účinky zatížení, je zjednodušeně řešen případ, kdy pružné podpory simulující piloty jsou nahrazeny podporami tuhými. Výsledky včetně vnitřních sil jednotlivých modelů jsou níže zdokumentovány a porovnány mezi sebou.



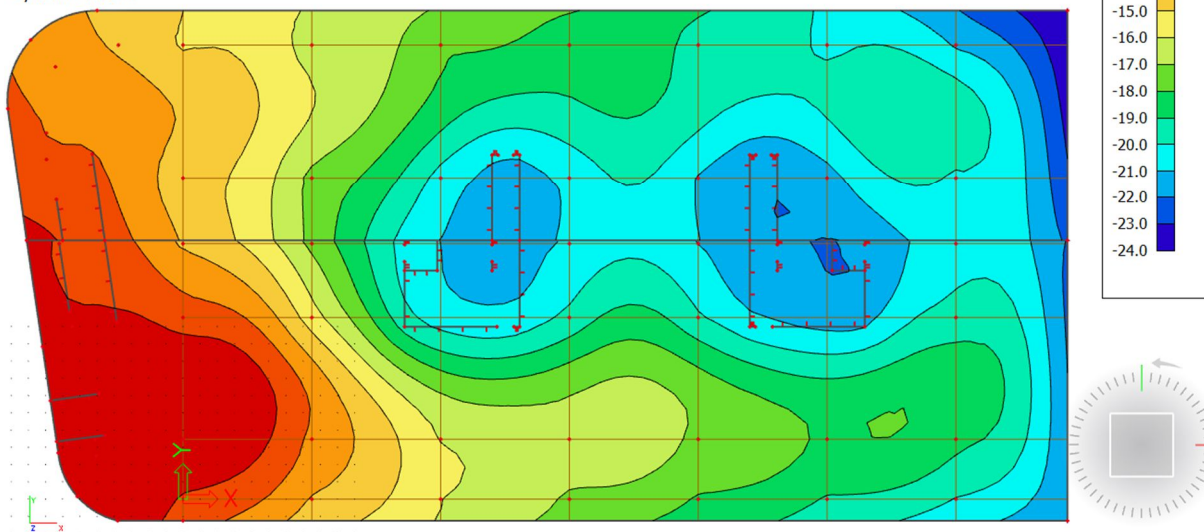
4.3 Návrh základové desky

4.3.1 Základová deska bez pilot – varianta 1

V první fázi návrhu je proveden výpočet základové desky tl. 1000 mm bez pilot. (Výsledky jsou uvedeny v příloze 4)

2D přemístění

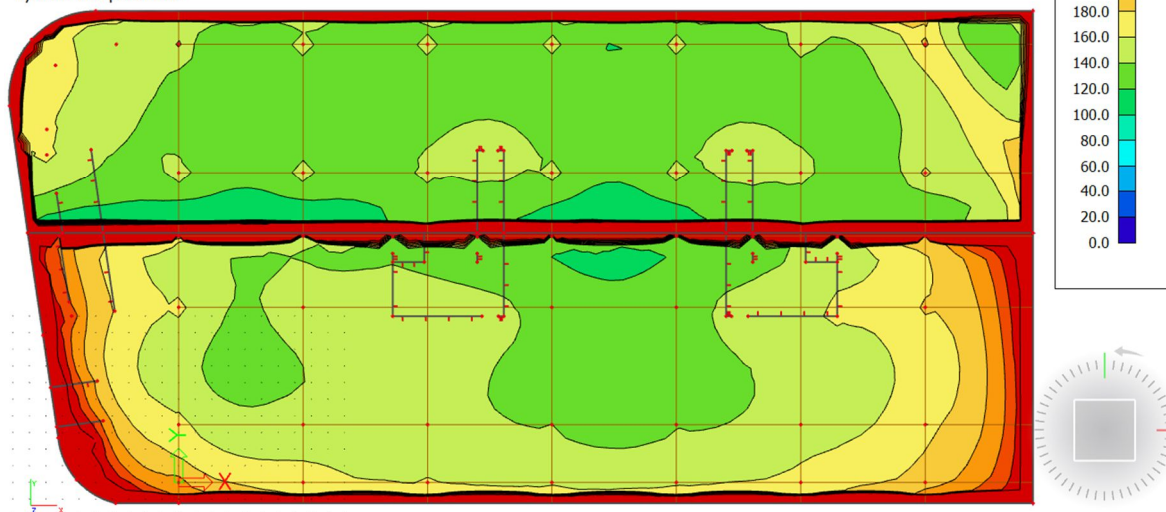
Hodnoty: u_z
Lineární výpočet
Kombinace: MSP - STR/GEO - NP2
Extrém: Dílec
Výběr: S689, S690
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: Globální



Obr. č. 47 – Svislá deformace desky (zdroj: autor)

2D kontaktní napětí

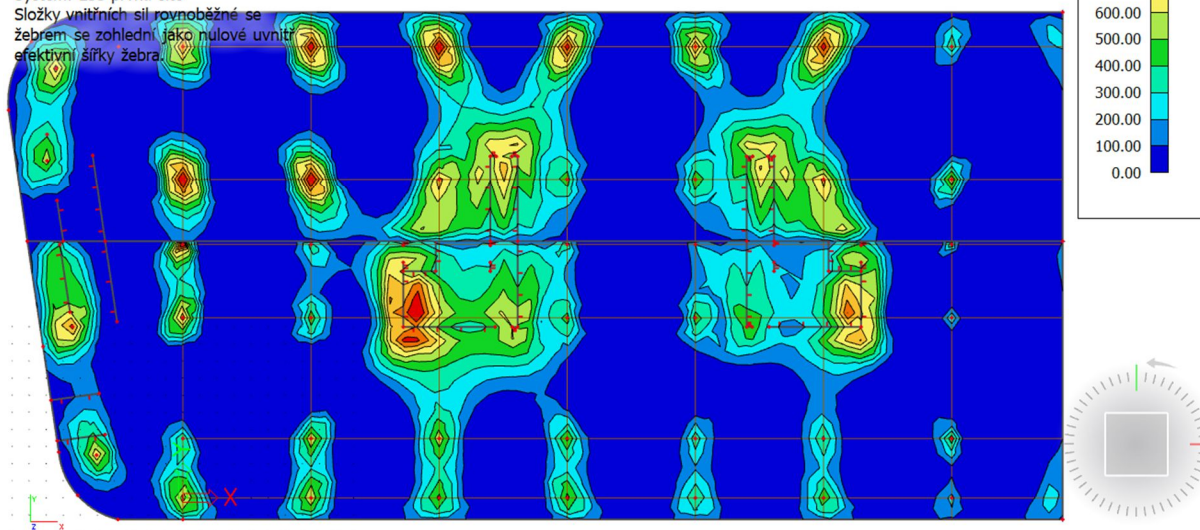
Hodnoty: σ_z
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - STR/GEO - NP2
Extrém: Síť
Výběr: S689, S690
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku síť



Obr. č. 48 - Kontaktní napětí – deska bez pilot (zdroj: autor)



2D vnitřní síly
Hodnoty: m_{x0}
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - STR/GEO - NP2
Extrém: Dílec
Výběr: S689, S690
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku sítě
Složky vnitřních sil rovnoběžné se
žebrem se zohlední jako nulové uvnitř
efektivní šířky žebra.



Obr. č. 49 - Ohybový moment ve směru X – spodní povrch – deska bez pilot (zdroj: autor)

Dle výše uvedených výsledků, zejména svislých deformací a jím odpovídajícímu kontaktnímu napětí, je zřejmé, že bude vhodnější variantou založení objektu na pilotách. Ohybový moment je zde uveden pouze pro porovnání s následujícím způsobem založení a následném vyhodnocení.

4.3.2 Základová deska s pilotami – varianta 2

Druhá varianta návrhu spočívá v přidání pružných podpor, nahrazující piloty. Po přidání pilot (pružných podpor) do výpočetního modelu lze očekávat nižší deformace základové desky, zmenšení ohybových momentů, zmenšení smykové síly rozhodující při ověření základové desky na protlačení. Na základě těchto výsledků lze navrhnout slabší základovou desku. V našem případě bude navržena deska tl. 400 mm. Pro piloty bude spočtena pouze tuhost ve směru z. Ostatní okrajové podmínky jsou uvažovány jako volné (včetně natočení).

V prvním kroku je tedy zapotřebí stanovit geometrii pilot a následně vypočítat jejich tuhost. Základním požadavkem, ze kterého návrh vychází, je omezení svislých deformací základové desky na hodnotu 10 mm. Vzhledem k velkým rozdílům působící normálové síly v patách sloupů jsou navrženy piloty délek 9, 12 a 15 m průměru 880 mm (shodný rozměr s pilotami převrtávané pilotové stěny).

Pro stanovení tuhostí pilot je použit pracovní diagram pilot získaný v programu GEO5 – pilota. Ve výpočtu jsou uvažovány odvozené podmínky a teorie sedání dle Masopusta. Vstupní parametry pro výpočet jsou regresní koeficienty a, b, e, f a sečnový



modul E_s . Hodnoty regresních koeficientů jsou odvozeny z rovnic regresních křivek určených na základě statických zatěžovacích zkoušek pilot. Hodnoty sečnového modulu deformace E_s jsou závislé na typu zeminy, průměru piloty, hloubce jednotlivých vrstev zemin. Hodnoty tohoto modulu by měli být získané ze statických zatěžovacích zkoušek pilot. [3]

Zemina Hornina		Regresní parametry únosnosti [kPa]			
		a	b	e	f
Poloskalní	R 3	246,02	225,95	2841,31	1 298,96
	R 4	169,98	139,45	1 616,22	1 155,34
	R 5	131,92	94,96	957,61	703,89
Hrubozrnné	$l_b = 0,5$	62,46	16,06	268,11	174,89
	$l_b = 0,7$	91,22	48,44	490,34	445,42
	$l_b = 0,9$	154,03	115,88	1596,70	1 399,88
Jemnozrnné	$l_c = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$l_c = 0,75$	71,85	64,70	592,67	617,24
	$l_c \geq 1,0$	97,31	108,59	987,60	1 084,26

Tabulka 10 - Regresní parametry únosnosti (zdroj: [32])

Tabulka M.1 –Youngovy sečnové moduly E_s [MPa] pro horniny poloskalní

h [m]	[d/m]								
	0,6			1,0			1,5		
	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5
1,5	50,3	28,2	20,2	72,3	35,0	24,7	85,5	33,5	22,3
3	64,5	43,1	30,8	105,5	57,3	41,0	138,3	58,8	41,2
5	–	58,2	41,3	–	75,3	54,8	–	87,9	63,7
10	–	87,5	61,6	–	114,5	83,2	–	133,0	97,0

Tabulka 11 - Sečnový modul deformace E_s pro zeminy poloskalní (zdroj: [32])

Tabulka M.2 –Youngovy sečnové moduly E_s [MPa] pro zeminy hrubozrnné

h [m]	[d/m]								
	0,6			1,0			1,5		
	l_b								
	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9
1,5	11,0	13,7	28,3	12,8	15,8	30,6	13,0	15,3	29,0
3	15,5	20,2	44,5	18,4	25,0	47,8	19,4	24,5	52,5
5	18,8	26,6	56,1	22,8	32,5	69,1	24,5	36,0	78,2
10	23,8	36,6	72,1	29,8	47,8	93,4	32,6	54,0	107,3

Tabulka 12 - Sečnový modul deformace E_s pro zeminy hrubozrnné (zdroj: [32])



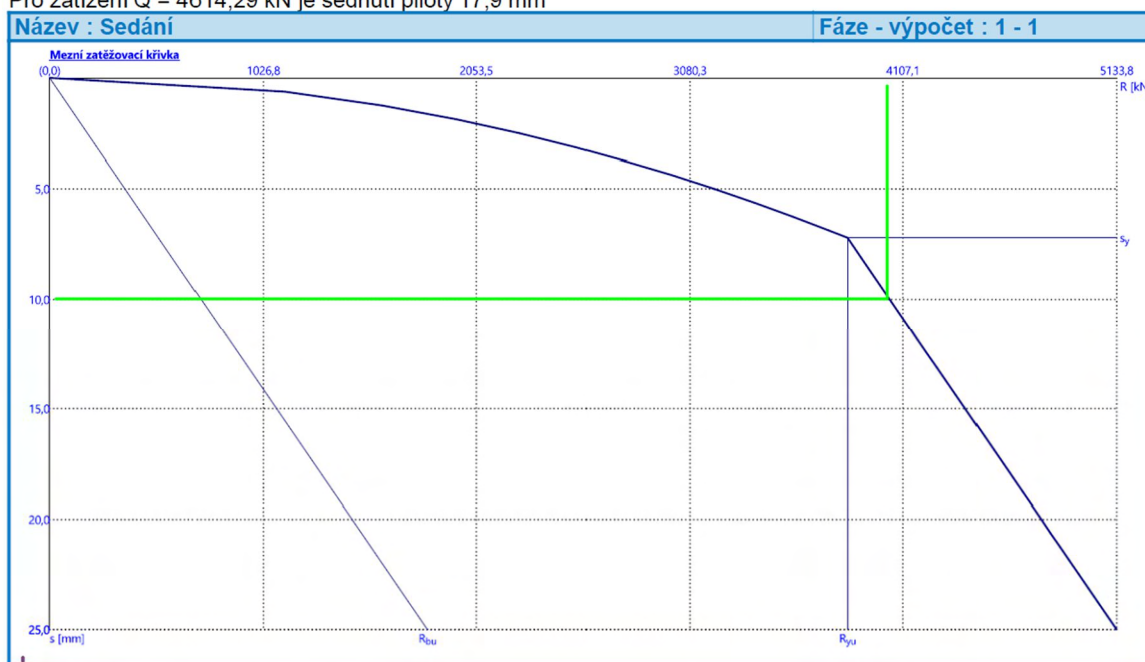
Tabulka M.3 –Youngovy sečnové moduly E_s [MPa] pro zeminy jemnozrné

h [m]	[d/m]								
	0,6			1,0			1,5		
	I_c								
	0,5	0,75	≥ 1,0	0,5	0,75	≥ 1,0	0,5	0,75	≥ 1,0
1,5	6,9	10,0	13,2	7,9	10,7	13,4	8,6	10,5	12,3
3	10,0	15,5	22,0	12,5	18,6	23,9	13,7	18,4	23,0
5	12,5	21,9	31,2	15,9	25,7	35,4	18,4	27,6	36,7
10	15,5	29,9	44,3	21,3	36,3	51,3	24,6	41,0	57,4

Tabulka 13 - Sečnový modul deformace E_s pro zeminy jemnozrné (zdroj: [32])

Po zadání výše zmíněných potřebných parametrů lze provést výpočet a z mezní zatěžovací křivky odečíst sílu, která je potřebná k vyvození 10 mm svislé deformace jednotlivých pilot. (viz. obr. 50). Jednoduchým výpočtem F [kN] / s [m] jsou stanoveny a následně zadány do výpočetního modelu tuhosti všech pilot ve směru z [kN/m] (Výsledky výpočtu jsou uvedeny v příloze 5).

Pro zatížení $Q = 4614,29$ kN je sednutí piloty 17,9 mm



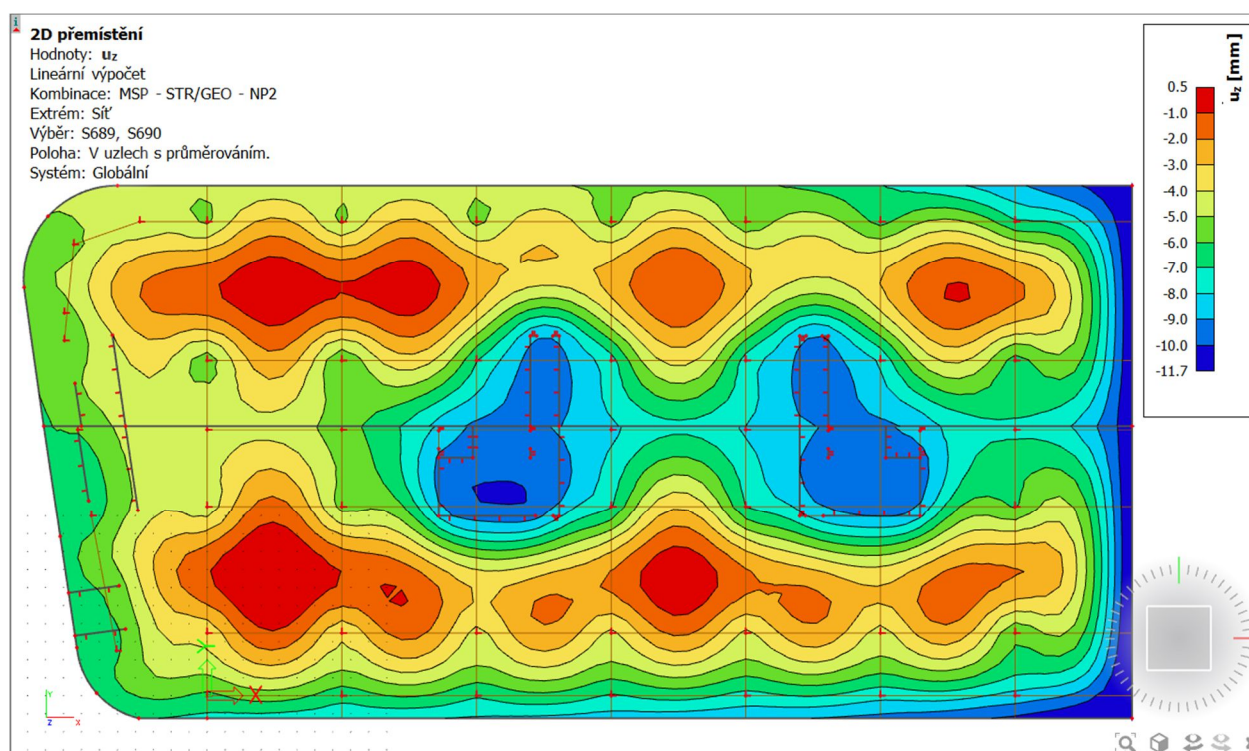
Obr. č. 50 - Mezní zatěžovací křivka – pilota pod sloupem B1 – krok 1 – (zdroj: autor)

Po přidání pilot dochází k přerozdělení vnitřních sil na základě poměru tuhostí. Normálová síla ve sloupu se tak mírně změní oproti variantě založení na samostatné základové desce. V pružné podpoře (pilotě) vzniká reakce, která působí ve prospěch desky z hlediska protlačení. Základová deska je tak namáhána rozdílovou silou $N-R$, kde N je normálová síla v patě svislé konstrukce a R je reakce v pružné podpoře



(pilotě). Ověření nově navržené desky na protlačení je uvedeno v příloze 3 – Návrh základové desky. Hodnota sedání 17,9 mm vystihuje svislou deformaci samostatně působící piloty bez spolupůsobení se základovou deskou. Tato hodnota není tedy pro posouzení pilot směrodatná. Vzniklá reakce v pružné podpoře je tak nová hodnota zatížení pro ověření svislé únosnosti a sedání piloty (spolupůsobící se základovou deskou). Posouzení vybraných pilot je uvedeno v příloze 7.

Na následujících obrázcích jsou vybrané výsledky výpočtu základové desky doplněnými pružnými podporami (zbylé výsledky jsou uvedeny v příloze 5).



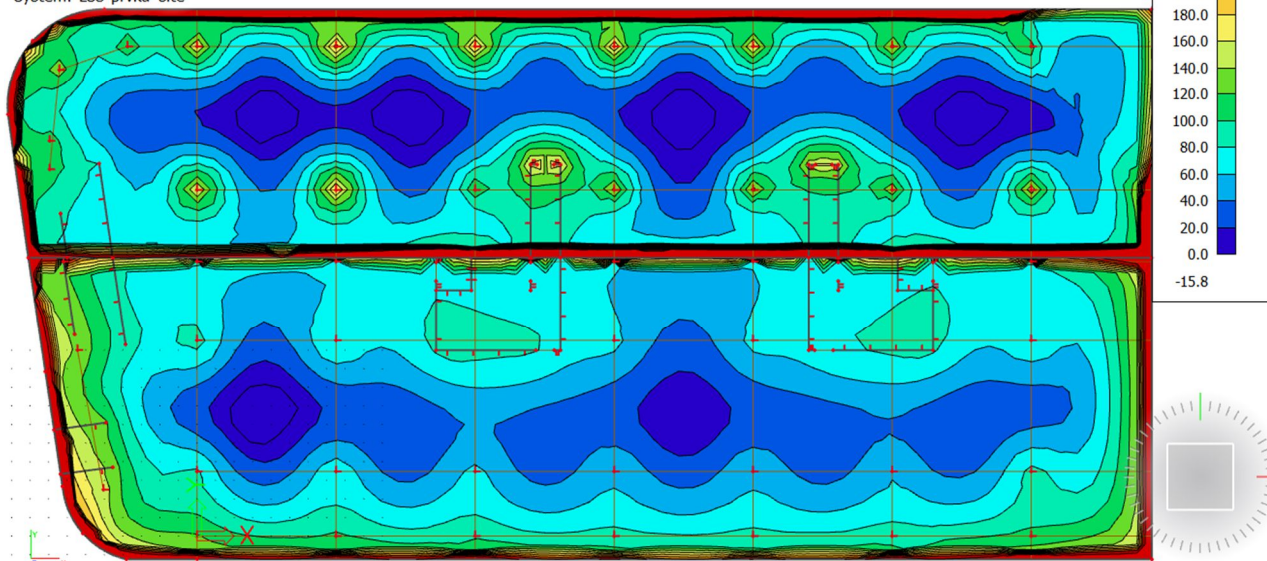
Obr. č. 51 - Svislá deformace základové desky s pilotami (zdroj: autor)

Získané hodnoty deformací v určitých místech mírně překračují hodnotu 10 mm. Avšak oproti předchozímu případu, (samostatná základová deska) se podařilo hodnoty deformací zredukovat o více než polovinu (24 mm → 11,7 mm). Získané výsledky deformací tak lze považovat za přijatelné. Nutno zmínit, že metoda výpočtu je pouze zjednodušená. Pro získání přesnějších hodnot by bylo zapotřebí např. stanovit tuhost pilot na základě získaných deformací a reakcí v pilotách, popř. nastavit nelineární podpory (piloty). Nelinearitu by představoval pracovní diagram jednotlivých pilot.



2D kontaktní napětí

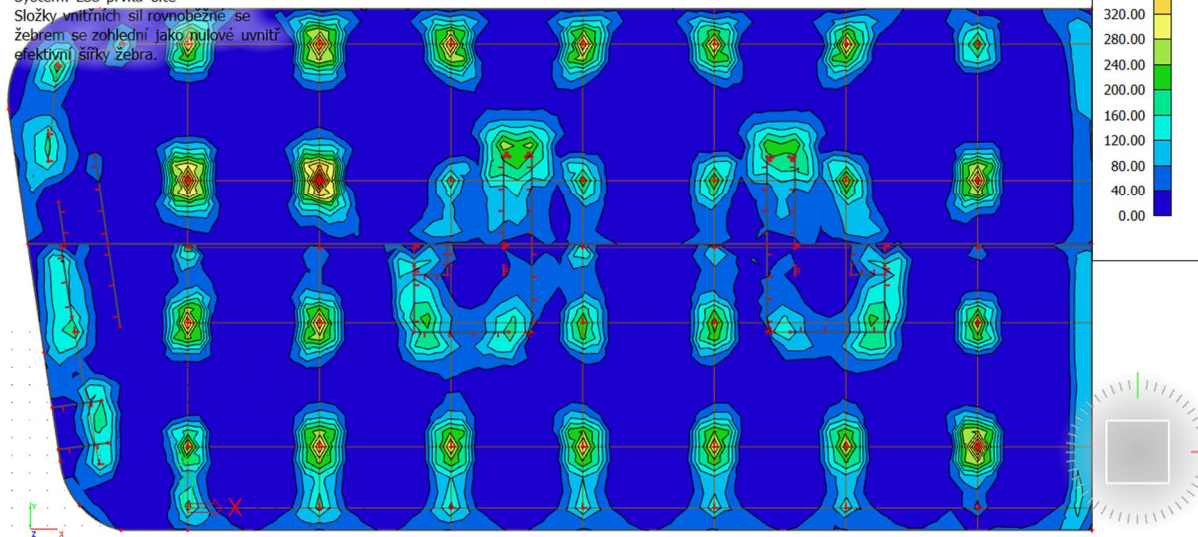
Hodnoty: σ_z
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - STR/GEO - NP2
Extrém: Dilec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku sítě



Obr. č. 52 - Kontaktní napětí základové desky s pilotami – (zdroj: autor)

2D vnitřní síly

Hodnoty: m_{x0}
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - STR/GEO - NP2
Extrém: Dilec
Výběr: S689, S690
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku sítě
Složky vnitřních sil rovnoběžně se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.

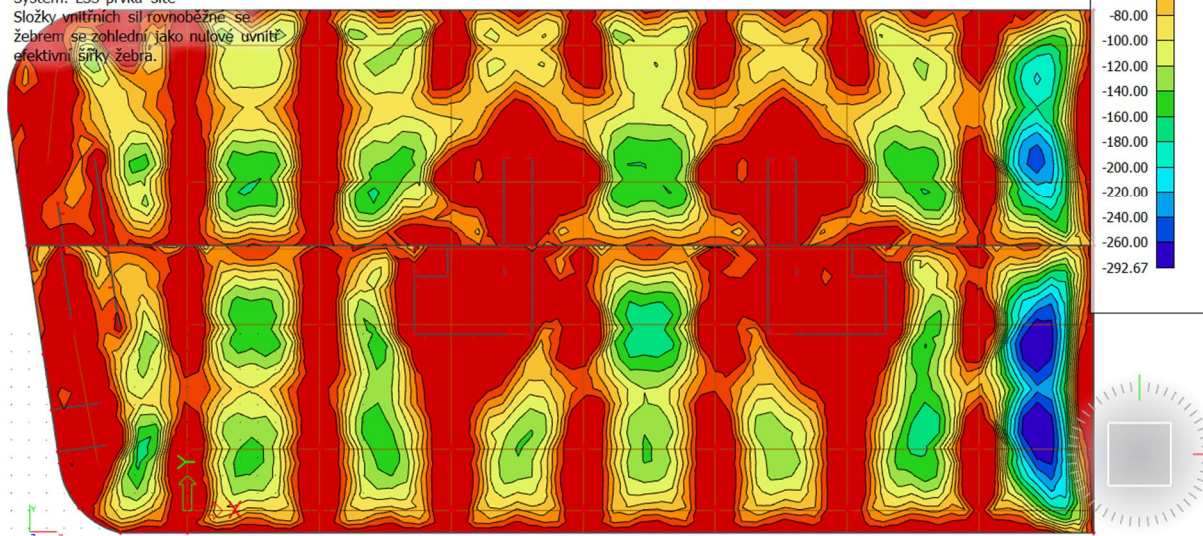


Obr. č. 53 - Ohybový moment ve směru X – spodní povrch – deska s pilotami (zdroj: autor)



2D vnitřní síly

Hodnoty: $m \cdot x$
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - STR/GEO - NP2
Extrém: Dílec
Výběr: S689, S690
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku síť
Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



Obr. č. 54 - Ohybový moment ve směru X – horní povrch – deska s pilotami (zdroj: autor)

Nejvyšší hodnoty svislých deformací se vyskytují na východní straně objektu tomu odpovídá i průběh kontaktních napětí. Získané hodnoty kontaktního napětí pod obvodovými stěny jsou nereálné, odpovídající chování tuhého základu s výskytem maximálních hodnot blížících se nekonečnu při okrajích konstrukce. Dle IGP výpočtová únosnost zemin v základové spáře je pro zeminu G5 250 kPa a pro zeminu R6 200 kPa. Obě hodnoty jsou vyšší než hodnoty získané z výpočetního modelu, vyjma nereálných hodnot při okraji konstrukce. Ohybové momenty odpovídají chování základových desek na pružném podloží a odpovídají získaným deformacím a kontaktnímu napětí. Návrh založení objektu je tak vyhovující.

Výpočet únosnosti pilot na základě 2. skupiny mezních stavů je ovlivněn více faktory. Výše uvedený výpočet předpokládá piloty zahroubené do stlačitelného podloží. Přenos zatížení tak probíhá převážně plášťovým třením. Únosnost na plášti piloty ovlivňuje technologie provádění, s tím souvisí drsnost povrchu piloty, průměr piloty a výše zmíněné regresní koeficienty (a, b). Jiný případ nastává jsou-li piloty opřeny o nestlačitelné podloží, např. skalní podklad třídy R1, R2. V těchto případech by zatížení mělo být přenášeno výhradně patou piloty, neboť sedání nutné k mobilizaci plášťového tření by mělo být velmi omezené (dané pouze deformací železobetonového dřívku piloty). O jejich únosnosti tak zpravidla rozhoduje zatížení betonového dřívku, které bývá často menší než únosnost horniny. Do výpočtu tak vstupuje modul pružnosti betonu.

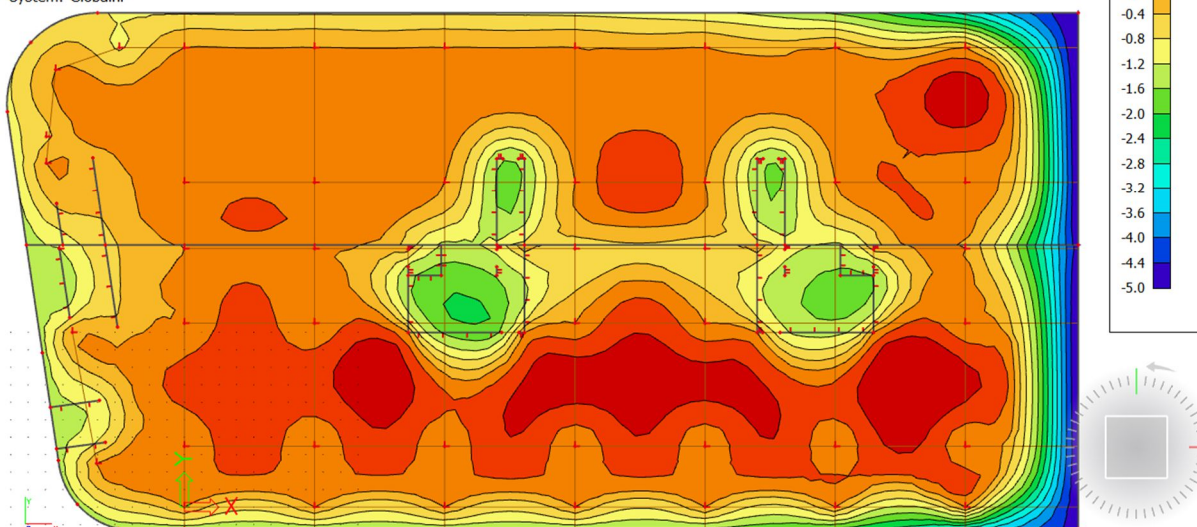
[3]



Pro komplexnější analýzu konstrukce jsou zde uvedeny vybrané výsledky (zbylé výsledky jsou uvedeny v příloze 6) zahrnující předpoklad opření pilot o nestlačitelné podloží. Jelikož se jedná o doplňující úlohu, není tento případ řešen podrobněji. Pružné podpory jsou zde nahrazeny tuhými (pouze svislý směr, ostatní okrajové podmínky zůstávají stejné – volné ve všech směrech).

2D přemístění

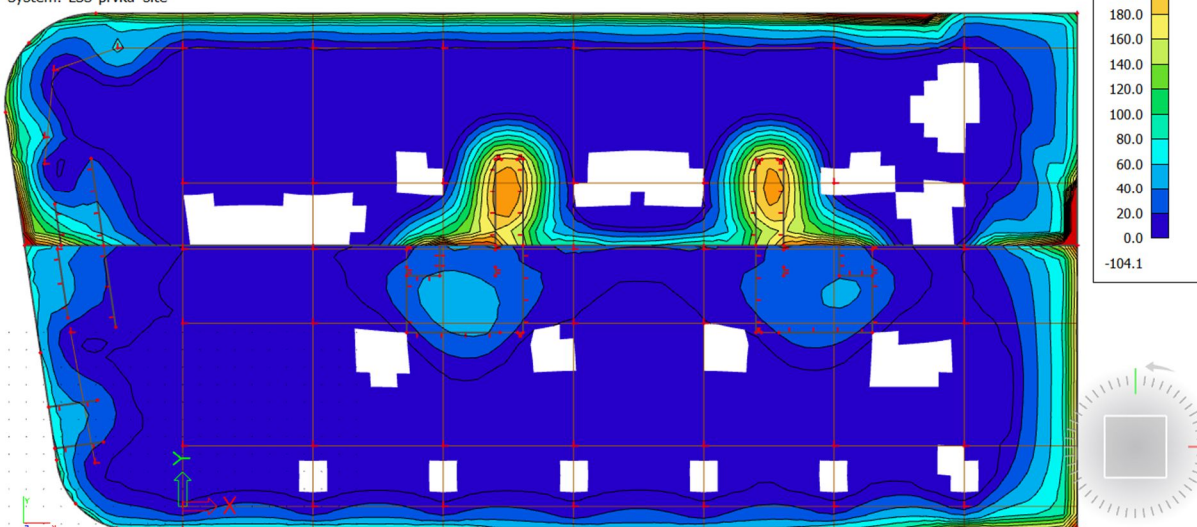
Hodnoty: u_z
Lineární výpočet
Kombinace: MSP - STR/GEO - NP2
Extrém: Sít'
Výběr: S689, S690
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: Globální



Obr. č. 55 - Svislá deformace základové desky – Soilin + tuhé podepření (zdroj: autor)

2D kontaktní napětí

Hodnoty: σ_z
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - STR/GEO - NP2
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku sítě

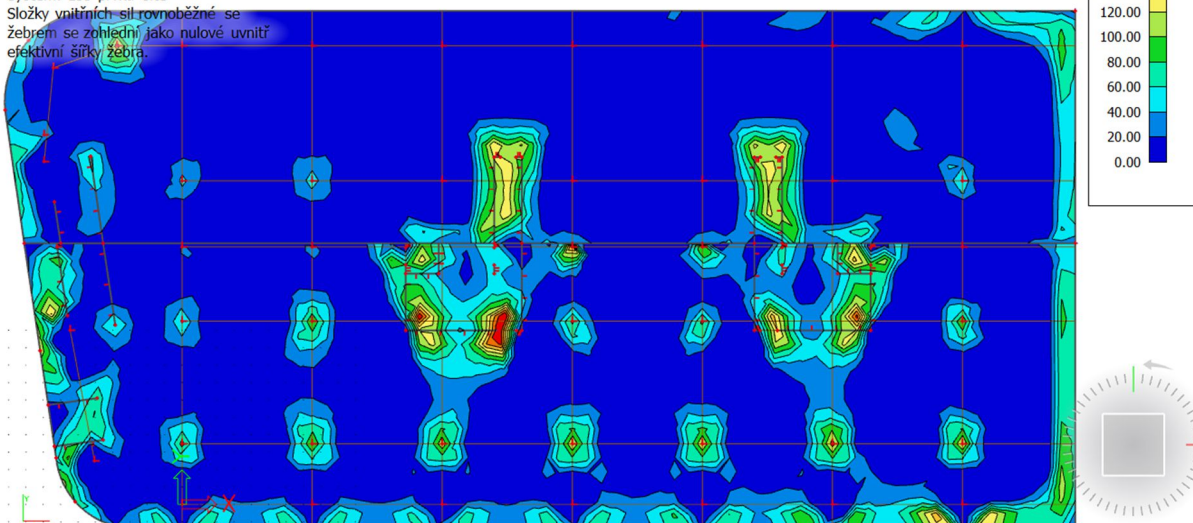


Obr. č. 56 - Kontaktní napětí základové desky – Soilin + tuhé podepření (zdroj: autor)



2D vnitřní síly

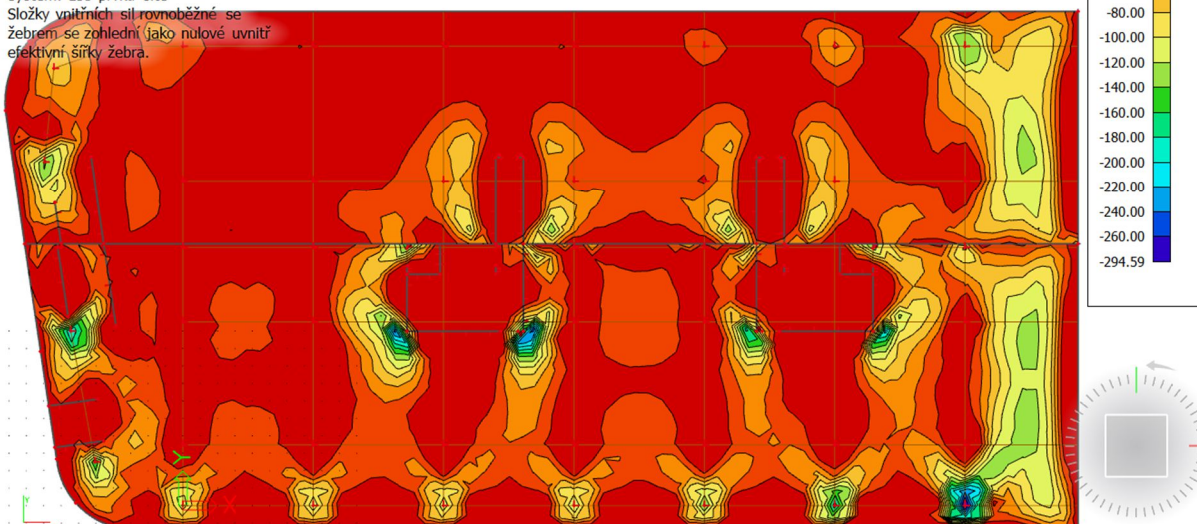
Hodnoty: m_x
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - STR/GEO - NP2
Extrém: Dílec
Výběr: S689, S690
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku sítě
Složky vnitřních sil rovnoběžné se
žebrem se zohlední jako nulové uvnitř
efektivní šířky žebra.



Obr. č. 57 - Ohybový moment ve směru X – spodní povrch – Soilin + tuhé podepření (zdroj: autor)

2D vnitřní síly

Hodnoty: m_x
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - STR/GEO - NP2
Extrém: Dílec
Výběr: S689, S690
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku sítě
Složky vnitřních sil rovnoběžné se
žebrem se zohlední jako nulové uvnitř
efektivní šířky žebra.



Obr. č. 58 - Ohybový moment ve směru X – horní povrch – Soilin + tuhé podepření (zdroj: autor)

Získané výsledky s předpokladem nestlačitelné vrstvy podloží se znatelně liší oproti případu, kdy předpokládáme zahloubení pilot do stlačitelného podloží. Deformace v určitých oblastech konstrukce se dostávají do kladných hodnot, to má za následek nulové hodnoty kontaktního napětí. Znatelně se mezi sebou liší i ohybové momenty, kde si lze povšimnout v určitých oblastech záporných hodnot v místě podpory při



horním povrchu a kladných hodnot v poli při spodním povrchu. Statické působení základové desky v určitých oblastech se tak spíše podobá statickému působení stropní konstrukce. Nutno zmínit, že nekonečně tuhá podpora prakticky neexistuje, správně by měla být stanovena tuhost pilot podobně jako v předchozím případě. Tuhosti pilot by byly několikanásobně vyšší než v předchozím případě. To by mělo určitý vliv na výsledky, i přes to se dá předpokládat, že výsledky by byly shodnější s řešením s tuhým podepřením. Na základě výše zmíněného faktu lze předpokládat vyztužení základové desky v obou směrech při obou površích. Předběžný návrh výztuže je uveden v příloze 3– Návrh základové desky.

4.3.3 Konstrukční zásady pro návrh bílých van a pilot

Diplomová práce se následující problematikou nezabývá podrobně, jsou zde shrnuty základní požadavky návrhu. Jelikož navrhovaná konstrukce se nachází pod hladinou podzemní vody, je důležité vycházet z následujících pravidel. V České republice neexistuje norma, která by specifikovala bílé vany.

Pro návrh těchto konstrukcí tedy lze použít TP ČBS 02 Bílé vany – Vodonepropustné betonové konstrukce [33]. Jedná se o překlad rakouské směrnice. Dále lze použít TP ČBS 04 – Vodonepropustné betonové konstrukce neboli překlad německé směrnice. Navrhovaná konstrukce je navržena dle pravidel rakouské směrnice, proto zde budou popsány základní principy návrhu dle této směrnice. Bílou vanou nelze vytvořit vodotěsnou konstrukci, jelikož beton je materiál obsahující mikrokapiláry a mikropóry, které vznikají v důsledku zpracování betonu. Na beton tak působí z jedné strany tlaky vody. Zde začíná docházet k transportu vody do betonu – (návodní strana). Oblast, kde je beton plně nasycen vodou se nazývá zavodněná oblast a dosahuje tloušťky 0-25 mm. Dále se voda šíří kapilárami tzv. kapilární oblast, jejíž tloušťka dosahuje maximálně cca. 70 mm. Na druhé straně konstrukce se nachází oblast vysychající. To je oblast, kde se voda do okolního prostoru uvolňuje difuzí vodních par a dosahuje tloušťky cca 80 mm. Mezi oblastmi vysychající a kapilární se nachází oblast jádrová. Vodotěsnou konstrukci lze vytvořit pouze za pomoci povlakových izolací tzv. černá vana.

4.3.3.1 Základní pravidla pro bílé vany dle TB ČBS 02

V první fázi návrhu je zapotřebí konstrukci zařadit do jedné ze tříd požadavků v závislosti na průsaku vody a využití vnitřního prostředí. K tomu má sloužit třídy A_s až A_4 , kde pro třídu A_s platí nejpřísnější požadavky.



Třída požadavků	Zkrácené označení	Popis povrchu betonu	Posouzení vlhkých míst	Přípustná vadná místa (vlhká místa, trhliny atd.) na povrchu betonu	Dodatečná opatření	Příklady použití	Konstrukce
A ₀ Zvláštní třída	Zcela suché	Žádná vizuálně patrná vlhká místa (tmavé zbarvení)			Stavebně fyzikální vyšetření a temperování/klimatizování prostoru je bezpodmínečně nutné	Sklady zboží, které je zvlášť citlivé na vlhkost	2)
A ₁	Z větší části suché	Vizuálně patrná jednotlivá vlhká místa (max. matné tmavé zbarvení)	Po plošném dotyku suchou rukou nejsou patrné žádné stopy po vodě	Na 1 ‰ povrchu sledované konstrukce mohou být vlhká místa. Proužky vody vysychají po max. 20 cm	Je nutné stavebně fyzikální vyšetření, v jehož důsledku může být potřebné temperování/klimatizace prostoru (např. při dlouhodobém pobytu lidí)	Dopravní stavby s vysokými požadavky, místnosti pobytu, sklady, domovní sklepy (skladovací prostory), domovní technické prostory se zvláštními požadavky	2), 3)

A ₂	Lehce vlhké	Vizuálně a dotykem patrná jednotlivá lesklá (vlhká) místa na povrchu	Není možné změřit množství odtékající vody. Po dotyku ruky jsou rozeznatelné stopy vody.	Je přípustné 1 ‰ vlhkých míst na celém povrchu betonového dílu. Jednotlivé proužky vody, které na povrchu betonu vysychají.	Ve zvláštních případech může být potřebné temperování/klimatizování	Garáže, prostory s domovní technikou (např. kotelny, kolektory), dopravní stavby	2), 3)
A ₃	Vlhké	Kapkovitý výskyt vody s tvorbou proužků vody	Množství odtékající vody lze měřit v záchytných nádobách	Pro stěny, podlahové desky a podzemní stěny platí: max. množství vody na jedno chybné místo, resp. běžným pracovní spáry podzemní stěny nesmí překročit 0,2 l/h, přičemž průnik vody na 1 m ² stěny smí být v průměru max. 0,01 l/h ¹⁾	Uvažovat s odvodňovacími opatřeními	Garáže (s dodatečnými opatřeními, např. odvodňovací žlaby) atd.	2), 3)
A ₄	Mokrě	Jednotlivá mokvající místa s výskytem vody, pro podlahové desky, stěny a podzemní stěny	Množství odtékající vody lze měřit v záchytných nádobách	Maximální množství vody na jedno vadné místo nesmí překročit 2 l/h, přičemž průnik vody na 1 m ² stěny nesmí v průměru překročit 1 l/h. ¹⁾	Uvažovat s odvodňovacími opatřeními	Vnější skořepina dvouplášťových konstrukcí	3)

¹⁾ Tento průměr se počítá jen z průniku vody z vnější smáčené plochy stěny mezi hladinou návrhového stavu vody a spodní hranou posuzované části konstrukce.

²⁾ Bílé vany ve smyslu této směrnice.

³⁾ Souvislé podzemní stěny podle ÖVBB-směrnice.

Tabulka 14 - Třídy požadavků na vodotěsnost vnějších stěn, základových desek a stropů (zdroj: [33])



Dále je potřeba stanovit třídu tlaku vody, dle ustálené hladiny podzemní vody. Tato hodnota je známa z inženýrskogeologického průzkumu.

Třída tlaku vody ¹⁾	Popis
W ₀	Tlak vody 0,0 až 1,0 m
W ₁	Tlak vody > 1,0 až 5,0 m
W ₂	Tlak vody > 5,0 až 10,0 m
W ₃	Tlak vody > 10,0 až 20,0 m
W ₄	Tlak vody > 20,0 m

¹⁾ Ke stanovení tříd tlaku vody je třeba uvažovat tlak vody v úrovni spodní hrany posuzované konstrukční části. Za horní úroveň je třeba vzít hladinu navrhovaného stavu vody. U vysokých stěn je přípustné odstupňování tříd tlaku vody.

Tabulka 15 - Třída tlaku vody (zdroj:[33])

Finální klasifikací vodonepropustné konstrukce je stanovení konstrukční třídy a třídy těsnícího pásu na základě dvou předchozích zatřídění. Zvolená třída konstrukce určuje následující požadavky: minimální tloušťka konstrukce, maximální šířka trhliny, maximální délka dilatačních a pracovních spár, minimální množství výztuže apod.

Konstrukční třída	Min. tloušťka stavebního dílu ^{1) 2)} [m]	Dimenzování na vynucenou namáhání	Dimenzování na zatížení	Normalizovaný beton	Další konstrukční požadavky
Kon _s zvláštní třída	≥ 0,45 ≥ 0,60 pro w ₂	viz Obr. 4/5	omezení šířky trhlin na ≤ 0,15 mm	BS 1	Max. délky konstrukčních částí ³⁾ : <ul style="list-style-type: none"> vzdál. dilatačních/dělicích spár: ≤ 15 m vzdál. pracovních spár ve stěnách: ≤ 10 m Je nezbytné zabudovat kluzné fólie pro separaci vnějšího a vnitřního pláště, eventuálně uvažovat o: <ul style="list-style-type: none"> předepnutí zdvojení těsnících pásů eliminaci skokových změn tloušťky/výšky konstrukce eliminaci překážek, které brání v pohybu konstrukce vůči okolnímu prostředí
Kon ₁	≥ 0,35 ≥ 0,60 pro w ₄	viz Obr. 4/6	omezení šířky trhlin na ≤ 0,20 mm	BS 1	Doporučené délky konstrukčních částí ³⁾ : <ul style="list-style-type: none"> vzdál. dilatačních/dělicích spár: 15 až 30 m vzdál. pracovních spár ve stěnách: ≤ 15 m Skokové změny tloušťky/výšky konstrukce nahradit náběhy se sklonem cca 30°. Doporučuje se vložení separačních fólií. Doporučuje se určit teplotní pole. Pokud je konstrukční část provedena jako součást spřaženého systému (s těsným zazubením do vnější stěny), má být max. délka konstrukční části ≤ 40 m.



Kon ₂	≥ 0,30	viz Obr. 4/7	omezení šířky trhlin na ≤ 0,25 mm ⁴⁾	BS 2	Doporučené délky konstrukčních částí ³⁾ : <ul style="list-style-type: none"> vzdál. dilatačních/dělicích spár: 30 až 60 m vzdál. pracovních spár ve stěnách: ≤ 15 m Těsný kontakt s okolním prostředím je přípustný, při změnách tvaru průřezu nebo tuhosti konstrukce je ale vhodné uvážit možnost jejího rozdělení na menší části. Skokové změny tloušťky/výšky konstrukce je vhodné eliminovat (náběhy se sklonem cca 30°, separací atd.). Doporučuje se určit teplotní pole.
------------------	--------	-----------------	--	------	---

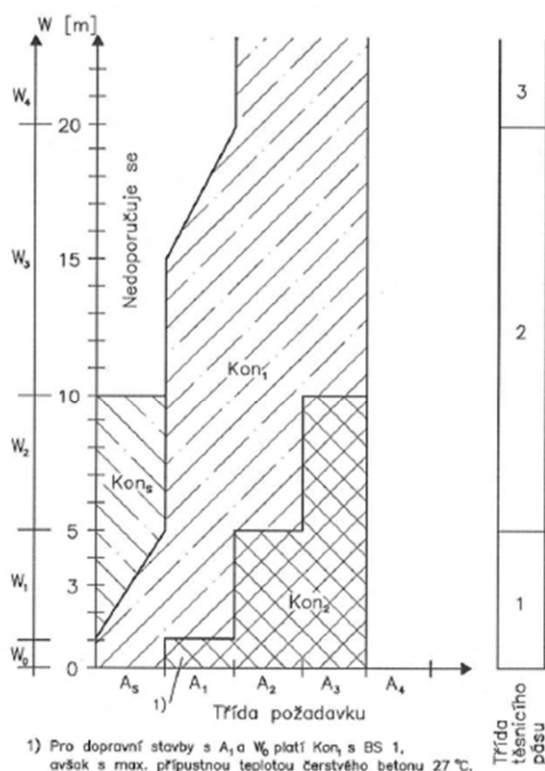
¹⁾ Bez zohlednění statických, výrobně-technických a konstrukčních požadavků (viz bod 4).

²⁾ w₁, w₂, ... = třídy tlaku vody podle Tab. 3/3

³⁾ Při zvláštních opatřeních (např. předepnutí, současném vybetonování základových desek a stěn) mohou být realizovány i větší délky konstrukčních částí.

⁴⁾ Šířka trhlin < 0,25 mm uvedená v Tab. 3/2 odpovídá podle ÖNORM A 6403 (zaokrouhlování čísel) až do hodnoty w = 0,249 mm hodnotě w ≤ 0,2 mm požadované ÖNORM B 4700 v bodě 4.2.1.(3).

Tabulka 16 - Konstrukční třídy pro bedněné železobetonové stavební díly (zdroj:[33])



Obr. č. 59 - Souvislost mezi třídou požadavku, tlaku vody a třídou těsnících pásů (zdroj:[33])

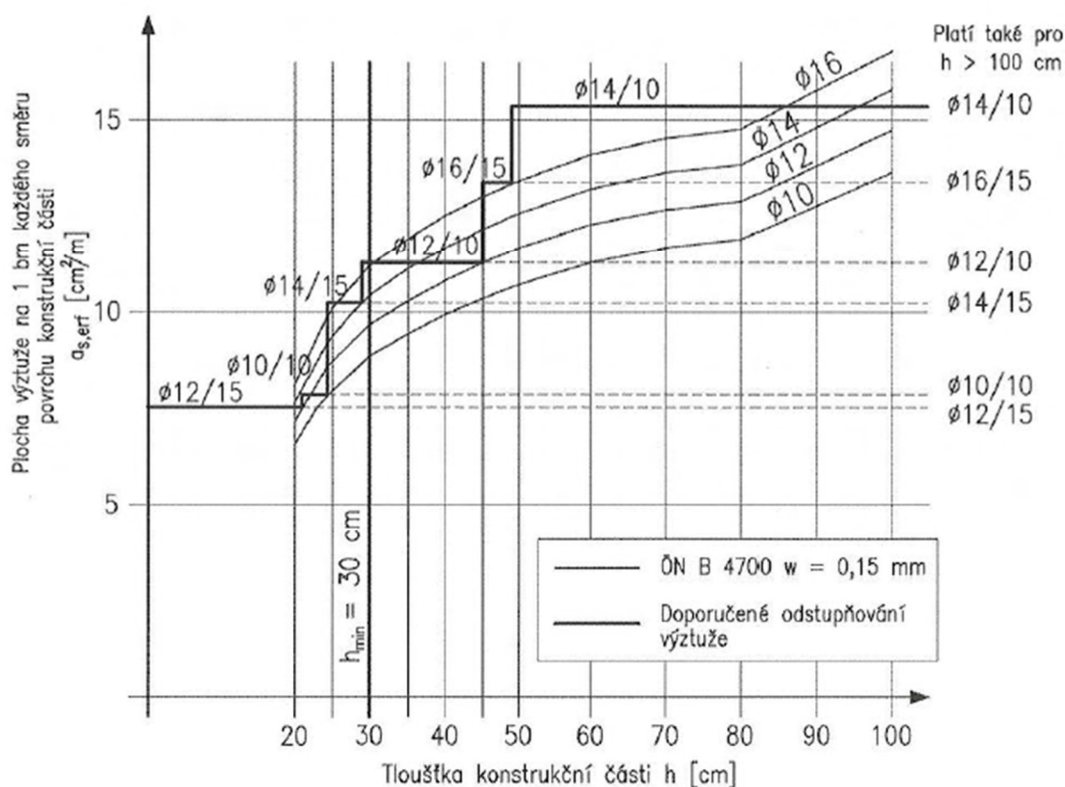
Na hydroizolačnost vodonepropustné konstrukce má zásadní vliv složení betonové směsi, zejména vodní součinitel. Čím je vodní součinitel vyšší, tím v konstrukci vzniká více pórů, které mají vliv na transport vody konstrukcí. Dále je důležité správné hutnění čerstvého betonu a následné ošetřování. Dostatečným ošetřováním betonu jsme schopni odsunout počátek smršťování (vysychání) do stadia, kdy je beton vyzrálejší. Dalším důležitým faktorem z hlediska hydroizolačnosti je správné provedení dilatačních



a pracovních spar. Veškeré navržené spáry musí mít funkci těsnění. Ve vodonepropustné konstrukci je velmi důležité omezení šířky trhliny. Na to má vliv především vyztužení konstrukce. To se řídí následujícími kritérii.

- Prokázáním únosnosti (MSÚ)
- Prokázáním použitelnosti (MSP) – omezením šířky trhlin při převažujícím vlivu zatížení
- Prokázáním použitelnosti (MSP) – omezením šířky trhlin při převažujícím vynuceném namáhání

Prokázání únosnosti MSÚ lze stanovit na základě platných norem, zatímco pro stav MSP – omezení šířky trhlin je potřeba přihlídnout k přísnějším požadavkům. Maximální povolenou šířku trhliny stanovuje třída konstrukce (kon_s ; kon_1 ; kon_2). Pro omezení trhlin od vynuceného namáhání lze navrhnout výztuž dle následujícího grafu (obr.č.60). Toto vynucené namáhání způsobuje především tahové napětí vzniklé při uvolňování hydratačního tepla.



Obr. č. 60 - Minimální výztuž na centrické vynucené namáhání (šířka trhliny $w_k=0,15$ mm, krytí $c=50$ mm) (zdroj:[33])

Posouzení šířky trhliny od zatížení se musí provést na rozhodující kombinace normálové síly a ohybu. Jsou-li účinky zatížení větší než mez vzniku trhlin, je potřeba



navrhnout výztuž pro omezení šířky trhlin. Pokud jsou účinky zatížení menší než mez vzniku trhlin, postačí návrh výztuže dle grafu uvedeném na obr. č. 60.

Takto podrobný návrh výztuže základové desky není součástí této práce. V příloze – návrh základové desky je proveden jen předběžný návrh výztuže na mezní stav únosnosti. Lze očekávat, že takto navržená výztuž by na účinky MSP nemusela vyhovět.

4.3.3.2 Základní pravidla pro provádění a návrh pilot

Následující odstavce se věnují shrnutí obecných pravidel týkajících se vrtaných pilot. Piloty ražené nejsou v této práci navrženy.

Vrty pro piloty se provádí technologií rotačně náběrového vrtání, popř. drapákového hloubení, které má své využití především v balvanitých zeminách. Nejčastěji používanými vrtnými nástroji jsou:

- Vrtný hrnec (šapa) - vhodný pro písčité a štěrkové zeminy a poloskalní horniny
- Vrtný šnek (spirál) - vhodný pro soudržné zeminy
- Vrtací koruna – vhodná pro provrtání vložek do skalních hornin
- Drapák – těžba balvanů
- Dláto - rozbíjení vrtných překážek

V případě, že stěny vrtu zůstanou po celou dobu stabilní není zapotřebí vrty pažit. K pažení se používají nejčastěji ocelové roury tl.8-12 mm, popř. spojovatelné ocelové pažnice tl.40 mm používané zejména při přípravě vrtu pro převrtávané pilotové stěny.

Po provedení vrtu je zapotřebí vrt „dočistit“. To se provádí nejčastěji pomocí čistící šapy s rovným dnem. Odstávka mezi dovrtním a zahájením betonáže by měla být co nejkratší. [3] Armokoš pilot se skládá z podélné a příčné výztuže. Konstrukční zásady vyztužení pilot udává následující tabulka.

Jmenovitá průřezová plocha dříku piloty: AC	Plocha podélné výztuže: AS
$AC \leq 0,5 \text{ m}^2$	$AS \geq 0,5\% AC$
$0,5 \text{ m}^2 < AC \leq 1,0 \text{ m}^2$	$AS \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$AC > 1,0 \text{ m}^2$	$AS \geq 0,25\% AC$

Tabulka 17 - Minimální vyztužení železobetonových pilot (zdroj: [3])

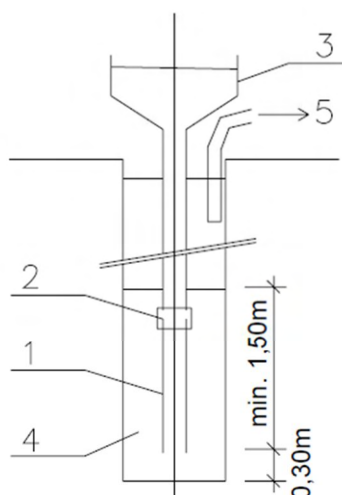


Pravoúhlé a kruhové třmínky a spirála	$\geq 6 \text{ mm}$ a $\geq \frac{1}{4}$ největšího průměru podélné výztuže
Výztužné sítě použité jako příčná výztuž	$\geq 5 \text{ mm}$

Tabulka 18 - Doporučený průměr příčné výztuže (zdroj:[3])

Piloty lze navrhovat i pouze z prostého betonu, a to v případech, že jsou namáhané pouze tlakem a nenachází se v zeminách náchylných ke ztrátě stability. [3]

Základním požadavkem na beton pro betonáž pilot je především jeho zpracovatelnost, odolnost proti rozměšování, schopnost samozhutnění. Přesné parametry složení betonové směsi udává norma ČSN EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti výroba a shoda. Volba způsobu betonáže závisí také na tom, zda se betonuje do suchého nebo mokrého vrtu. V případě suchého vrtu lze využít usměrňovací betonážní rouru s násypkou umístěnou ve středu vrtu. Proud betonu tak nebude v kontaktu s výztuží a stěnami vrtu. V případě provádění betonáže do mokrého vrtu lze betonovat pomocí sypákové roury, která zabrání kontaktu vody a betonové směsi. [3]



Obr.3.14 Betonáž vrtané piloty pomocí sypákové roury: 1-sypáková roura, 2-vodotěsný spoj sypákové roury, 3-násypka, 4-beton v pilotě, 5-čerpání vody (pažící suspenze)

Obr. č. 61 - Sypáková roura (zdroj: [3])

Součástí betonáže je i vytahování pažnic z vrtu. V důsledku zaplňování prostoru po pažnicích může dojít k následnému poklesnutí piloty. Piloty je tak zapotřebí



přebetonovat, aby nedošlo k poklesu hlavy piloty pod projektovanou výšku. Po dokončení betonáže a vytažení pažnic z vrtu lze přečuhující beton (nad projektovanou úrovní) odbourat. [3]



5 Závěr

Cílem diplomové práce bylo v první řadě vyhodnocení inženýrskogeologického průzkumu s ohledem na výsledky laboratorních zkoušek. Na základě získaných informací z IGP navrhnout zajištění stavební jámy objektu, který je umístěn na stavebním pozemku, k němuž přiléhají 2 frekventované pozemní komunikace (Vrchlického, Prachnerova), ulice Hlaváčkova, sloužící spíše jako příjezdová cesta na hlavní pozemní komunikace. Východní část stavební jámy navíc sousedí se dvěma stávajícími stavebními objekty, jejichž základová spára se nachází nad úrovní dna stavební jámy. Dalším úkolem práce bylo navrhnout základovou konstrukci, především zabývat se interakcí podloží se spodní stavbou a navrhnout tak základovou konstrukci s ohledem na vnitřní síly.

Pro návrh geotechnických konstrukcí bylo využito pět geologických vrtů z důvodu proměnlivého podloží. Přítomnost hladiny podzemní vody do značné míry ovlivnila finální výběr technologie pažící konstrukce. V případě použití hloubkového odvodnění v okolí stavební jámy by mohlo dojít k nežádoucím deformacím stávajících objektů vlivem poklesu HPV pod stávající základovou spárou. Návrh pažících konstrukcí byl proveden pomocí programu GEO 5 – Pažení posudek od společnosti FINE metodou závislých tlaků. Pažící konstrukce přiléhající k pozemním komunikacím jsou navrženy z převrtávaných pilot, a jsou kotveny dočasnými pramencovými kotvami. Výška pažící konstrukce severní strany (ulice Hlaváčkova) dosahuje 12–13 m. Sekundární piloty jsou vetknuty cca 5,5 m pod dno stavební jámy. Proměnnost výšky konstrukce je dána mírným sklonem původního terénu pozemku. Podrobně zpracovaný výpočet jednotlivých geologických řezů charakterizující tuto stěnu (V1, V2, V5) je uveden v příloze 1 (Pažení posudek – převrtávaná pilotová stěna). Výška pažící konstrukce stěny přiléhající k ulici Prachnerova dosahuje výšky 13 m. Sekundární piloty jsou vetknuty cca 4,5 – 5,5 m pod dno stavební jámy. Podrobně zpracovaný výpočet jednotlivých geologických řezů charakterizující tuto stěnu (V1, V3) je uveden v příloze 1 (Pažení posudek – převrtávaná pilotová stěna). Proměnnost výšky stěny je opět dána sklonem původního terénu pozemku a odskokem základové spáry objektu. Výška pažící konstrukce stěny přiléhající k ulici Vrchlického dosahuje 12–13 m. Sekundární piloty jsou vetknuty cca 4,5 m pod dno stavební jámy. Podrobně zpracovaný výpočet jednotlivých geologických řezů charakterizující tuto stěnu (V3, V4) je uveden v příloze 1 (Pažení posudek – převrtávaná pilotová stěna). Základy stávajících objektů přiléhajících ke stavební jámě bylo zapotřebí podchytit sloupy tryskové injektáže. Byly tak navrženy 2 řady sloupů tryskové injektáže o průměru 900 mm v osových vzdálenostech 750 mm. Odklon od svislice první řady sloupů je 5° a druhé řady 15°.



První řada sloupů je vyztužena ocelovou výztužnou trubkou TR 168/16, a je kotvena dočasnými pramencovými kotvami přes kotevní zapuštěné převázky typu VL 601. Podrobně zpracovaný výpočet této stěny je uveden v příloze 2 (Pažení posudek – trysková injektáž). Při výpočtu pažících konstrukcí byl použit návrhový přístup NP3 – redukce zatížení STR a současně redukce materiálu (charakteristika zemin) – GEO. Zásadní vliv na výpočet má i způsob výpočtu modulu reakce podloží. Výpočet modulu reakce podloží byl proveden pomocí automatické iterace. Použitím výše zmíněného nastavení byly získány výsledky, odpovídající reálnému chování konstrukce.

Výpočetní model objektu byl vytvořen v programu Scia Engineer 20.1. Interakce spodní stavby s podložím byla řešena pomocí iteračního modulu SOILIN. Princip výpočtu spočívá v nalezení parametrů přetvárnosti C, na základě kterých lze získat kontaktní napětí a svislé deformace podloží pod zadanou konstrukcí. V první fázi řešení problému byla navržena samostatná základová deska tl. 1000 mm. Deformace základové desky dosahovala neakceptovatelných hodnot. Následné zvýšení tloušťky desky by vedlo k velmi neekonomickému návrhu. Základová deska tak byla doplněna pilotami, které byly ve výpočetním modelu zohledněny jako pružné podpory. Tuhosti pružných podpor byly získány pomocí mezní zatěžovací křivky z pracovního diagramu příslušných pilot odpovídající potřebné síle pro vyvození 10 mm svislé deformace piloty. Tloušťka základové desky byla tak snížena z původních 1000 mm na 400 mm. Oblasti pod sloupy a schodišťovými jádry byly lokálně zesíleny na 800 mm, aby vyhověly účinkům protlačení. Navržené piloty mají průměr 0,88 m a dosahují délek 9 m, 12 m a 15 m. (v závislosti na působícím zatížení). Vzhledem k přítomnosti podzemní vody byl ověřen mezní stav UPL, a následně vyloučen možný tah v pilotách, za podmínek lokálního odčerpávání vody alespoň po dobu, než budou vystavěny alespoň dvě nadzemní podlaží objektu.

Výše uvedený výpočet předpokládá zahloubení pilot do stlačitelného podloží. Pro komplexnější analýzu řešení interakce spodní stavby s podložím byl zahrnut předpoklad, že paty pilot jsou opřeny o nestlačitelné podloží. Pružné podpory byly tak nahrazeny tuhými (pouze svislý směr). Rozdíl v chování je z výsledků velmi patrný. Statické působení základové desky se více podobá chování stropních konstrukcí (charakter ohybových momentů, způsob protlačení). Ověření protlačení základové desky a předběžný návrh ohybové výztuže není pro tento stav řešen. Příklad vystihuje pouze skutečnost, jak změna podloží může ovlivnit vnitřní síly na základové konstrukci.

Závěrečná diplomová práce by přinesla mnoho poznatků z hlediska navrhování geotechnických konstrukcí v závislosti na inženýrskogeologickém průzkumu. Zejména vhodný výběr pažící konstrukce, který byl přímo podmíněn místním hydrogeologickým



podmínkám. Velký přínos pro mě mělo i samotné založení objektu provedeno na méně únosném, relativně stlačitelném podloží s přítomností podzemní vody. Zvláště u složitých objektů může mít interakce podloží se spodní stavbou objektu nepatrný vliv na vnitřní síly nosných konstrukcí horní stavby. Je proto zapotřebí tuto problematiku nepodceňovat, a předejít tak možným problémům v podobě nákladných rekonstrukcí.



Seznam obrázků

Obr. č. 1 - Konstrukční schéma 2PP objektu (zdroj: autor)	11
Obr. č. 2 - Umístění pozemku (zdroj: [16]).....	12
Obr. č. 3 - Situace provedených vrtů a geologických řezů (zdroj: [1])	13
Obr. č. 4 - Geologický řez 1-1 (zdroj: [1])	18
Obr. č. 5 - Geologický řez 2-2 (zdroj: [1])	19
Obr. č. 6 - Geologický řez 3-3 (zdroj: [1])	19
Obr. č. 7 - Mikrozáporové pažení (zdroj: [4])	23
Obr. č. 8 - Záporové pažení (zdroj: [17]).....	24
Obr. č. 9 - Vodící šablona pro převrtávané pilotové stěny (zdroj: [3])	26
Obr. č. 10 - Převrtávaná pilotová stěna (zdroj: [7]).....	26
Obr. č. 11 - Podzemní stěna – Brno Hybešova – (zdroj: [18]).....	28
Obr. č. 12 - Štětovnicová stěna – zakládání mostu přes řeku Váh (zdroj: [19])	29
Obr. č. 13 - Podchycení základů stávajícího objektu pomocí pilířů z tryskové injektáže – hotel Praha (zdroj: [4])	32
Obr. č. 14 - Schéma navrhovaných pažících konstrukcí objektu Vrchlického 1175 (zdroj: autor)	34
Obr. č. 15 - Závislost velikosti napětí při zemním tlaku na deformaci (zdroj: [3])	35
Obr. č. 16 - MZT – konstrukce zatížena zemním tlakem v klidu ($w=0$) (zdroj: [11])	36
Obr. č. 17 - MZT – Schéma konstrukce během iterací (zdroj: [11])	36
Obr. č. 18 - Schéma výpočtu pro stěnu v patě vetknutou – pažení návrh (zdroj: [14])	37
Obr. č. 19 - Schéma výpočtu pro stěnu v patě vetknutou – pažení návrh (zdroj: [14])	37
Obr. č. 20 - Schéma výpočtu pro stěnu v patě volně uloženou (zdroj: [15]).....	37
Obr. č. 21 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 1 – hloubení 3,5 m (zdroj: autor).....	39
Obr. č. 22 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 2 – osazení kotev (zdroj: autor)	39
Obr. č. 23 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 3 – hloubení 6,5 m (zdroj: autor)	40
Obr. č. 24 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 4 – osazení kotev (zdroj: autor)	40
Obr. č. 25 - Převrtávaná pilotová stěna – fáze 5 – dotěžení na dno stavební jámy (zdroj: autor)	41
Obr. č. 26 - Posouzení průřezu piloty (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)	42
Obr. č. 27 - Vstupní parametry kotev (1.řada – vrt 3) a výpočet únosnosti na přetržení kotvy (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)	43
Obr. č. 28 - Výpočet únosnosti na vytržení ze zeminy a vytržení ze zálivky a celkové posouzení kotev (1.řada kotev – vrt 3) (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)	44
Obr. č. 29 - Schéma výpočtu vnitřní stability konstrukce (zdroj: [24])	45



Obr. č. 30 - Schéma výpočtu vnější stability svahu s předpokladem kruhové smykové plochy (zdroj: [26]).....	46
Obr. č. 31 - Princip posouzení metodou „stupně bezpečnosti“ (zdroj:[26])	46
Obr. č. 32 - Smyková kruhová plocha (zdroj: autor).....	47
Obr. č. 33 - Pracovní schéma tryskové injektáže (zdroj: autor)	49
Obr. č. 34 - Trysková injektáž – fáze 1 – hloubení 1,5 m (zdroj: autor).....	50
Obr. č. 35 - Trysková injektáž – fáze 2 – osazení kotev (zdroj: autor)	51
Obr. č. 36 - Trysková injektáž – fáze 3 – hloubení 4 m. (zdroj: autor)	51
Obr. č. 37 - Trysková injektáž – fáze 4 – osazení kotev (zdroj: autor)	52
Obr. č. 38 - Trysková injektáž – fáze 5 – dotěžení na dno stavební jámy	52
Obr. č. 39 - Trysková injektáž (vrt 4) – posouzení ocelového průřezu (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)	53
Obr. č. 40 - Trysková injektáž – schéma převázky (zdroj: autor)	54
Obr. č. 41 - Trysková injektáž – posouzení převázky VL 601 (zdroj: autor)	54
Obr. č. 42 - Trysková injektáž – Vstupní parametry kotev 21.řada – vrt 4) a výpočet únosnosti na přetržení kotvy (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor)	55
Obr. č. 43 - Trysková injektáž – Výpočet únosnosti na vytržení ze zeminy a vytržení ze zálivky a celkové posouzení kotev (1.řada kotev – vrt 3) (provedeno v softwaru Mathcad) (zdroj: autor).....	56
Obr. č. 44 - Trysková injektáž – Smyková kruhová plocha (zdroj: autor)	57
Obr. č. 45 - 3D model nosné konstrukce objektu (zdroj: autor)	59
Obr. č. 46 - Diagram iteračního cyklu (zdroj: [30])	63
Obr. č. 47 – Svislá deformace desky (zdroj: autor)	65
Obr. č. 48 - Kontaktní napětí – deska bez pilot (zdroj: autor)	65
Obr. č. 49 - Ohybový moment ve směru X – spodní povrch – deska bez pilot (zdroj: autor)	66
Obr. č. 50 - Mezní zatěžovací křivka – pilota pod sloupem B1 – krok 1 – (zdroj: autor)	68
Obr. č. 51 - Svislá deformace základové desky s pilotami (zdroj: autor)	69
Obr. č. 52 - Kontaktní napětí základové desky s pilotami – (zdroj: autor)	70
Obr. č. 53 - Ohybový moment ve směru X – spodní povrch – deska s pilotami (zdroj: autor)	70
Obr. č. 54 - Ohybový moment ve směru X – horní povrch – deska s pilotami (zdroj: autor)	71
Obr. č. 55 - Svislá deformace základové desky – Soilin + tuhé podepření (zdroj: autor)	72



Obr. č. 56 - Kontaktní napětí základové desky – Soilin + tuhé podepření (zdroj: autor)	72
Obr. č. 57 - Ohybový moment ve směru X – spodní povrch – Soilin + tuhé podepření (zdroj: autor)	73
Obr. č. 58 - Ohybový moment ve směru X – horní povrch – Soilin + tuhé podepření (zdroj: autor)	73
Obr. č. 59 - Souvislost mezi třídou požadavku, tlaku vody a třídou těsnících pásů (zdroj:[33])	77
Obr. č. 60 - Minimální výztuž na centrické vynucené namáhání (šířka trhliny $w_k=0,15$ mm, krytí $c=50$ mm) (zdroj:[33])	78
Obr. č. 61 - Sypáková roura (zdroj: [3])	80

Seznam tabulek

Tabulka 1 - Parametry zastižených zemin (GT1-GT2) (zdroj: [1])	15
Tabulka 2 - Parametry zastižených zemin (GT3-GT4) (zdroj: [1])	16
Tabulka 3 - Parametry zastižených zemin (GT5-GT6) (zdroj: [1])	16
Tabulka 4 - Parametry zastižených zemin (GT7-GT8) (zdroj: [1])	17
Tabulka 5 - Parametry zastižených zemin (GT9-GT10) (zdroj: [1])	17
Tabulka 6 - Přibližný rozsah parametrů TI pro různé systémy (zdroj: [8])	30
Tabulka 7 - Doporučené parametry injektáže a údaje pro výpočet kotev (zdroj: [22])	43
Tabulka 8 - Přítížení od stávajícího objektu Vrchlického 96 (zdroj: autor)	48
Tabulka 9 - Přítížení od stávajícího objektu Hlaváčkova 123 (zdroj: autor)	48
Tabulka 10 - Regresní parametry únosnosti (zdroj: [32])	67
Tabulka 11 - Sečnový modul deformace E_s pro zeminy poloskalní (zdroj: [32])	67
Tabulka 12 - Sečnový modul deformace E_s pro zeminy hrubozrnné (zdroj: [32])	67
Tabulka 13 - Sečnový modul deformace E_s pro zeminy jemnozrnné (zdroj: [32])	68
Tabulka 14 - Třídy požadavků na vodotěsnost vnějších stěn, základových desek a stropů (zdroj:	75
Tabulka 15 - Třída tlaku vody (zdroj:	76
Tabulka 16 - Konstrukční třídy pro bedněné železobetonové stavební díly (zdroj:	77
Tabulka 17 - Minimální vyztužení železobetonových pilot (zdroj: [3])	79
Tabulka 18 - Doporučený průměr příčné výztuže (zdroj:[3])	80



Seznam použitých zdrojů:

- [1] Inženýrskohydrogeologický průzkum základové půdy, GaIG – RNDr. Jitka Dvořáková, Praha, duben 2008
- [2] Index of /aitom/podklady/online-zakladani. *Úvod - k122 - Katedra technologie staveb* [online]. Copyright © [cit. 29.12.2021]. Dostupné z: <http://technologie.fsv.cvut.cz/aitom/podklady/online-zakladani/>
- [3] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 1*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05837-4.
- [4] Zakládání staveb, a. s. - Technologie. [online]. Copyright © 2021 [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.zakladani.cz/cs/vyrobni-program/technologie>
- [5] Záporové pažení, tzv. berlínské stěny. *LENAKO s.r.o. - Speciální zakládání staveb* [online]. Dostupné z: <https://lenako.cz/zaporove-pazeni-berlinske-steny>
- [6] *Prodej hutního materiálu v Brně | FeroStal.cz* [online]. Copyright © 2021 By [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.ferostal.cz/stetovnice>
- [7] Pažení stavebních jam | Kospers a.s.. *Kospers a.s. | Specialista na zakládání staveb* [online]. Copyright © 2015 Kospers a.s. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <http://kospers.cz/technologie/pazeni-stavebnich-jam/>
- [8] Navrhování konstrukcí z tryskové injektáže [online] Copyright © [cit. 29.12.2021]. Dostupné z: <https://www.stavba.tzb-info.cz/zaklady/20239-navrhovani-konstrukci-z-tryskove-injektaze>
- [9] Speciální zakládání staveb – injektáže – PDF Free Download [online]. Copyright © [cit. 29.12.2021]. Dostupné z: <http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2020/03/injektaze-zs-02.pdf>
- [10] Navrhování pažených stavebních jam – PDF Free Download. [online]. Copyright © DocPlayer.cz [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://docplayer.cz/23866418-3-navrhovani-pazeny-ch-stavebnich-jam.html>
- [11] Metoda závislých tlaků | Pažení posudek | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky | Fine* [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/metoda-zavislych-tlaku-01/>
- [12] Stanovení modulu reakce podloží | Pažení posudek | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky | Fine* [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/stanoveni-modulu-reakce-podlozi/>



- [13] Pažení posudek | Pažící konstrukce | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky* | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pazeni-posudek-01/>
- [14] Výpočet kotvené stěny v patě vetknuté | Pažení návrh | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky* | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/vypocet-kotvene-steny-v-pate-vetknute-01/>
- [15] Výpočet kotvené stěny v patě volně uložené | Pažení návrh | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky* | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/vypocet-kotvene-steny-v-pate-volne-ulozene-01/>
- [16] Marushka - Mapový aplikační server[online]. Dostupné z: <https://sqi-nahlizenidokn.cuzk.cz/marushka/default.aspx?themeid=3&&MarQueryId=6D2BCEB5&MarQParam0=728764&MarQParamCount=1&MarWindowName=Marushka>
- [17] Pažící konstrukce - Čeněk a Ježek.cz. *Hlavní stránka – Čeněk a Ježek.cz* [online]. Copyright © Bananos.cz [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://cenekajezek.cz/portfolio/pazici-konstrukce/>
- [18] Brno, Hybešova: obchodní dům, 2009 | Fundos spol. s r.o.. *Úvod* | *Fundos spol. s r.o.* [online]. Dostupné z: <http://www.fundos.cz/referencni-akce/brno-hybesova-obchodni-dum-2009.html>
- [19] Realizace štětovnicových stěn pomocí technologie MOVAX | *Stavebniserver.com*. *Stavebniserver.com - Stavební zpravodajský portál* [online]. Copyright © 2009 [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.stavebniserver.com/zpravodajstvi/stavby/realizace-stetovnicovych-sten-pomoci-technologie-movax/>
- [20] Kotvy a injektáže – PDF Free Download [online]. Copyright © [cit. 29.12.2021] Dostupné z: <http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2020/03/kotvy-a-injektaze.pdf>
- [21] KLEIN, Karol a Peter MIŠOVE. Únosnosť koreňa injektovanej kotvy v hornine. *Inženýrské Stavby*. Bratislava: Vydavateľství technické a ekonomické literatury Alfa, 1986. 34(5), 251 - 255.
- [22] Inženýrské manuály | Vzdělávání | Fine. *Stavební software pro statiky a geotechniky* | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 29.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/inzenyrske-manualy/>
- [23] Modul reakce podloží určený iterací | Stanovení modulu reakce podloží | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky* | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/modul-reakce-podlozi-urceny-iteraci-01/>
- [24] Posouzení vnitřní stability konstrukce | Pažení posudek | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky* | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s



- r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/posouzeni-vnitni-stability-konstrukce-01/>
- [25] Bishop | Kruhová smyková plocha | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky* | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/bishop-01/>
- [26] Výpočet podle stupně bezpečnosti | Metodika posouzení | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky* | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/vypocet-podle-stupne-bezpecnosti-01/>
- [27] Konstrukce z tryskové injektáže – PDF Free Download [online]. Copyright © [cit. 29.12.2021]. Dostupné z: http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2020/04/pazeni_3_text.pdf
- [28] Tlak v klidu | Zemní tlaky | GEO5 | Online nápověda. *Stavební software pro statiky a geotechniky* | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 25.12.2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/tlak-v-klidu-01/>
- [29] ČSN EN 1997-1: Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla. Praha: Český normalizační institut, 2006, 128 s. Třídící znak 73 1000
- [30] Scia Engineer - Soilin – kalkulace C parametrů [online]. Copyright © [cit. 29.12.2021]. Dostupné z: <https://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/foundations/%5bcz%5dtopic%20training%20-%20soilin%202011.pdf>
- [31] Interakce s podložím Soil-in [online] Copyright © [cit. 29.12.2021]. Dostupné z: https://resources.scia.net/cs/factsheets/foundations/analyzer_soilinteraction.htm
- [32] ČSN 73 1004: Navrhování geotechnických konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody. Praha: Český normalizační institut, 2020, 64 s.
- [33] *Bílé vany: vodotěsné betonové konstrukce*. 2., upr. vyd. Praha: ČBS Servis, 2007. Technická pravidla ČBS. ISBN 978-80-87158-03-6.



Seznam příloh

Příloha 1: Pažení posudek – převrtávaná pilotová stěna

Příloha 2: Pažení posudek – trysková injektáž

Příloha 3: Návrh základové desky

Příloha 4: Scia Engineer – výsledky výpočtu – základová deska tl. 1000 mm
(bez pilot)

Příloha 5: Scia Engineer – výsledky výpočtu – deska tl. 400 mm + piloty
(pružné podpory)

Příloha 6: Scia Engineer – výsledky výpočtu – deska tl. 400 mm + piloty (tuhé
podpory)

Příloha 7: Posouzení vybraných pilot

Výkresová část:

Výkres č.1 – Výkres tvaru základové desky (M 1:50)

Výkres č.2 – Pilotový plán (M 1:100)

Výkres č.3 – Stavební jáma – půdorys, řezy (M 1:100, M 1:50)