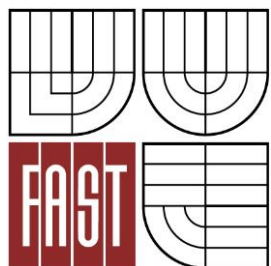


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

NÁVRH ZALOŽENÍ POLYFUNKČNÍHO DOMU V BRNĚ

FUNDATION DESIGN OF MULTI-FUNCTIONAL BUILDING IN BRNO

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. JAN POSPÍŠIL

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. VĚRA GLISNÍKOVÁ, CSc.

BRNO 2014



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

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

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Jan Pospíšil
Název	Návrh založení polyfunkčního domu v Brně
Vedoucí diplomové práce	Ing. Věra Glisníková, CSc.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2014
Datum odevzdání diplomové práce	16. 1. 2015
V Brně dne 31. 3. 2014	

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

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Podklady budou předány vedoucí diplomové práce samostatně.

Literatura:

Turček, P. a kol.: Zakládání staveb, Jaga, Bratislava, 2005

Masopust, J.: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, Praha, 1994

Masopust, J.: Speciální zakládání staveb - 1. díl, AN CERM, s.r.o., Brno, 2004

Masopust, J.: Speciální zakládání staveb - 2. díl, AN CERM, s.r.o., 2006

Reese, L.C. et al: Analysis and design of shallow and deep foundations, J. Wiley & sons, USA, 2006

Zásady pro vypracování

Úkolem diplomové práce je navrhnout zajištění stavební jámy a v ní založení polyfunkčního objektu na ulici Smetanova 19 v Brně. Při vypracování DP vycházejte ze zadaných podkladů, pokynů vedoucího diplomové práce a další relevantní odborné literatury.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....
Ing. Věra Glisníková, CSc.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Cílem práce je navrhnout a posoudit vhodné zajištění stavební jámy a v ní založení polyfunkčního domu na ulici Smetanova 19 v Brně. Součástí práce je také popsání technologického postupu provádění navržených konstrukcí a vyhotovení příslušné projektové dokumentace.

Klíčová slova

záporové pažení, piloty, pilotová stěna, stavební jáma, geotechnika, geologie, statický výpočet

Abstrakt

The objective of thesis is to design and evaluate suitable foundation pit and in the establishment of multi-functional building on the street Smetanova 19 in Brno. The part of this thesis is also to describe the technological process of implementing the designed constructions and the preparation of relevant design documentation.

Keywords

rider bracing, piles, pile wall, foundation pit, geotechnics, geology, static calculation

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Jan Pospíšil *Návrh založení polyfunkčního domu v Brně*. Brno, 2015. 89 s., 11 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky.
Vedoucí práce Ing. Věra Glisníková, CSc.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 16. 1. 2015

.....
podpis autora
Bc. Jan Pospíšil

Poděkování

Rád bych poděkoval své rodině za mnohaletou podporu při studiích, pracovníkům firmy KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o. za poskytnuté materiály a vedoucí diplomové práce paní Ing. Věře Glisníkové, CSc. za vstřícný přístup a odborné konzultace.

OBSAH

1	ÚVOD	11
2	CHARAKTERISTIKA OBJEKTU A JEHO OKOLÍ	12
2.1	Poloha a popis plánovaného objektu	12
2.2	Okolí staveniště	13
3	INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY	15
3.1	Geomorfologické poměry	15
3.2	Geologické poměry	15
3.2.1	Vrtná prozkoumanost	15
3.2.2	Geologická stavba širšího okolí	17
3.3	Hydrogeologické poměry	18
3.4	Zatřídění zemin a jejich geomechanické charakteristiky	19
4	PAŽENÍ STAVEBNÍ JÁMY	22
4.1	Dispozice stavební jámy	22
4.2	Teorie k výpočtu	23
4.2.1	Tlak na podzemní stěny	23
4.2.2	Metoda závislých tlaků	25
4.2.3	Modul reakce podloží	27
4.2.4	Koeficient redukce pod dnem stavební jámy	28
4.3	Statický výpočet	29
4.3.1	Nastavení výpočtu pažících stěn Z1, Z2, Z3, P1, P2	29
4.3.2	Záporové pažení Z1	29
4.3.2.1	Fáze budování	30
4.3.2.2	Vnitřní síly, síly v kotvách a tlaky působící na konstrukci Z1	32
4.3.2.3	Deformace stěny Z1	33
4.3.2.4	Vnitřní stabilita kotev	35
4.3.2.5	Vnější stabilita konstrukce Z1	35
4.3.2.6	Návrh a posouzení dílčích částí záporového pažení Z1	36
4.3.3	Záporové pažení Z2	40
4.3.4	Záporové pažení Z3	41
4.3.4.1	Fáze budování	42

4.3.4.2	Vnitřní síly, síla v kotvě a tlaky působící na konstrukci Z3	43
4.3.4.3	Deformace stěny Z3.....	44
4.3.4.4	Vnitřní stabilita kotev	45
4.3.4.5	Vnější stabilita konstrukce Z3	45
4.3.4.6	Návrh a posouzení dílčích částí záporového pažení Z3	46
4.3.5	Pilotová stěna P1	49
4.3.5.1	Fáze budování.....	50
4.3.5.2	Vnitřní síly a deformace na konstrukci P1, síla v kotvě.....	50
4.3.5.3	Vnitřní stabilita kotev	52
4.3.5.4	Vnější stabilita konstrukce P1	52
4.3.5.5	Návrh a posouzení dílčích částí pilotové stěny P1	53
4.3.6	Pilotová stěna P2	55
4.3.6.1	Fáze budování.....	56
4.3.6.2	Vnitřní síly a deformace na konstrukci P2, síla v kotvě.....	56
4.3.6.3	Vnitřní stabilita kotev	58
4.3.6.4	Vnější stabilita konstrukce P2	58
4.3.6.5	Návrh a posouzení dílčích částí pilotové stěny P2	59
5	ZALOŽENÍ OBJEKTU	61
5.1	Statický výpočet	62
5.1.1	Nastavení výpočtu a vstupní parametry	62
5.1.2	Pilota typu A.....	64
5.1.2.1	Svislá výpočtová únosnost piloty	64
5.1.2.2	Sedání piloty	64
5.1.3	Pilota typu B.....	65
5.1.3.1	Svislá výpočtová únosnost piloty	65
5.1.3.2	Sedání piloty	65
5.1.4	Pilota typu C.....	66
5.1.4.1	Svislá výpočtová únosnost piloty	66
5.1.4.2	Sedání piloty	66
5.1.5	Pilota typu D.....	67
5.1.5.1	Svislá výpočtová únosnost piloty	67
5.1.5.2	Sedání piloty	67

5.1.6 Pilota typu E	68
5.1.6.1 Svislá výpočtová únosnost piloty	68
5.1.6.2 Sedání piloty	68
5.1.7 Pilota typu F	69
5.1.7.1 Svislá výpočtová únosnost piloty	69
5.1.7.2 Sedání piloty	69
5.1.8 Pilota typu G.....	70
5.1.8.1 Svislá výpočtová únosnost piloty	70
5.1.8.2 Sedání piloty	70
5.1.9 Přehled navržených pilot	71
6 TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ	72
6.1 Kotvené záporové pažení Z1, Z2, Z3	72
6.2 Kotvené pilotové stěny P1, P2.....	75
6.3 Pilotové založení.....	78
7 ZÁVĚR	80
SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	81
SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ	83
SEZNAM OBRÁZKŮ	86
SEZNAM TABULEK.....	88
SEZNAM PŘÍLOH.....	89

1 ÚVOD

Úkolem diplomové práce pod názvem „Návrh založení polyfunkčního domu v Brně“ bylo navrhnout bezpečné a ekonomické zajištění stavební jámy a založení polyfunkčního objektu v Brně na ulici Smetanova.

V dubnu roku 2013 byly zahájeny přípravné práce na projektu „Polyfunkční dům Smetanova 19, Brno“. Hlavním zpracovatelem projekčních i realizačních prací se stala společnost STAEG Development, spol. s r.o. Stavba měla původně sloužit pro bytové jednotky, ale postupem času se od tohoto záměru upustilo. Nakonec bylo rozhodnuto, že se objekt využije pro kancelářské prostory. Se změnou záměru vyvstala nutnost zřídit dostatek parkovacích míst, proto byly projektantem dodatečně navrženy dvě patra podzemních garáží. To mělo za následek posun základové spáry zhruba o 6,5 m pod terén a zároveň navýšení zatížení, které muselo být bezpečně přeneseno do základové půdy.

Řešením stavební jámy a návrhem vhodného založení objektu byla pověřena firma KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o. a naším úkolem bylo provést staticky vyhovující a co možná nejhospodárnější výpočet pažících a základových konstrukcí. Výpočet byl proveden pomocí programu GEO 5. Součástí práce je i popis technologického postupu provádění navržených konstrukcí a vyhotovení příslušné výkresové dokumentace.

2 CHARAKTERISTIKA OBJEKTU A JEHO OKOLÍ

2.1 Poloha a popis plánovaného objektu

Pro výstavbu polyfunkčního domu byly vybrány pozemky s parcelními čísly 1383/1 – 1383/6 v městské části Brno-střed, katastrální území Veveří, ulice Smetanova, číslo popisné 19. Vlastníkem pozemku je firma LennART a.s. Zájmové území je na obr. 2-1 označeno červeným kroužkem a nachází se naproti rektorátu VUT přes ulici Smetanova.



Obr. 2-1: Poloha plánovaného objektu [1]

Objekt je navržen jako monolitická stěnová konstrukce, v podzemních podlažích doplněná o sloupy. Spodní stavba je řešena jako tzv. „bílá vana“. Tyto konstrukce se provádí ze speciálního betonu, který je nepropustný vůči zemní vlhkosti a podzemní vodě. Celkově má stavba sedm podlaží, z toho je pět nadzemních a dvě jsou podzemní.

Podzemní patra budou využívány jako garáže. Hloubka projektovaného dna stavební jámy je zhruba 6,4 m od úrovně chodníku, avšak v místě jádra kruhové rampy, kde bude umístěn výtah, se snižuje přibližně o 1,4 m.

Na obr. 2-2 je zobrazena vizualizace plánovaného vzhledu budovy z pohledu uliční fasády, obr. 2-3 na následující straně pak ukazuje pohled z Tyršova sadu.



Obr. 2-2: Vizualizace z pohledu uliční fasády [2]

2.2 Okolí staveniště

V těsné blízkosti plánované stavby (z pohledu ulice Smetanovy vlevo) se nachází pětipodlažní budova s jedním podzemním podlažím. Z pohledu ulice Smetanovy vpravo a stejně tak na straně protilehlé uliční čáře se rozprostírá Tyršův sad.

Z tohoto důvodu bude nutné volit rozdílné typy pažicích konstrukcí podél sousedícího objektu a zbylých třech stran.



Obr. 2-3: Vizualizace z pohledu Tyršova sadu [2]

3 INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY

3.1 Geomorfologické poměry

Zájmové území spadá s přihlédnutím ke geomorfologickému členění České republiky pod:

Systém:	Hercynský systém
Subsystém:	Hercynská pohoří
Provincii:	Česká vysočina
Subprovincii:	Česko-moravská soustava
Oblast:	Brněnská vrchovina
Celek:	Bobravská vrchovina
Podcelek:	Řečkovicko-kuřimský prolom
Okrsek:	Řečkovický prolom

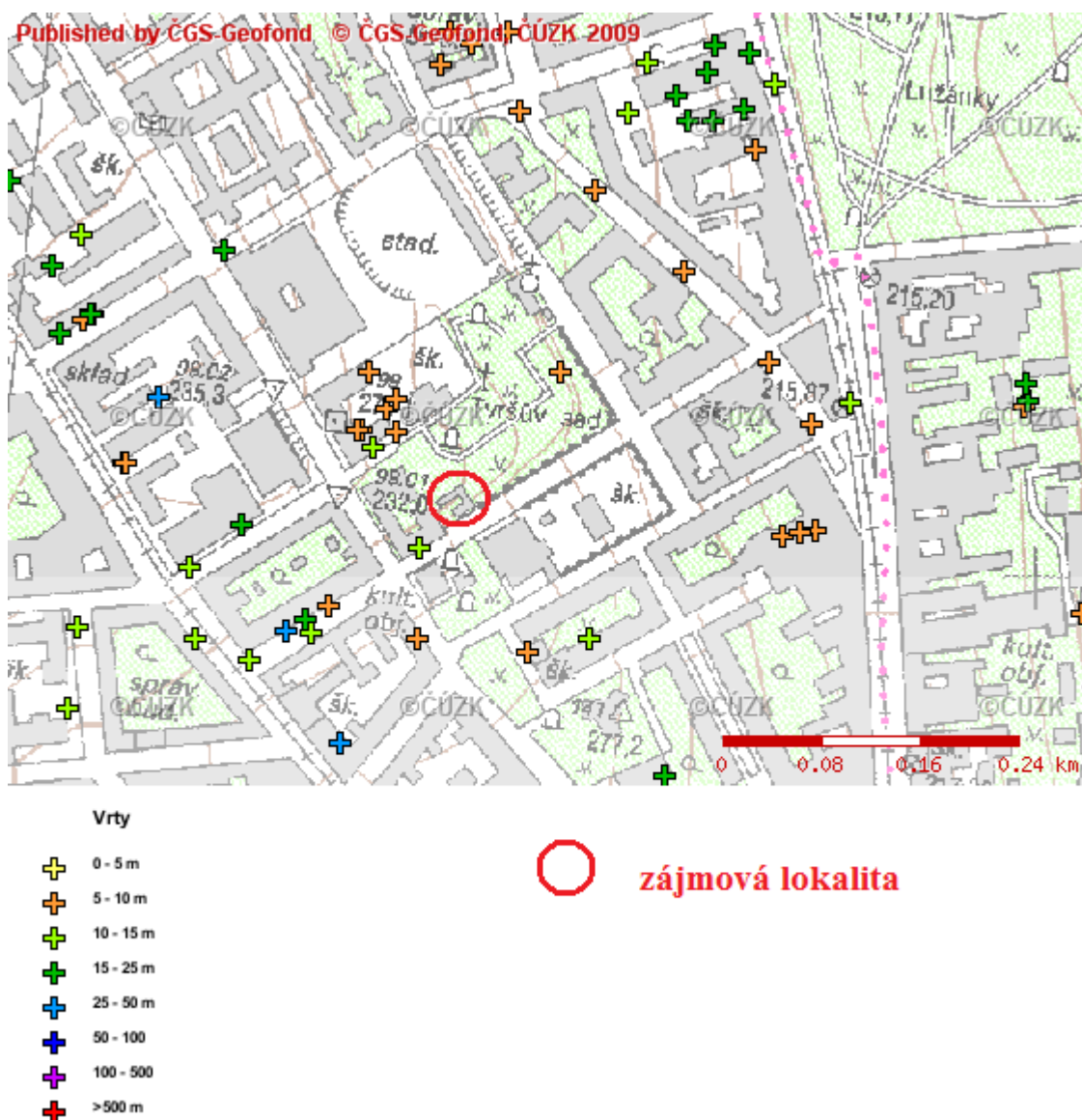
Řečkovicko-kuřimský prolom utváří severovýchodní část Bobravské vrchoviny. Vznikal v horninách brněnského plutonu a je tvořen převážně neogenními a čtvrtohorními horninami. Řečkovicko-kuřimský prolom je ohraničen okrajovým zlomovým svahem orientovaným k Dražanské vrchovině. Nejvyšším bodem v okolí zájmového území je tzv. vrch Kraví hora s přibližnou nadmořskou výškou 289 m n. m.

3.2 Geologické poměry

3.2.1 Vrtná prozkoumanost

Z obrázku na následující stránce (obr. 3-1) je patrné, že okolí zájmové lokality bylo v minulosti prozkoumáno řadou inženýrsko-geologických průzkumů. Záznamy jednotlivých průzkumů uchovává ČGS – Geofond Praha. Avšak dosavadní provedené vrty lze považovat pouze za orientační, neboť bezprostřední místo zájmu nebylo v minulosti nikdy zkoumáno. Proto byla inženýrsko-geologickým průzkumem pověřena firma TOPGEO BRNO, spol. s r.o., která zde pod odborným dozorem provedla dva vrty s označením V-1 a V-2. Vrty byly hloubeny technologií jádrového vrtání nasucho

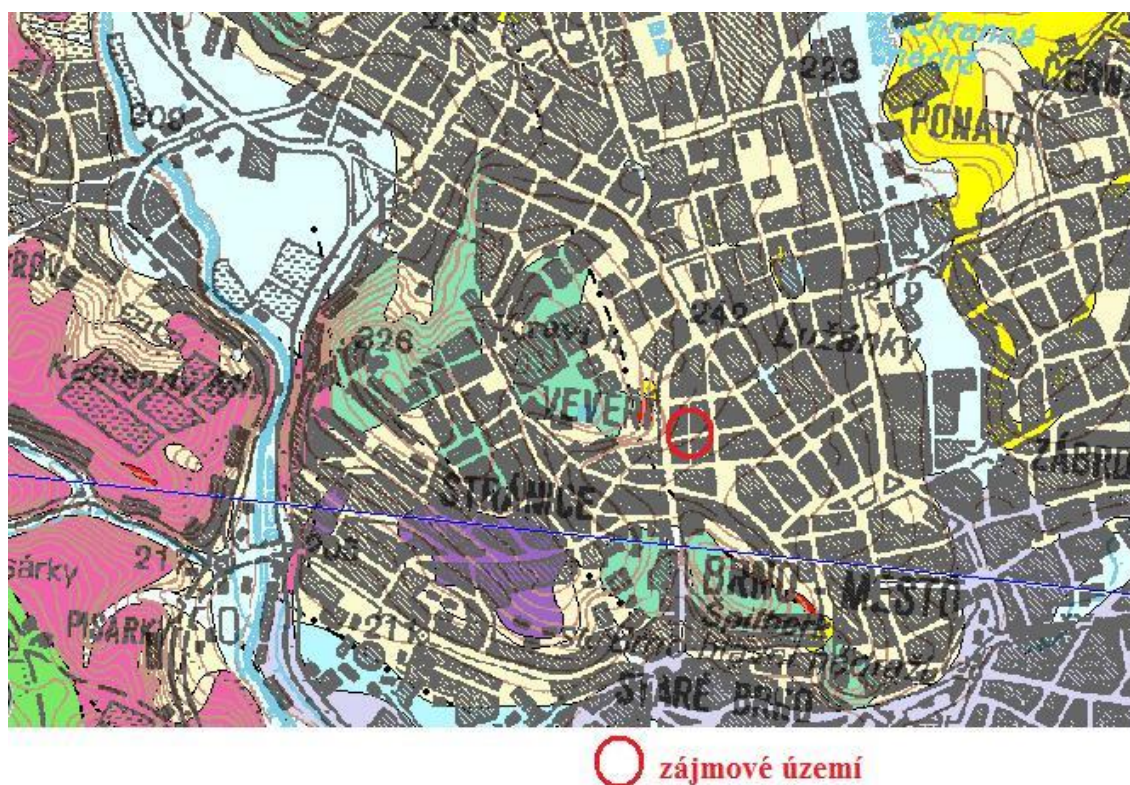
pomocí jednoduché jádrovnice s TK korunkou o průměru 175 mm a k jejich provedení byla použita vrtná souprava WIRTH B1A. Projektovaná hloubka obou vrtů byla 15 m, avšak při hloubení vrtu V-2 se zjistilo, že geologický profil je téměř identický jako u vrtu V-1, proto bylo odborným řešitelem úkolu rozhodnuto, že se vrt V-2 ukončí předčasně v hloubce 12 m. Během provádění vrtných prací se zároveň odebíraly vzorky k provedení laboratorní analýzy mechaniky zemin. Zatřídění zemin a jejich geotechnické parametry jsou uvedeny v kapitole 3.4.



Obr. 3-1: Vrtná prozkoumanost okolí [3 – upraveno autorem]

3.2.2 Geologická stavba širšího okolí

Zájmová lokalita patří z hlediska geologického členění České republiky do oblasti brunovistulika. Brunovistulikum je v podstatě velký krystalinický útvar kadomského stáří, který se skládá z hlubinných magmatických hornin a v menší míře z metamorfitů. Tento útvar je překryt hlavně sedimentárními horninami. Brunovistulikum zasahuje na východě až pod karpatské příkrovy, avšak jeho přesný okraj není znám. Směrem k povrchu vystupuje jako brněnský masiv. Brněnský masiv je trojúhelníkový útvar, který je tvořen hlavně granodiority. Masiv je přerušen úzkou zónou metamorfovaných bazických hornin, která jej dělí na dvě části. Granodiority jsou porušeny tektonickými jevy, proto je nelze těžit ve velkých blocích, ale s výhodou se používají k výrobě drceného kameniva.



Obr. 3-2: Geologická mapa území M 1:50 000 [4 – upraveno autorem]

Legenda:

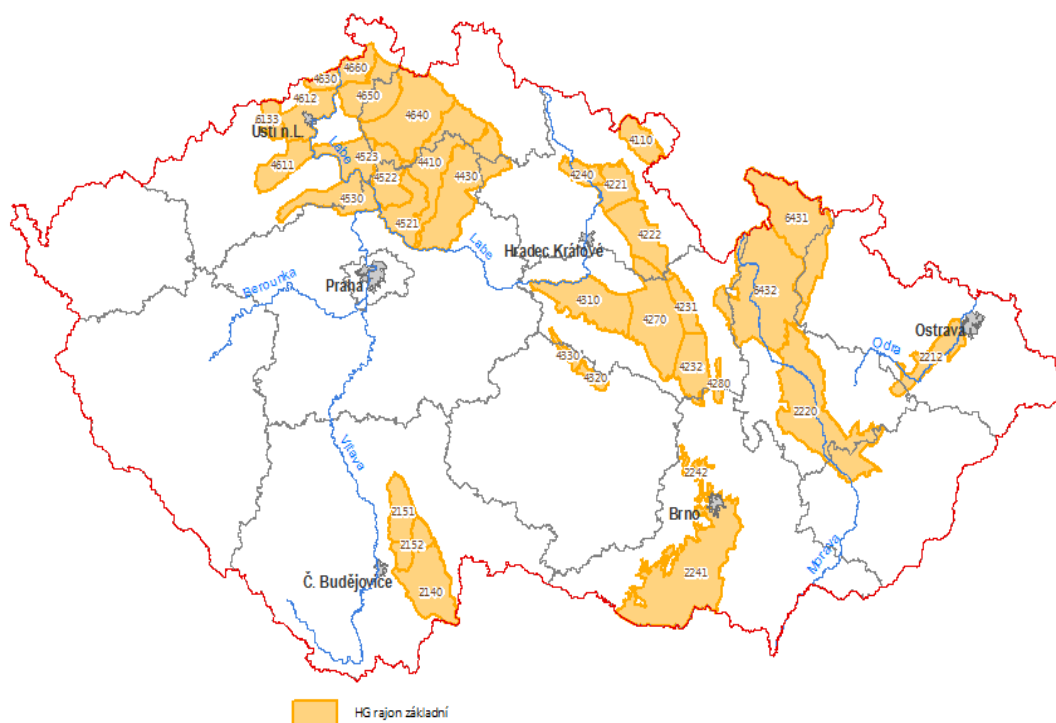
- | | |
|----------|---|
| 1 | navážka, halda, výsypka, odval (antropogenní), (složení proměnlivé) |
| 6 | nivní sediment (fluviální nečleněné + sedimenty vodních nádrží) |

16	spraš a sprašová hlína (eolická), (složení křemen + příměsi + CaCO_3)
24	písek, štěrk (fluviální), (složení pestré)
519	arkózy, slepence (složení křemen, plagioklas)
1181	biotitický granodiorit až tonalit (složení biotit)
1113	metabazalt, zelená břidlice
1131	granitový porfyr
1821	vápnitý jíl (tégel), místy s polohami písků (marinní)

Kvartérní pokryvy tvoří spraše, sprašové hlíny, hlinito-kamenité a deluvioeolitické sedimenty. V okolí řek a potoků můžeme nalézt nivní sedimenty, tvořené hlínami, písky a štěrky. Kvartérní pokryvy na zájmovém území sahají zhruba do hloubky 6,7 m.

Pod kvartérními horninami se nachází neogenní sedimenty, které jsou tvořeny vápnitými jíly tzv. tégly. Tyto horniny vznikaly marinní sedimentací, která probíhala ve středním miocénu ve stupni baden.

3.3 Hydrogeologické poměry



Obr. 3-3: Hydrogeologické rajóny ČR [5]

Z hlediska hydrogeologických poměrů je lokalita přiřazena k rajónu 2241 - Dyjsko-svratecký úval. Zájmové území lze definovat jako hydrogeologický masiv. Předpokládá se zde přítomnost dvou zvodněných vrstev. První by se měla vyskytovat v blízkosti povrchu, kde jsou horniny postoupeny vlivům zvětrávání a alterace. Druhá by se měla nacházet v podložních horninách brněnského masivu. Zvodněné vrstvy jsou přerušeny etáží neogenních jílu, která je nepropustná. Vrtnými pracemi se však tento předpoklad nepotvrdil. Hladina podzemní vody nebyla zjištěna ani v jednom z prováděných vrtů. Směr proudění podzemní vody lze odhadnout jako jižní, směřující k toku Svratka.

3.4 Zatřídění zemin a jejich geomechanické charakteristiky

Pro zatřídění zemin a určení jejich geomechanických charakteristik byly vrtány dva vrty V-1 a V-2, z kterých byly odebrány porušené vzorky k provedení klasifikačních rozborů, tedy konkrétně ke zjištění přirozené vlhkosti, konzistenčních mezí a zrnitosti. V průběhu hloubení vrtů se také odebíraly dokumentační vzorky, které se ukládaly do normalizovaných vzorkovnic. Poté, co byly zdokumentovány odborným geologickým řešitelem, se zbylá vrtná jádra zlikvidovala. Profil obou vrtů popisuje tab. 3-1. Nadmořská výška počátku vrtu V-1 je 230,87 m n. m. a vrtu V-2 je 230,88 m n. m.

Dále byly firmou TOPGEO BRNO, spol. s r.o. na základě makroskopického popisu geologického profilu zeminy zatříděny podle ČSN 73 6133 „Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací“. Jejich geomechanické charakteristiky, které byly určeny na základě makroskopického popisu, popisují tab. 3-2 až 3-5. Zatřídění dle Eurokódu 7 jsme provedli dodatečně podle křivek zrnitosti. Z mého pohledu je závažné, že byla použita norma ČSN 73 6133. Předpokládám, že se tak stalo proto, že norma ČSN 73 1001 již není platná. Nahradil ji totiž Eurokód 7. Samozřejmě, že nejlepší variantou by bylo provést důkladnou laboratorní analýzu mechaniky zemin, která by poskytla mnohem přesnější parametry zemin, avšak v tomto případě se tak nestalo. Byly pouze doporučeny geomechanické charakteristiky určené ze směrných normových charakteristik, které norma ČSN 73 6133 nabízí.

Tab. 3-1: Dokumentace vrtu V-1 a V-2

metráž [m]		Geologický popis	Třída ČSN 73 6133	Těžitelnost ČSN 73 6133	Symbol ČSN 73 6133
vrt V1	vrt V2				
0,0 - 0,4	0,0 - 0,3	HLÍNA PÍŠČITÁ - tmavě hnědá, pevná, kořeny rostlin, ornice	F3	I	MS
0,4 - 3,3	0,3 - 4,2	HLÍNA SPRAŠOVÁ - světle hnědá, pevná, vápnité žilky a konkrce (cicváry) do velikosti 3 cm, eolitická	F6	I	CL
3,3 - 5,2	4,2 - 4,9	HLÍNA SPRAŠOVÁ - světle hnědá, tuhá, vápnité žilky a konkrce (cicváry) do velikosti 3 cm, eolitická	F6	I	CL
5,2 - 6,3	4,9 - 6,7	HLÍNA SPRAŠOVÁ - světle hnědá, tuhá až pevná, občasné zvětralé úlomky granodioritu do maximální velikosti 4 cm, eolická	F6	I	CL
6,3 - 15,0	6,7 - 12,0	JÍL - šedozelený, smouhovaný, tuhý až pevný, neogenní	F8	I	CH

Tab. 3-2: Geomechanické parametry F3 MS

Hlína písčitá, F3 MS		
Dle EC7: Písčitá hlína saSi		
Poissonovo číslo	ν	0,35
Převodní součinitel	β	0,62
Objemová tíha	γ [kNm ⁻³]	18
Modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	11
Efektivní soudržnost	c_{ef} [kPa]	20
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef} [°]	25
Totální soudržnost	c_u [kPa]	60
Totální úhel vnitřního tření	φ_u [°]	10

Tab. 3-3: Geomechanické parametry F6 CL- pevná

Hlína sprašová, F6 CL		
Dle EC7: Hlinitý jíl siCl		
Poissonovo číslo	ν	0,40
Převodní součinitel	β	0,47
Objemová tíha	γ [kNm ⁻³]	21
Modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	8
Efektivní soudržnost	c_{ef} [kPa]	20
Efektivní úhel vnitřního tření	ϕ_{ef} [°]	18
Totální soudržnost	c_u [kPa]	80
Totální úhel vnitřního tření	ϕ_u [°]	5

Tab. 3-4: Geomechanické parametry F6 CL - tuhá

Hlína sprašová, F6 CL		
Dle EC7: Hlinitý jíl siCl		
Poissonovo číslo	ν	0,40
Převodní součinitel	β	0,47
Objemová tíha	γ [kNm ⁻³]	21
Modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	4
Efektivní soudržnost	c_{ef} [kPa]	13
Efektivní úhel vnitřního tření	ϕ_{ef} [°]	18
Totální soudržnost	c_u [kPa]	50
Totální úhel vnitřního tření	ϕ_u [°]	0

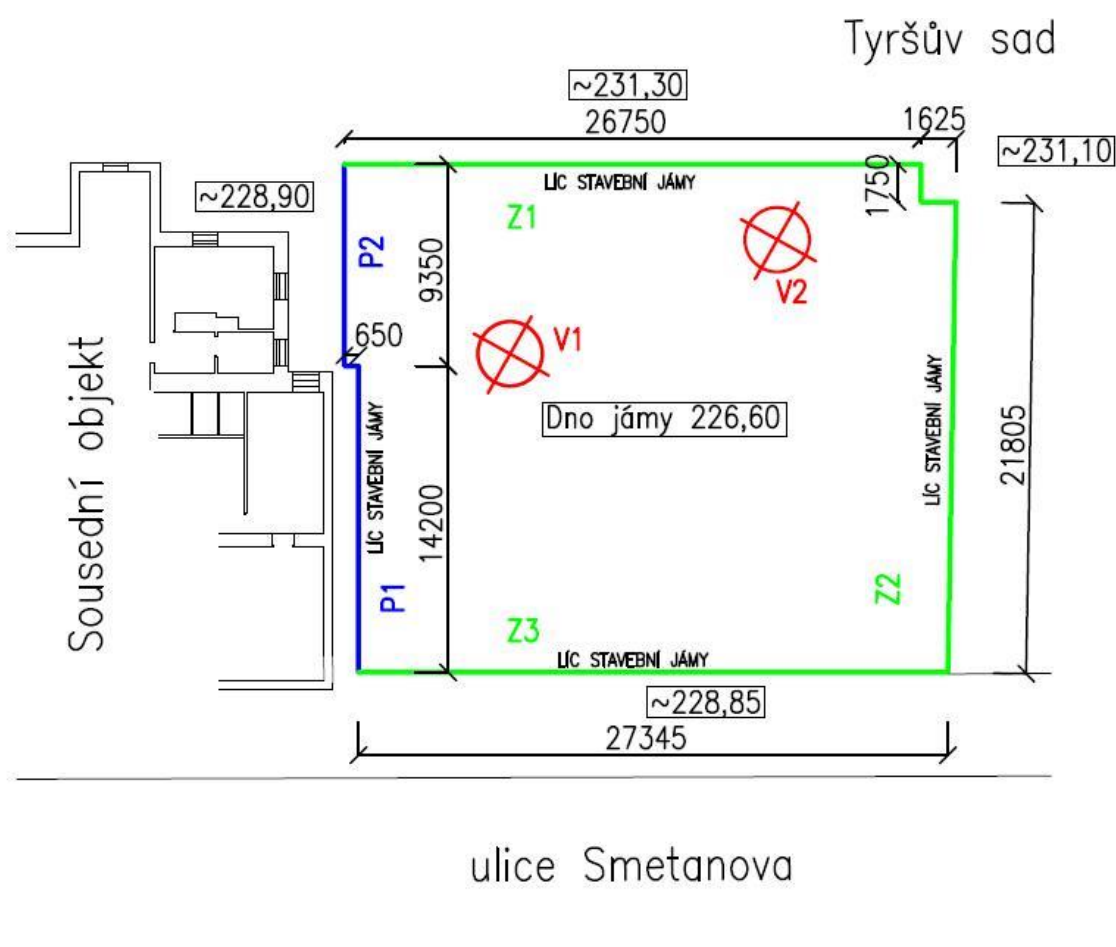
Tab. 3-5: Geomechanické parametry F8 CH

Jíl (s vysokou plasticitou), F8 CH		
Dle EC7: Jíl Cl		
Poissonovo číslo	ν	0,40
Převodní součinitel	β	0,47
Objemová tíha	γ [kNm ⁻³]	21
Modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	6
Efektivní soudržnost	c_{ef} [kPa]	16
Efektivní úhel vnitřního tření	ϕ_{ef} [°]	19
Totální soudržnost	c_u [kPa]	70
Totální úhel vnitřního tření	ϕ_u [°]	0

4 PAŽENÍ STAVEBNÍ JÁMY

4.1 Dispozice stavební jámy

Výběr správného typu pažící stěny je ovlivněn celou řadou aspektů. Nejdůležitější z nich je samozřejmě bezpečnost a funkčnost. V dnešní době je ale výběr ovlivněn hlavně finanční náročností konstrukce. Z tohoto důvodu budeme navrhovat různé typy pažících konstrukcí.



Obr. 4-1: Dispozice stavební jámy

V západní části, kde budoucí objekt sousedí se stávající budovou, budou vznikat velké zemní tlaky, proto je zde potřeba navrhnout tuhou konstrukcí, která bezpečně přenesne vnitřní síly a zároveň zabrání nadměrným deformacím, v důsledku kterých by mohlo dojít k porušení stávajícího objektu. V našem případě zde navrhujeme kotvenou

pilotovou stěnu s velkou osovou vzdáleností, která je rozdělena na dva úseky P1 a P2 (obr. 4-1). Na zbylé strany již nepůsobí tak velké zatížení, proto zde navrhujeme kotvené záporové pažení. Rozměry stavební jámy, nadmořské výšky a orientační situace jsou patrné z obr. 4-1.

4.2 Teorie k výpočtu

4.2.1 Tlak na podzemní stěny

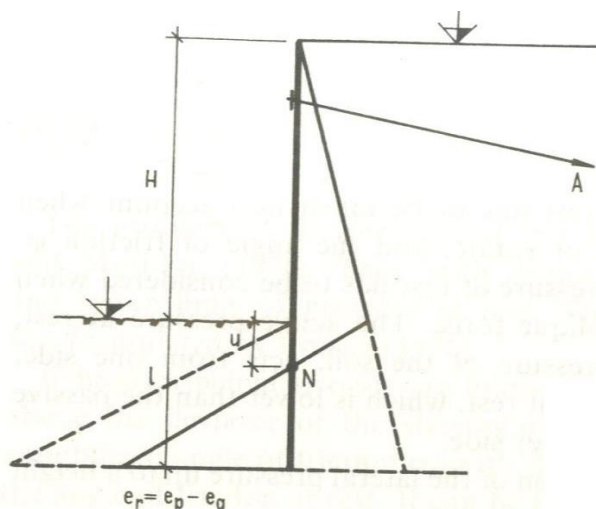
Cílem této kapitoly není popsat postup výpočtu, který se v současné době provádí na počítači, ale upozornit na některé skutečnosti, jejichž zanedbání mohou vést na jedné straně ke zbytečnému předimenzování konstrukce (počet kotev na délku 1 bm stěny), nebo, na straně druhé, k možnému nestabilnímu návrhu. [6]

Výchozím bodem pro analýzu zemního tlaku na podzemní stěny je teoretická hodnota základních typů bočního tlaku. Průběh zatěžovacího diagramu podzemní stěny je navíc ovlivněn: [6]

- hladinou vody
- tuhostí stěny
- rozložením kotev
- vetknutím stěny (částečným nebo úplným)
- zeminou

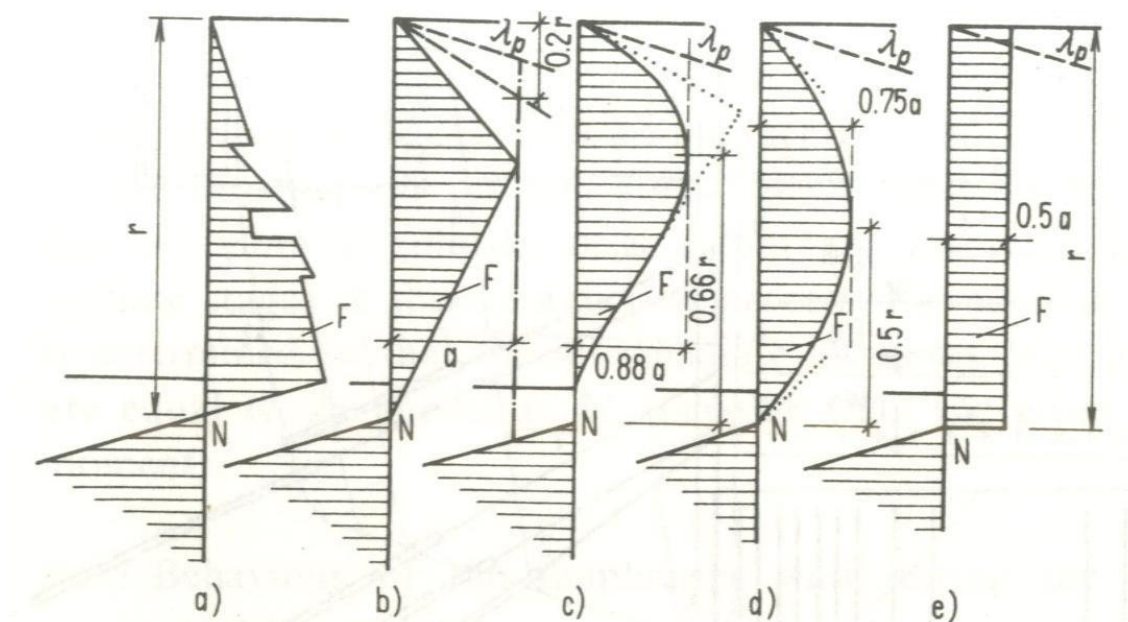
Při výpočtu se vychází z trojúhelníkového rozdělení tlaku. Aktivní tlak zatěžuje rub stěny a pasivní odpor zeminy působí ze strany stavební jámy (obr. 4-2). Úplná mobilizace zemního odporu je podmíněna relativně velkým posunutím stěny (až 1% výšky konstrukce, 2 až 5% podle experimentů, které prováděl Terzaghi a Donath). Tak velké posuny mohou být nebezpečné, proto se bere pasivní odpor zeminy redukováný. Doporučuje se použít Caquotovy - Keriselovy koeficienty K'_p pro zakřivení smykové

plochy a hodnoty K'_p dělit pomocí bezpečnosti až 1,3 pro $\varphi < 25^\circ$ a bezpečností 1,3 až 1,6 pro $\varphi < 25^\circ$. [6]



Obr. 4-2: Zatěžovací diagram aktivních a pasivních sil [6]

Často je účelné i nutné kotvit stěnu v horní části. Pak se počítá s redistribucí zemního tlaku na stěnu. Zásadně je možno tlaky zachytit výše. Typické obrazce redistribuovaného tlaku jsou na obr. 4-3.



Obr. 4-3: Obrazec redistribuovaného tlaku a, b – podle trojúhelníku, c – podle kubické paraboly, d – podle kvadratické paraboly, e – podle obdélníka [6]

Tlak na podzemní stěnu by se měl počítat ve spolupráci s odborníkem na mechaniku zemin a hornin. Například zvětšením úhlu φ o 5° dostaneme u nesoudržných zemin až 1,5násobnou bezpečnost. Špatnou volbou hodnot φ a c u soudržných zemin můžeme vypočítat bezpečnost i více než pětinasobnou, což znamená značné předimenzování konstrukce. Vlastní výpočet zemních tlaků pro dimenzování kotev se doporučuje řešit na počítači. [6]

4.2.2 Metoda závislých tlaků

Metoda závislých tlaků (dále jen MZT) vznikla v roce 1978 a v současnosti je používána řadou výpočetních programů včetně modulu Pažení – posudek od společnosti Fine. MZT je založena na předpokladu, že se zemina v okolí pažící stěny chová jako ideální pružnoplastická Winklerova hmota. Tato hmota je omezena jednak omezujícími deformacemi, při jejichž překročení se hmota chová jako ideálně plastická, a dále modulem reakce podloží k_h , který popisuje chování v pružné oblasti. [7] [8]

Pro vlastní výpočet stěny jsou zavedeny následující předpoklady:

- zemní tlak působící na stěnu může nabývat libovolných hodnot mezi aktivním a pasivním tlakem. Zároveň však z tohoto intervalu nesmí vybočit.
- na nedeformovanou konstrukci působí klidový zemní tlak.

Tlak působící na deformovanou konstrukci je určen vztahy:

$$\sigma = \sigma_a \quad \text{pro } \sigma \leq \sigma_a \quad (4-1)$$

$$\sigma = \sigma_r - k_h * u \quad \text{pro } \sigma_a < \sigma < \sigma_p \quad (4-2)$$

$$\sigma = \sigma_p \quad \text{pro } \sigma \geq \sigma_p \quad (4-3)$$

kde:

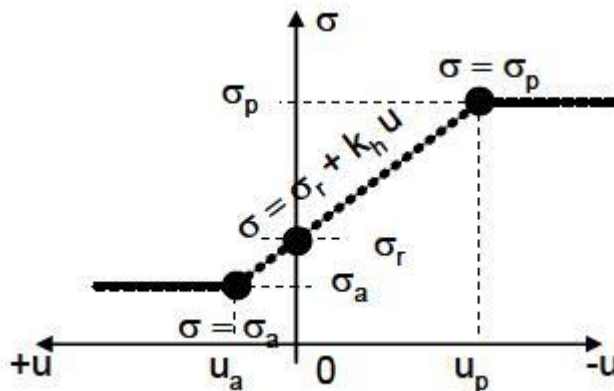
σ_r klidový zemní tlak

σ_a aktivní zemní tlak

σ_p pasivní zemní tlak

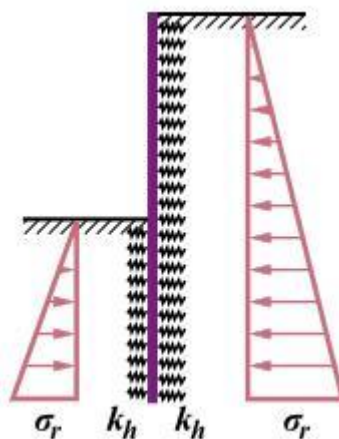
k_h modul reakce podloží

u deformace konstrukce



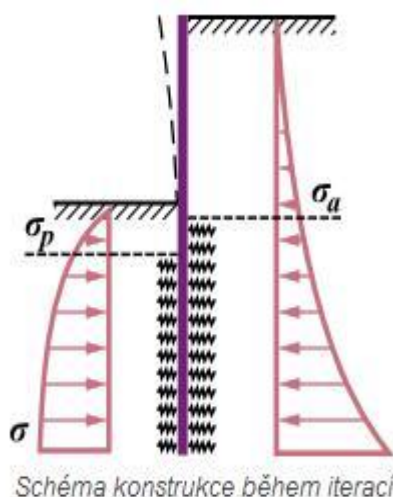
Obr. 4-4: Závislost velikosti zemního tlaku na deformaci [7]

Postup výpočtu probíhá v několika iteračních krocích. V prvním se všem prvkům přiřadí modul reakce podloží k_h a konstrukce se zatíží klidovým zemním tlakem (obr. 4-5).



Obr. 4-5: Schéma konstrukce před první iterací [8]

Následně se provede výpočet konstrukce a zkontroluje se splnění podmínek o velikosti tlaků na stěnu. V místech, kde tyto podmínky nejsou splněny, se přiřadí hodnota $k_h = 0$ a stěna se zatíží aktivním respektive pasivním zemním tlakem (obr. 4-6).



Obr. 4-6: Schéma konstrukce během iterací [8]

Iterace probíhá tak dlouho, dokud nejsou splněny podmínky ve všech místech pažící konstrukce. Při výpočtu dalších fází budování se uvažuje s plastickou deformací stěny. Proto je vždy nutné zadávat jednotlivé fáze budování, které odpovídají skutečnému postupu budování konstrukce. [8]

4.2.3 Modul reakce podloží

V programu GEO 5 Pažení – posudek lze modul reakce podloží zadat následujícími způsoby: [9]

- průběhem (zadáva se průběh modulu reakce podloží před i za konstrukcí)
- jako parametr zeminy hodnotou (lineární nebo nelineární)
- podle Schmitta
- podle CUR 166
- podle Ménarda
- podle Chadeissona
- iteračně z převárných charakteristik zeminy

Modul reakce podloží nemá výrazný vliv na vnitřní síly konstrukce, avšak značně ovlivňuje její deformace. Výběr metody stanovení modulu reakce podloží je na projektantovi. V našem případě budeme používat výpočet dle Schmitta, který závisí na edometrickém modulu zeminy a tuhosti pažící konstrukce dle vztahu: [10]

$$k_h = 2,1 * \frac{E_{oed}^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \quad (4-4)$$

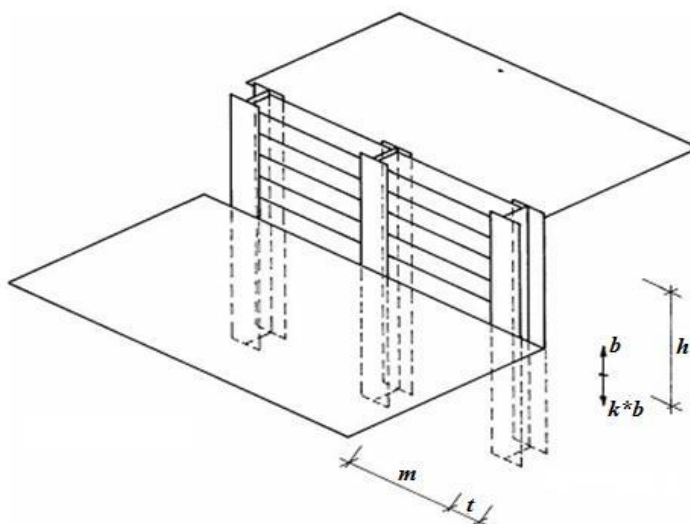
E_{oed} Edometrický modul zeminy

EI Tuhost pažící konstrukce

4.2.4 Koeficient redukce pod dnem stavební jámy

Při výpočtu záporového pažení se zemní tlaky stanovují:

- do hloubky stavební jámy se počítá se zemními tlaky stanovenými na 1 bm šířky konstrukce.
- pod dnem stavební jámy se zemní tlaky přenásobí součinitelem redukce k (koeficient redukce tlaku pod dnem jámy) - tlaky se tedy počítají na redukovanou šířku konstrukce $k * b$.



Obr. 4-7: Koeficient redukce pod dnem jámy [11]

Koeficient redukce tlaku pod dnem jámy lze velmi konzervativně stanovit dle vzorce. Skutečná velikost koeficientu, která závisí na typu zeminy a vytvoření

prostorového efektu zemního tlaku, je podle prováděných pokusů dvakrát až třikrát vyšší, než uvádí následující vztah: [11]

$$k = \frac{t}{t + m} \quad (4-5)$$

m podélná vzdálenost zápor (při osazení zápor do vrtu - vzdálenost vrtů)

t šířka záporu (při osazení zápor do vrtu - průměr vrtu)

4.3 Statický výpočet

4.3.1 Nastavení výpočtu pažících stěn Z1, Z2, Z3, P1, P2

Nastavení:

Standardní - EN 1997-DA2

Materiály a normy:

Betonové konstrukce: EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitelé EN 1992-1-1: standardní

Ocelové konstrukce: EN 1993-1-1 (EC3)

Dílčí součinitel únosnosti: $\gamma_m = 1,0$

Výpočet tlaků:

Výpočet aktivního tlaku: Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku: Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení: Mononobe-Okabe

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení: výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup: 2 - redukce zatížení a odporu

Posouzení vnější stability: 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

4.3.2 Záporové pažení Z1

Pro výpočet záporového pažení Z1 je použit geologický profil vrtu V-2 s odpovídajícími geotechnickými parametry zemin podle IG průzkumu (viz kapitola 3.4 Zatřídění zemin a jejich geomechanické charakteristiky tab. 3-1 až 3-5). Nadmořská výška počátku vrtu V-2 je menší než nadmořská výška terénu za pažící konstrukcí Z1,

proto uvažujeme, že rozdíl výšek tvoří hlína sprašová (konzistence tuhá). Jelikož tvar terénu za záporovou stěnou neumožňuje v programu Pažení - posudek zadat nejsvrchnější vrstvu (hlína písčitá o mocnosti 0,3 m), bude tato vrstva zadána jako stálé rovnoměrné přetížení. Dále je uvažováno s proměnným přetížením povrchu terénu vlivem mechanizace hodnotou $q = 10 \text{ kNm}^{-2}$.

Celková délka zápory:	12 m
Volná výška zápory:	7,4 m
Materiál:	IPE 400 (S275), $a = 1,5 \text{ m}$
Plocha průřezu:	$A = 5,63 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$
Moment setrvačnosti:	$I = 1,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$
Modul pružnosti:	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku:	$G = 81\,000 \text{ MPa}$
Koeficient redukce tlaku před stěnou	

$$k = 3 \cdot \frac{t}{t + m} = 3 \cdot \frac{630}{630 + 870} = 3 \cdot 0,42 = 1,26 \geq 1 \rightarrow k = 1$$

Modul reakce podloží:	Dle teorie Schmitt
Průřezový modul:	$W = 7,709 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}$
Plastický průřezový modul:	$W_{pl} = 8,713 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}$

4.3.2.1 Fáze budování

Výstavba záporového pažení byla počítána celkem v pěti fázích.

1. Fáze: Odkop zeminy 0,5 m pod úroveň první kotevní řady tj. 2,7 m pod úroveň horní hrany zápory.

2. Fáze: Aktivace kotev první kotevní řady. Pro první kotevní úroveň byly použity 3pramencové kotvy z oceli 1670/1860 MPa od firmy Freyssinet.

Tab. 4-1: Kotvy první kotevní úrovně stěny Z1

Číslo	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Síla F [kN]
1	2,20	11,50	7,50	15,00	3,00	450,00	210000,00	280,00

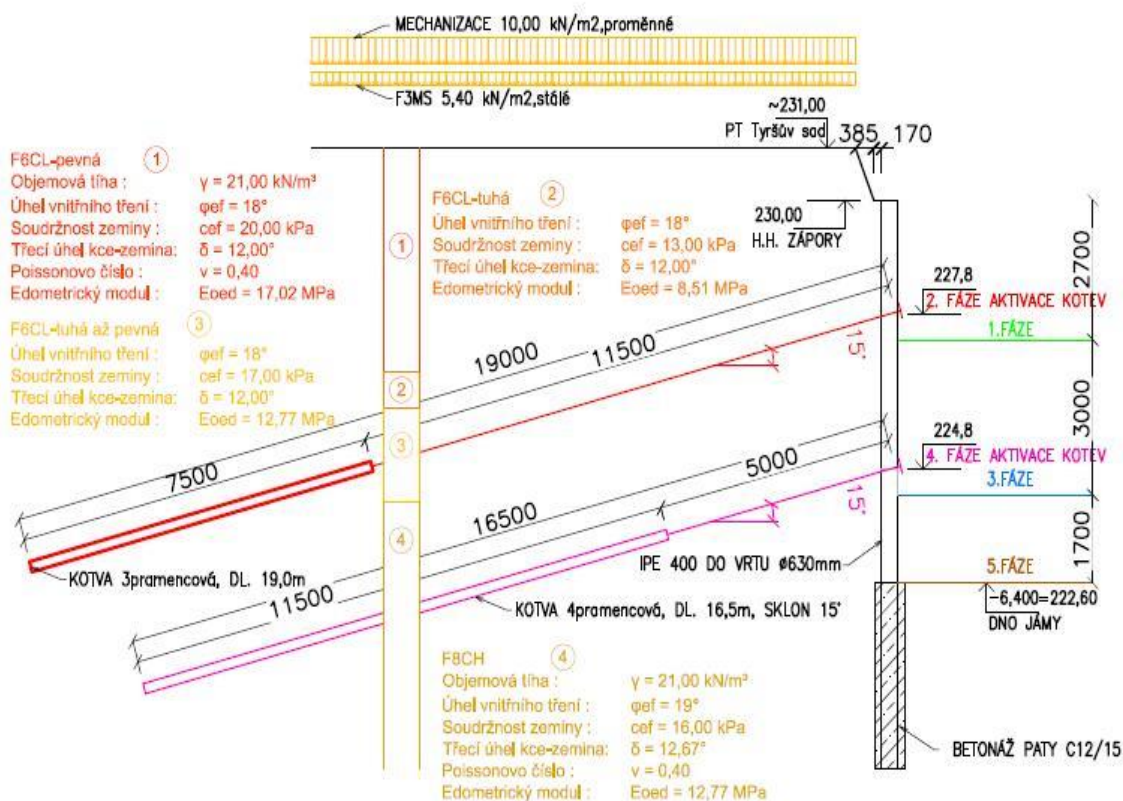
3. Fáze: Odkop zeminy 0,5 m pod úroveň druhé kotevní řady tj. 5,7 m pod úroveň horní hrany záporů.

4. Fáze: Aktivace kotev druhé kotevní řady. Pro druhou kotevní úroveň byly použity 4pramencové kotvy z oceli 1670/1860 MPa od firmy Freyssinet.

Tab. 4-2: Kotvy druhé kotevní úrovně stěny Z1

Číslo	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Síla F [kN]
2	5,20	5,00	11,50	15,00	3,00	600,00	210000,00	280,00

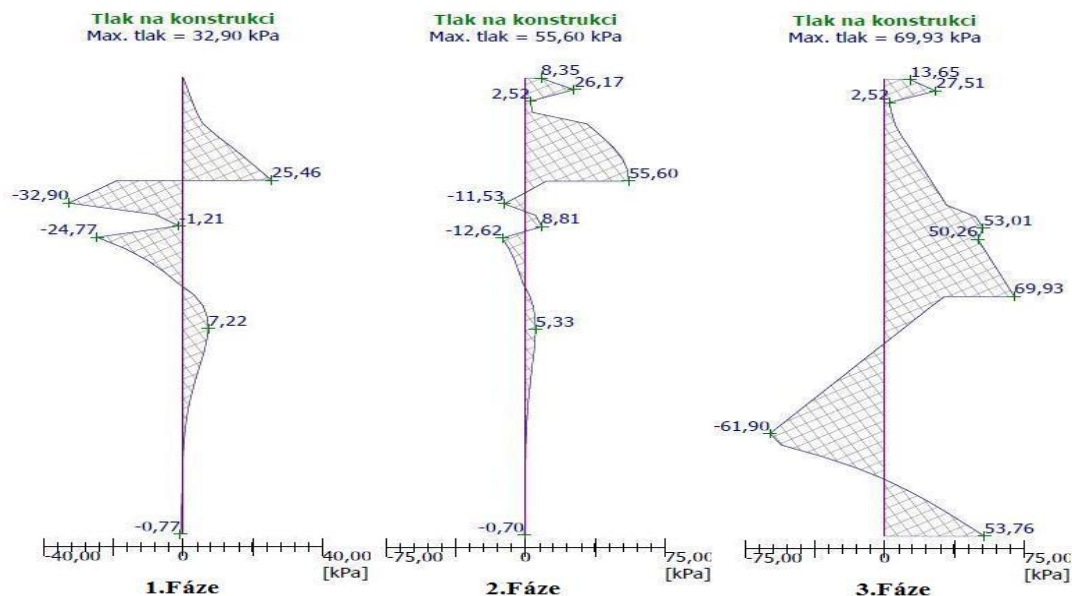
5. Fáze: Odkop zeminy na úroveň projektovaného dna jámy tj. 7,4 m pod úroveň horní hrany záporů.



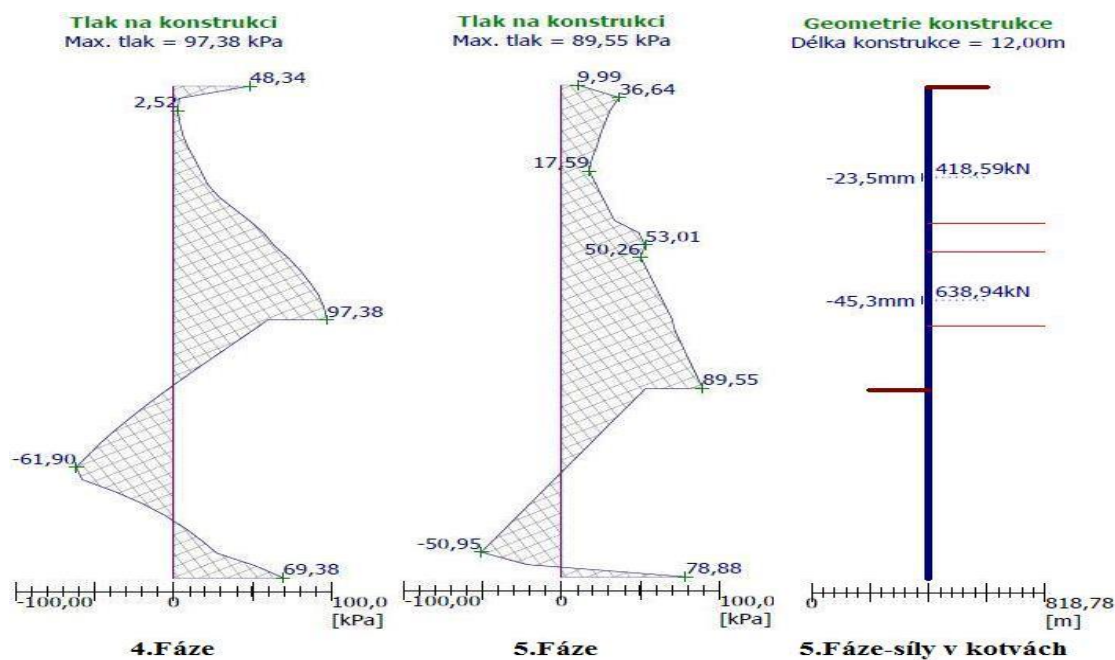
Obr. 4-8: Schéma záporového pažení Z1

4.3.2.2 Vnitřní síly, síly v kotvách a tlaky působící na konstrukci Z1

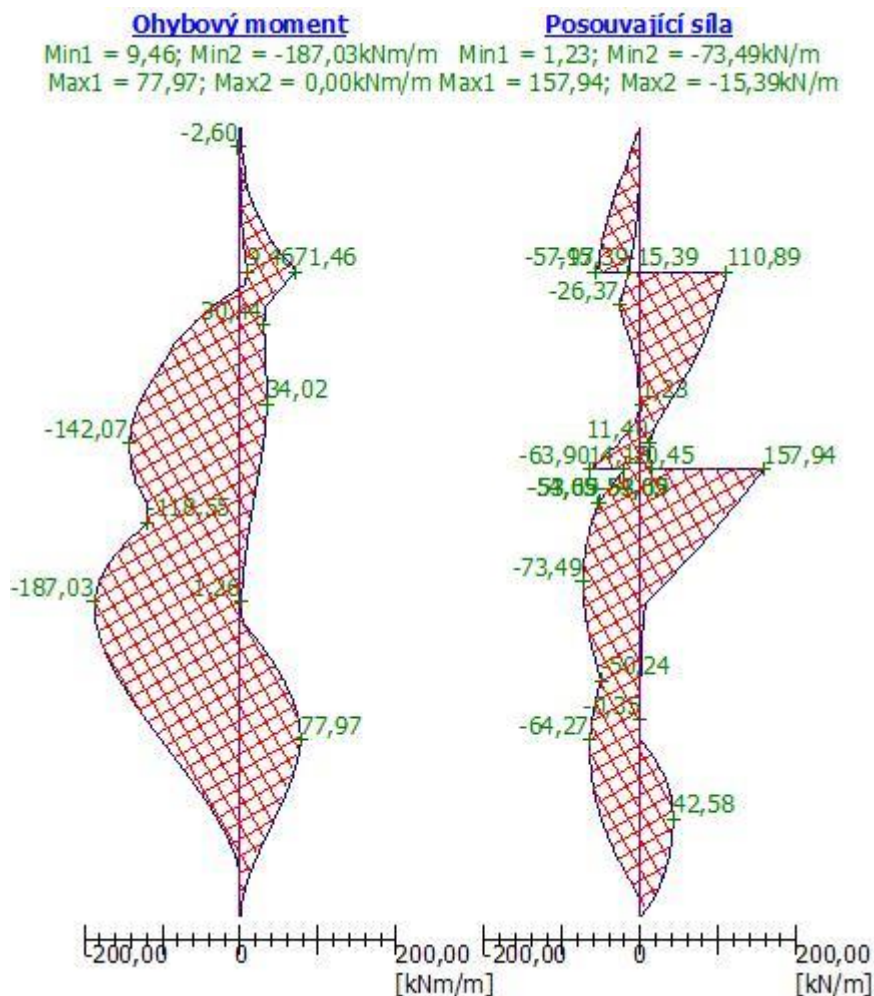
Vzhledem k rozsahu práce uvádíme jen obálky vnitřních sil, tlaky na konstrukci jednotlivých fází a největší dosažené síly v kotvách potřebné k návrhu a posouzení jednotlivých částí pažicí konstrukce.



Obr. 4-9: Tlaky na konstrukci fáze 1, 2, 3



Obr. 4-10: Tlaky na konstrukci Z1 fáze 4, 5, maximální síly v kotvách



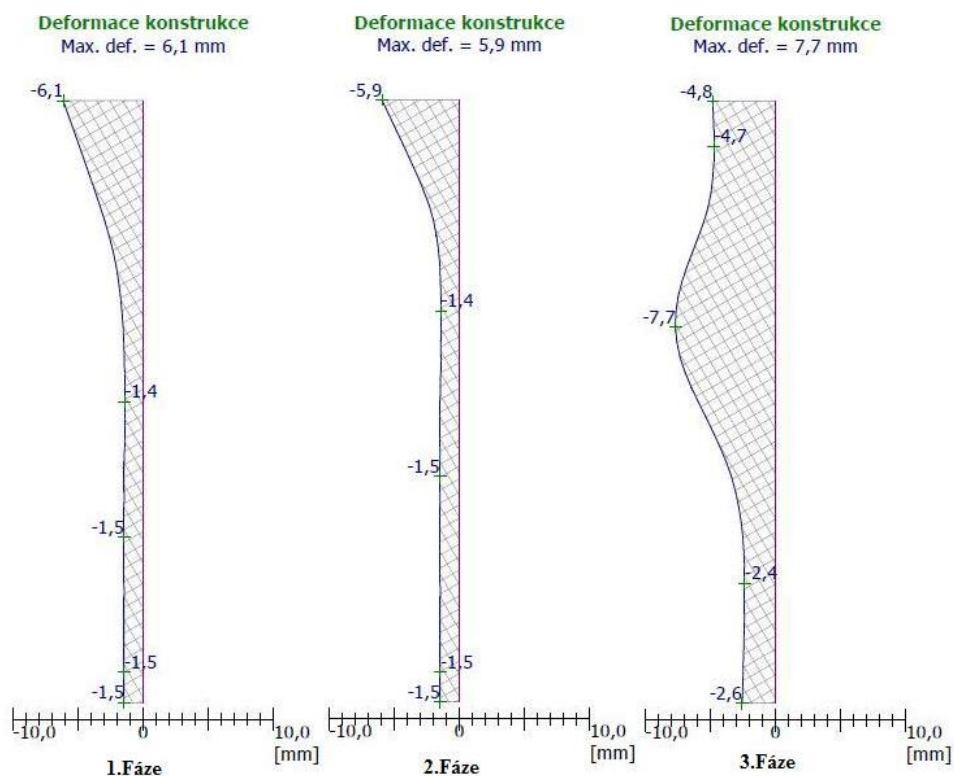
Obr. 4-11: Obálky vnitřních sil Z1

Přehled výsledných hodnot:

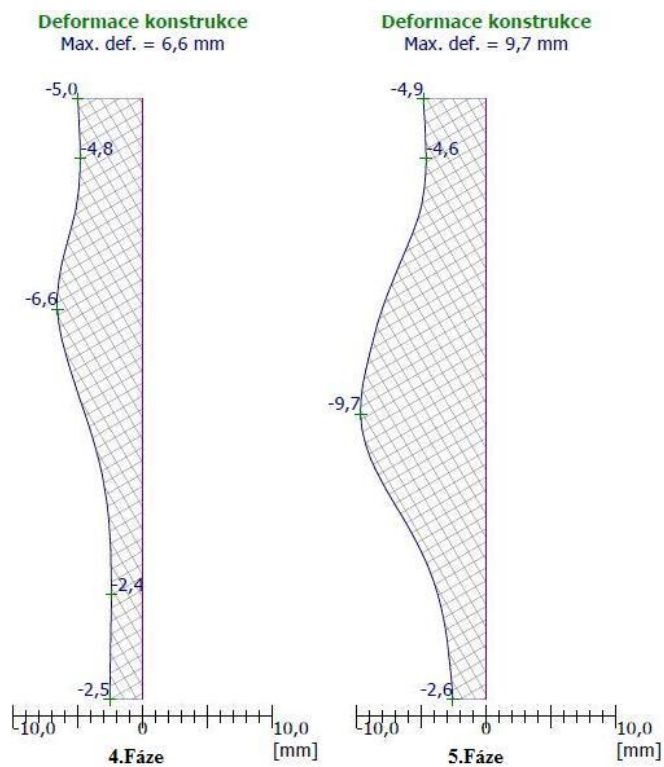
Maximální ohybový moment:	187,03 kNm/m
Maximální posouvající síla:	157,94 kN/m
Maximální tlak na konstrukci:	97,38 kPa
Maximální síla v první kotvě:	418,59 kN
Maximální síla v druhé kotvě:	638,94 kN

4.3.2.3 Deformace stěny Z1

Pro zjištění maximálních deformací stěny je nutné provést nový výpočet bez redukce hodnot vstupujících do výpočtu. Deformace budeme pokládat za přijatelné, pokud nepřekročí hodnotu 20 mm, což je splněno (obr. 4-12 a obr. 4-13).



Obr. 4-12: Deformace stěny Z1 fáze 1, 2, 3



Obr. 4-13: Deformace stěny Z1 fáze 4, 5

4.3.2.4 Vnitřní stabilita kotev

Posudek se provádí tak, že po dokončení poslední fáze musí být maximální přípustná síla v kotvě větší než skutečná síla v kotvě.

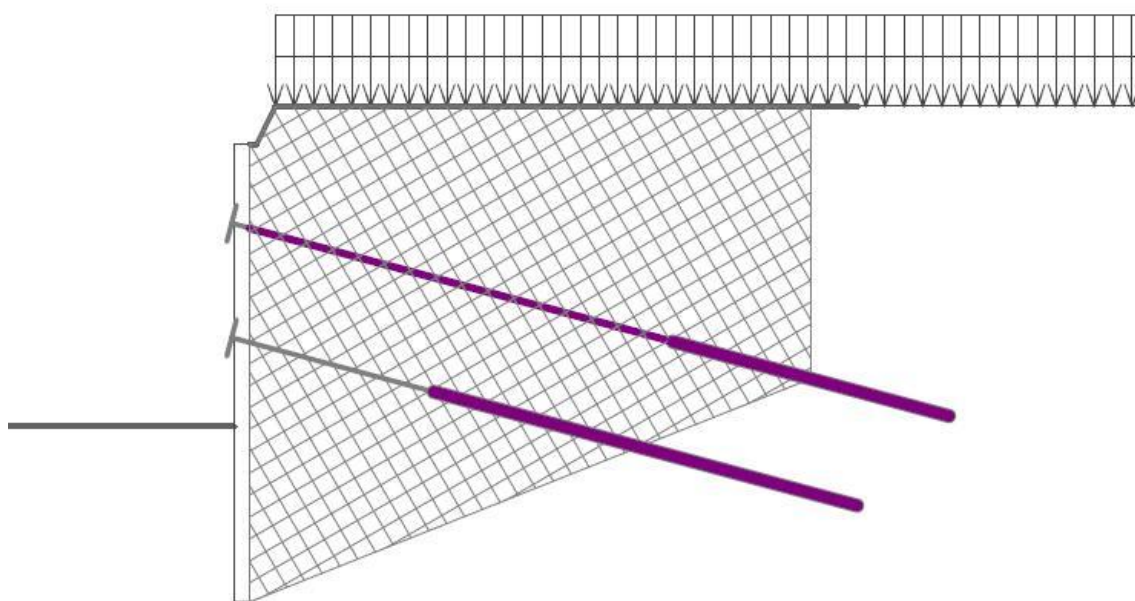
Tab. 4-3: Posouzení vnitřní stability kotevního systému Z1

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Maximální přípustná síla v kotvě [kN]
1	418,59	662,13
2	638,94	1150,66

Rozhodující řada kotev: 1

$F_{\max 1} = 662,13 \text{ kN} > F_{k1} = 418,59 \text{ kN} \Rightarrow$ **konstrukce vyhovuje**

$F_{\max 2} = 1150,66 \text{ kN} > F_{k2} = 638,94 \text{ kN} \Rightarrow$ **konstrukce vyhovuje**



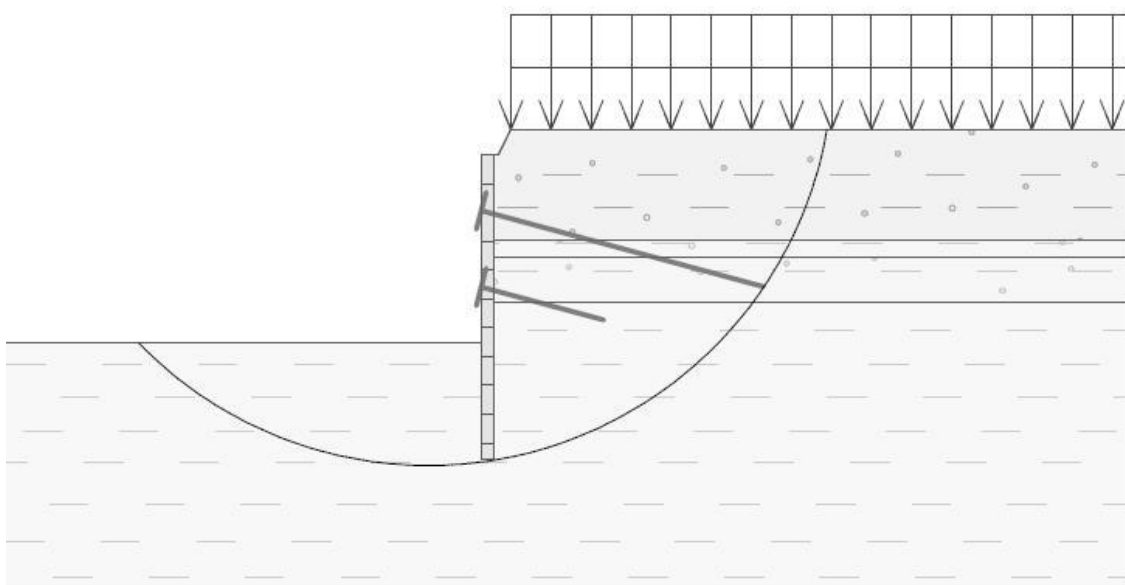
Obr. 4-14: Vnitřní stabilita kotevního systému stěny Z1

4.3.2.5 Vnější stabilita konstrukce Z1

Vnější stabilitu konstrukce je potřeba počítat dle EC7 podle návrhového přístupu 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu.

Pro výpočet stability svahu jsme použili metodu podle Bishopa, která je založena na splnění předpokladu momentové a svislé silové podmínky rovnováhy. V programu se zadá libovolná kruhová smyková plocha procházející pod patou konstrukce. Následně se postupnou iterací provede optimalizace smykové plochy.

Sumace aktivních sil:	$F_a = 1275,72 \text{ kN/m}$	
Sumace pasivních sil:	$F_p = 1616,41 \text{ kN/m}$	
Moment sesouvající:	$M_a = 20335,04 \text{ kNm/m}$	
Moment vzdorující:	$M_p = 25765,54 \text{ kNm/m}$	
Využití:	78,9 %	Stabilita svahu vyhovuje



Obr. 4-15: Vnější stabilita konstrukce Z1 - optimalizovaná smyková plocha

4.3.2.6 Návrh a posouzení dílčích částí záporového pažení Z1

Zápory jsme navrhli jako válcované ocelové profily IPE 400 (z oceli S 275) po vzdálenostech 1,5 m.

$$\text{Ohyb: } M_{ed} = M_{ed \max} * b = 187,03 \text{ kNm/m} * 1,5 = 280,545 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y * W_{el}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 * 10^6 * 1,156 * 10^{-3}}{1,0} = 317,9 \text{ kNm}$$

Normálové síly z kotev:

$$N_{ed} = \frac{(F_{\max 1} + F_{\max 2}) * \sin \alpha}{2} = \frac{(418,59 + 638,94) * \sin 15}{2} = 136,85 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8,446 * 10^{-3} * 275 * 10^6}{1,0} = 2322,65 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{rd}} + \frac{M_{ed}}{M_{rd}} = \frac{136,85}{2322,65} + \frac{280,545}{317,9} = 0,94 \leq 1$$

průřez IPE 400 vyhovuje na kombinaci ohybu a tlaku (využití 94 %)

Smyk: $V_{ed} = V_{ed \max} * b = 157,94 \text{ kN/m} * 1,5 = 236,91 \text{ kN}$

$$V_{rd} = \frac{f_y * A_{vz}}{\gamma_{mo} * \sqrt{3}} = \frac{275 * 10^6 * 4,269 * 10^{-3}}{1,0 * \sqrt{3}} = 677,79 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 236,91 \text{ kN} \leq V_{rd} = 677,79 \text{ kN}$$

průřez IPE 400 vyhovuje na smyk (využití 35 %)

$$V_{ed} \leq 0,5 * V_{rd} \Rightarrow \text{není nutné posuzovat interakci ohybu a smyku}$$

Pažiny návrh - dřevěné řezivo z listnatého dřeva pevnostní třídy D24. Tloušťka pažin se navrhuje na 1 bm svislé výšky. Zatížení pažin se určí z maximálního tlaku na konstrukci působícího jako rovnoměrné spojitě zatížení na prostém nosníku délky rovné osově vzdálenosti zápor.

Výpočtové zatížení: $q = p_{\max} * 1 \text{ bm} = 97,38 \text{ kPa} * 1 \text{ bm} = 97,38 \text{ kN/m}$

Ohybový moment: $M_{ed} = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 97,38 * 1,5^2 = 27,39 \text{ kNm}$

Pevnost dřeva: $f_{m,d} = k_{\text{mod}} * f_{m,k} / \gamma_M = 0,8 * 24 / 1,3 = 14,77 \text{ MPa}$

Návrh tloušťky 120 mm

$$M_{rd} = f_{m,d} * W_y = 14,77 * 10^5 * \left(\frac{1}{6} * 1 * 0,12^2\right) = 35,45 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 27,39 \text{ kNm} \leq M_{rd} = 35,45 \text{ kNm}$$

průřez tloušťky 120 mm vyhoví (využití 77,3 %)

Převázky - navrhují se jako prosté nosníky, jejichž délka je rovna osové vzdálenosti zápor. Zatíženy jsou maximální silou v kotvě, která působí ve středu nosníku. Průřez nosníku je obvykle tvořen dvojicí svařených průřezu I nebo U.

Maximální síla v kotvě 1: $F_{\max 1} = 418,59 \text{ kN}$

Ohybový moment:

$$M_{ed1} = \frac{1}{4} * F_{\max 1} * l = \frac{1}{4} * 418,59 * 1,5 = 156,97 \text{ kNm}$$

Maximální síla v kotvě 2: $F_{\max 2} = 638,94 \text{ kN}$

Ohybový moment:

$$M_{ed2} = \frac{1}{4} * F_{\max 2} * l = \frac{1}{4} * 638,94 * 1,5 = 239,6 \text{ kNm}$$

Pro první kotevní úroveň navrhujeme průřez složený ze dvou profilů IPE 270 z oceli S 235. Pro druhou kotevní úroveň navrhujeme průřez složený ze dvou profilů IPE 300 z oceli S 235. Převázky budou vsazeny mezi záporny tak, aby kotvy vyvozovaly ohyb pouze kolem tuhé osy.

$$M_{rd1} = \frac{f_y * 2 * W_{el1}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 * 10^6 * 2 * 428,87 * 10^{-6}}{1,0} = 201,57 \text{ kNm}$$

$$M_{rd2} = \frac{f_y * 2 * W_{el2}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 * 10^6 * 2 * 557,07 * 10^{-6}}{1,0} = 261,82 \text{ kNm}$$

$$M_{ed1} = 156,97 \text{ kNm} \leq M_{rd1} = 201,57 \text{ kNm}$$

průřez 2 * IPE 270 vyhoví (využití 77,9 %)

$$M_{ed1} = 239,6 \text{ kNm} \leq M_{rd1} = 261,82 \text{ kNm}$$

průřez 2 * IPE 300 vyhoví (využití 91,5 %)

Kotvy 1. kotevní úrovně: 3pramencové z oceli 1670/1860 MPa, průřezová plocha $A = 450 \text{ mm}^2$, osazené do vrtu průměru 175 mm, dočasná návrhová situace.

Posouzení proti nadměrnému protažení:

$$\text{Zatížení na mezi kluzu: } R_{t,k} = A * f_{t,k} / \gamma_{t,k} = 450 * 1670 / 1,15 = 653,48 \text{ kN}$$

$$\text{Návrhové zatížení: } R_{t,d} = R_{t,k} / 1,35 = 653,48 / 1,35 = 484,06 \text{ kN}$$

$$\text{Maximální síla v kotvě 1: } F_{\max 1} = 418,59 \text{ kN}$$

$$F_{\max 1} = 418,59 \text{ kN} \leq R_{t,d} = 484,06 \text{ kN}$$

kotva vyhoví proti nadměrnému protažení (využití 86 %)

Posouzení proti vytažení kořene kotvy z horniny:

Charakteristická únosnost proti vytažení:

$$R_{a,k} = \pi * d * L_k * \tau = \pi * 0,175 * 7,5 * 115 = 474,18 \text{ kN}$$

Plášťové tření τ kořeny kotvy pro soudržné tuhé až pevné zeminy: 100 - 130 kPa
(Viz Inženýrské stavby 5/1986 - Ing. Keln, CSc, Ing. Mišove, CSc, Výzkumný ústav inženýrských staveb Bratislava - viz tab. 7.j)

Návrhová únosnost proti vytažení:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / 1,1 = 474,18 / 1,1 = 431,07 \text{ kN}$$

$$F_{\max 1} = 418,59 \text{ kN} \leq R_{a,d} = 431,07 \text{ kN}$$

kotva vyhoví proti vytažení kořene kotvy z horniny (využití 97 %)

Kotvy 2. kotevní úrovně: 4pramencové z oceli 1670/1860 MPa, průřezová plocha $A = 600 \text{ mm}^2$, osazené do vrtu průměru 175 mm, dočasná návrhová situace.

Posouzení proti nadměrnému protažení:

$$\text{Zatížení na mezi kluzu: } R_{t,k} = A * f_{t,k} / \gamma_{t,k} = 600 * 1670 / 1,15 = 871,30 \text{ kN}$$

$$\text{Návrhové zatížení: } R_{t,d} = R_{t,k} / 1,35 = 871,30 / 1,35 = 645,41 \text{ kN}$$

Maximální síla v kotvě 1: $F_{\max 2} = 638,94 \text{ kN}$

$$F_{\max 2} = 638,94 \text{ kN} \leq R_{t,d} = 645,41 \text{ kN}$$

kotva vyhoví proti nadměrnému protažení (využití 98,9 %)

Posouzení proti vytažení kořene kotvy z horniny:

Charakteristická únosnost proti vytažení:

$$R_{a,k} = \pi * d * L_k * \tau = \pi * 0,175 * 11,5 * 115 = 727,08 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost proti vytažení:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / 1,1 = 727,08 / 1,1 = 660,98 \text{ kN}$$

$$F_{\max 2} = 638,94 \text{ kN} \leq R_{a,d} = 660,98 \text{ kN}$$

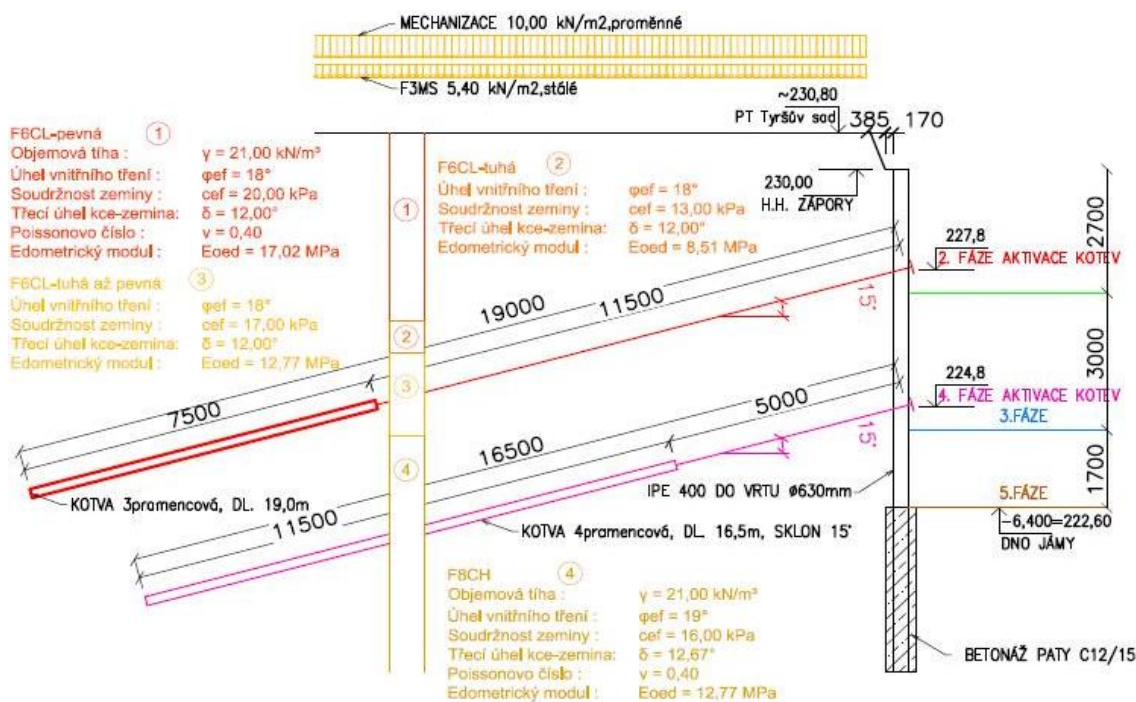
kotva vyhoví proti vytažení kořene kotvy z horniny (využití 96,7 %)

Dále by měly provést posudky na přetržení kotvy a na vytržení táhla z kořene kotvy. Tyto posudky provádět nebudeme, protože nejsou rozhodující. Je zřejmé, že nemůže dojít k přetržení kotvy, protože síla na mezi pevnosti oceli je větší než síla na mezi kluzu (posudek proti nadměrnému protažení). Stejně tak vytržení táhla z kořene kotvy není rozhodující, protože tření mezi ocelí a cementovou injektáží je několikanásobně větší než tření na styku kořen – zemina. Táhla kotev všech pažicích konstrukcí budou chráněny proti korozi PE hadicí.

4.3.3 Záporové pažení Z2

Schéma záporového pažení Z2 je téměř identické jako u záporového pažení Z1. Jediným rozdílem je, že výška terénu za stěnou je v průměru o 0,2 m nižší. Ostatní parametry vstupující do výpočtu zůstávají stejné. Při výpočtu konstrukce v programu Pažení - posudek, při zachování stejných fází budování a délek kotev, bylo možno vlivem poklesu zemního tlaku (snížení terénu) navrhnout osovou vzdálenost zápor o 0,08 m větší než v případě stěny Z1, což z hlediska úspory materiálu nemá vzhledem

k celkové délce stěny 21,805 m zásadní vliv. Proto jsme se rozhodli navrhnout záporové pažení Z2 stejné jako pažení Z1. S ohledem na rozsah práce nebudeme uvádět jednotlivé posudky konstrukce. Je jasné, že stejná stěna při menším zatížení musí vyhovět.



Obr. 4-16: Schéma záporového pažení Z2

4.3.4 Záporové pažení Z3

Pro výpočet záporového pažení Z3 je použit geologický profil vrtu V-1 s odpovídajícími geotechnickými parametry zemin podle IG průzkumu (viz kapitola 3.4 Zatřídění zemin a jejich geomechanické charakteristiky tab. 3-1 až 3-5). Dále je uvažováno s přitížením povrchu terénu proměnným zatížením pro vozidla do 30 t hodnotou $q = 12 \text{ kNm}^{-2}$.

Celková délka záporu:	10 m
Volná výška záporu:	6,25 m
Materiál:	IPE 360 (S275), $a = 1,55 \text{ m}$
Plocha průřezu:	$A = 4,69 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$
Moment setrvačnosti:	$I = 1,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti: $E = 210\,000\text{ MPa}$

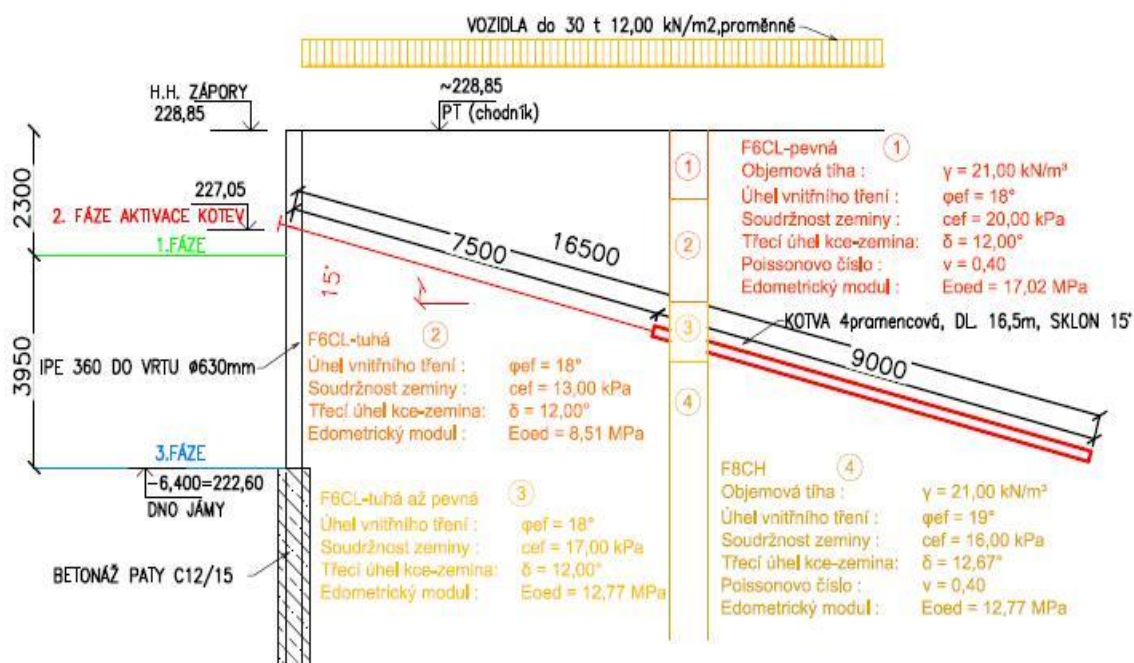
Koeficient redukce tlaku před stěnou

$$k = 3 \cdot \frac{t}{t + m} = 3 \cdot \frac{630}{630 + 920} = 3 \cdot 0,406 = 1,218 \geq 1 \rightarrow k = 1$$

Modul reakce podloží: Dle teorie Schmitt

Průřezový modul: $W = 5,830 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}$

4.3.4.1 Fáze budování



Obr. 4-17: Schéma záporového pažení Z3

1. Fáze: Odkop zeminy 0,5 m pod úroveň první kotevní řady tj. 2,3 m pod úroveň horní hrany záporů.

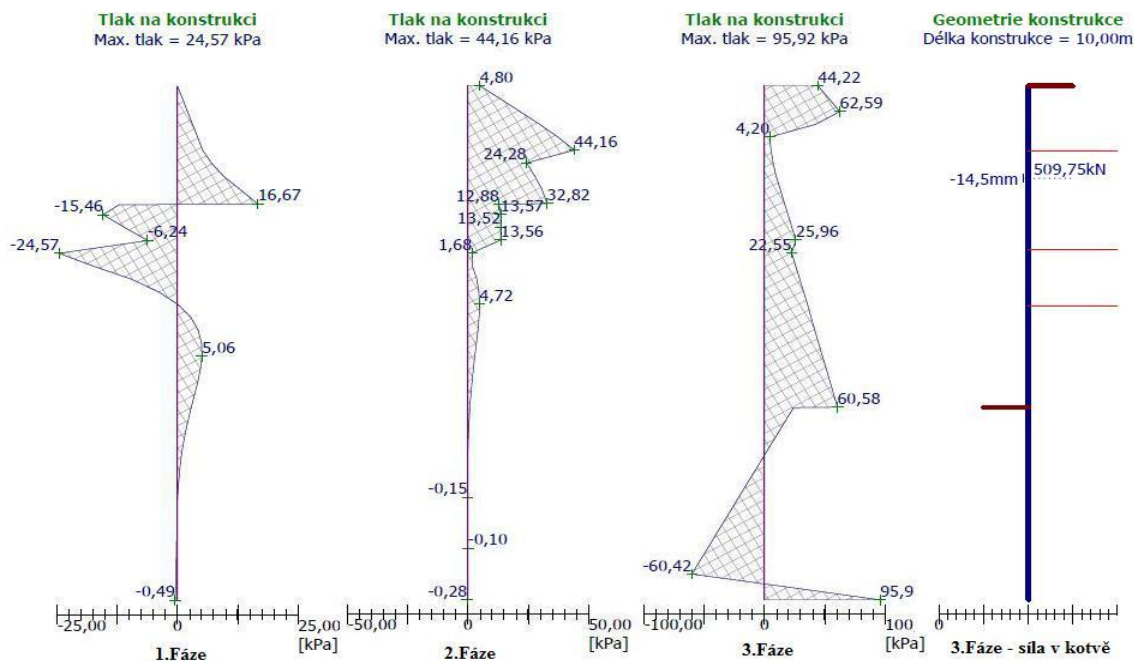
2. Fáze: Aktivace kotev, pro kotevní úroveň byly použity 4pramencové kotvy z oceli 1670/1860 MPa od firmy Freyssinet.

Tab. 4-4: Aktivace kotev stěny Z3

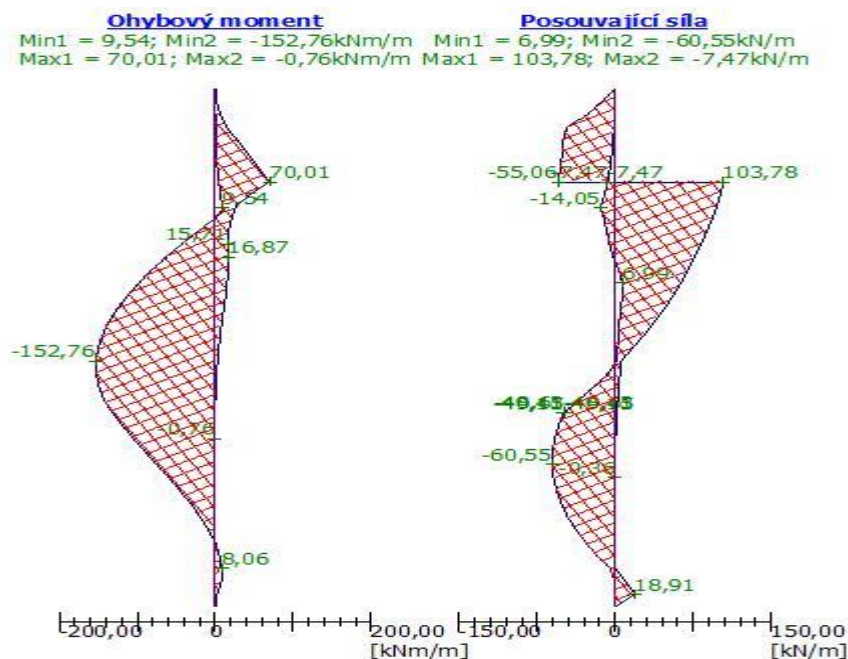
Číslo	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Síla F [kN]
1	1,80	7,50	9,00	15,00	3,10	600,00	210000,00	300,00

3. Fáze: Odkop zeminy na úroveň projektovaného dna jámy tj. 6,25 m pod úroveň horní hrany záporů.

4.3.4.2 Vnitřní síly, síla v kotvě a tlaky působící na konstrukci Z3



Obr. 4-18: Tlaky na konstrukci Z3 fáze 1, 2, 3, maximální síla v kotvě



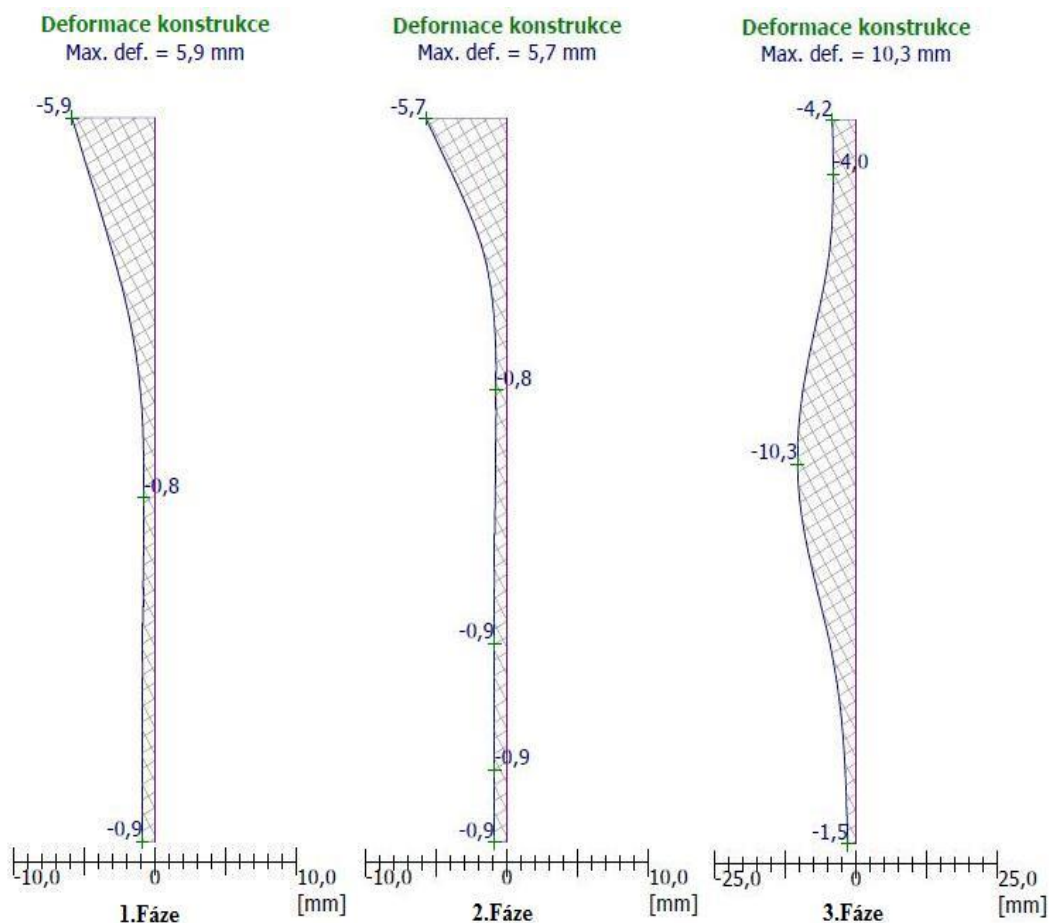
Obr. 4-19: Obálka vnitřních sil Z3

Přehled výsledných hodnot:

Maximální ohybový moment:	152,76 kNm/m
Maximální posouvající síla:	103,78 kN/m
Maximální tlak na konstrukci:	62,59 kPa (nad dnem jámy)
Maximální síla v kotvě:	509,75 kN

4.3.4.3 Deformace stěny Z3

Pro zjištění maximálních deformací stěny je opět nutné provést nový výpočet bez redukce hodnot vstupujících do výpočtu. Deformace budeme pokládat za přijatelné, pokud nepřekročí hodnotu 20 mm, což je splněno (obr. 4-20).



Obr. 4-20: Deformace stěny Z3 fáze 1, 2, 3

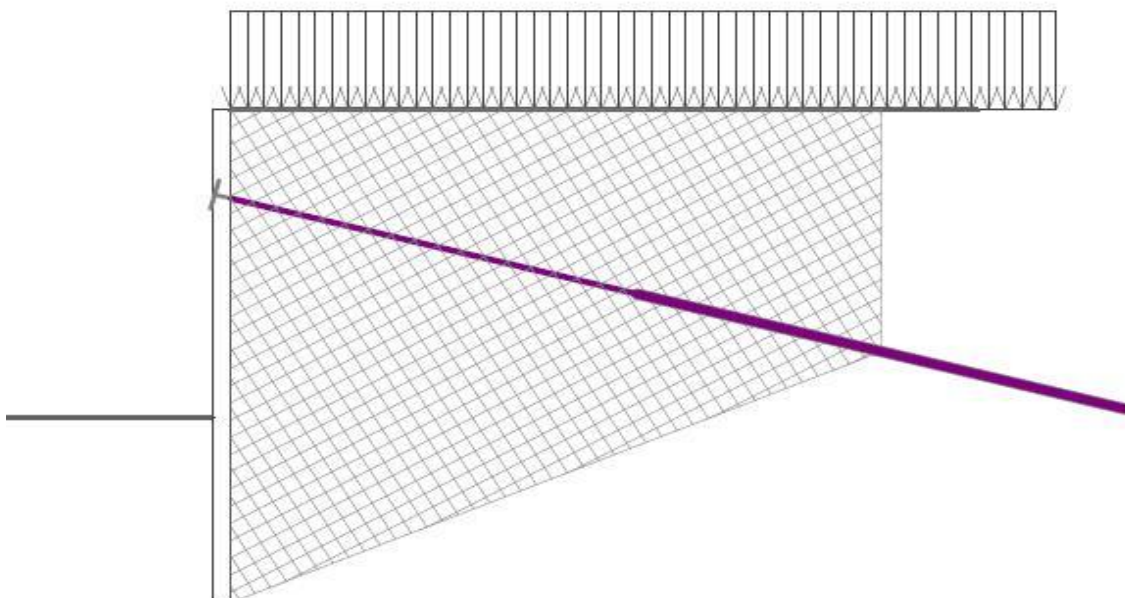
4.3.4.4 Vnitřní stabilita kotev

Posudek se provádí tak, že po dokončení poslední fáze musí být maximální přípustná síla v kotvě větší než skutečná síla v kotvě.

Tab. 4-5: Posouzení vnitřní stability kotevního systému Z3

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Maximální přípustná síla v kotvě [kN]
1	509,75	781,49

$$F_{\max} = 781,49 \text{ kN} > F_k = 509,75 \text{ kN} \Rightarrow \text{konstrukce vyhovuje}$$



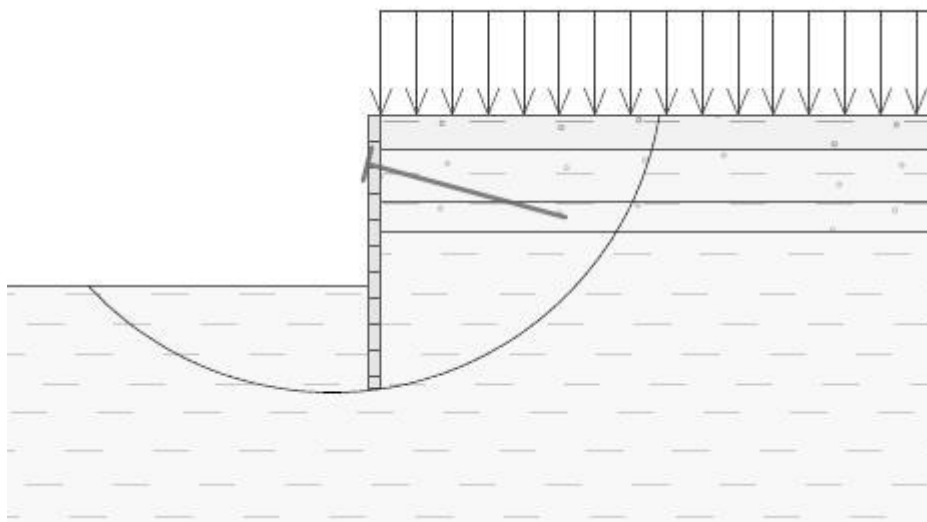
Obr. 4-21: Vnitřní stabilita kotevního systému Z3

4.3.4.5 Vnější stabilita konstrukce Z3

Vnější stabilitu konstrukce je potřeba počítat dle EC7 podle návrhového přístupu 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu.

Pro výpočet stability svahu jsme použili metodu podle Bishopa, která je založena na splnění předpokladu momentové a svislé silové podmínky rovnováhy. V programu se zadá libovolná kruhová smyková plocha procházející pod patou konstrukce. Následně se postupnou iterací provede optimalizace smykové plochy.

Sumace aktivních sil:	$F_a = 724,87 \text{ kN/m}$
Sumace pasivních sil:	$F_p = 1065,42 \text{ kN/m}$
Moment sesouvající:	$M_a = 8799,90 \text{ kNm/m}$
Moment vzdorující:	$M_p = 12934,35 \text{ kNm/m}$
Využití:	68,0 % Stabilita svahu vyhovuje



Obr. 4-22: Vnější stabilita konstrukce Z3 - optimalizovaná smyková plocha

4.3.4.6 Návrh a posouzení dílčích částí záporového pažení Z3

Zápory jsme navrhli jako válcované ocelové profily IPE 360 (z oceli S 275) po vzdálenostech 1,55 m.

$$\text{Ohyb: } M_{ed} = M_{ed \max} * b = 152,76 \text{ kNm/m} * 1,55 = 236,78 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y * W_{el}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 * 10^6 * 0,9037 * 10^{-3}}{1,0} = 248,52 \text{ kNm}$$

Normálové síla z kotvy:

$$N_{ed} = \frac{F_{\max} * \sin \alpha}{2} = \frac{509,75 * \sin 15}{2} = 65,97 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5,381 * 10^{-3} * 275 * 10^6}{1,0} = 1479,78 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{rd}} + \frac{M_{ed}}{M_{rd}} = \frac{65,97}{1479,78} + \frac{236,78}{248,52} = 0,997 \leq 1$$

průřez IPE 360 vyhovuje (využití 99,7 %)

Smyk: $V_{ed} = V_{ed \max} * b = 103,76 \text{ kN/m} * 1,55 = 160,83 \text{ kN}$

$$V_{rd} = \frac{f_y * A_{vz}}{\gamma_{mo} * \sqrt{3}} = \frac{275 * 10^6 * 3,514 * 10^{-3}}{1,0 * \sqrt{3}} = 557,92 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 160,83 \text{ kN} \leq V_{rd} = 557,92 \text{ kN}$$

průřez IPE 360 vyhovuje na smyk (využití 28,8 %)

$$V_{ed} \leq 0,5 * V_{rd} \Rightarrow \text{není nutné posuzovat interakci ohybu a smyku}$$

Pažiny návrh - dřevěné řezivo z listnatého dřeva pevnostní třídy D24. Tloušťku pažin navrhujeme na 1 bm svislé výšky. Zatížení pažin se určí z maximálního tlaku na konstrukci působícího jako rovnoměrné spojitě zatížení na prostém nosníku délky rovné osově vzdálenosti zápor.

Výpočtové zatížení: $q = p_{\max} * 1 \text{ bm} = 62,59 \text{ kPa} * 1 \text{ bm} = 62,59 \text{ kN/m}$

Ohybový moment: $M_{ed} = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 62,59 * 1,6^2 = 20,03 \text{ kNm}$

Pevnost dřeva: $f_{m,d} = k_{\text{mod}} * f_{m,k} / \gamma_M = 0,8 * 24 / 1,3 = 14,77 \text{ MPa}$

Návrh tloušťky 100 mm

$$M_{rd} = f_{m,d} * W_y = 14,77 * 10^5 * \left(\frac{1}{6} * 1 * 0,10^2\right) = 24,62 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 20,03 \text{ kNm} \leq M_{rd} = 24,62 \text{ kNm}$$

průřez tloušťky 100 mm vyhoví (využití 81,4 %)

Převázky - navrhujeme průřez složený ze dvou profilů IPE 300 z oceli S 235. Převázky budou vsazeny mezi záporny tak, aby kotvy vyvozovaly ohyb pouze kolem tuhé osy.

Maximální síla v kotvě: $F_{\max} = 509,75 \text{ kN}$

Ohybový moment: $M_{ed} = \frac{1}{4} * F_{\max} * l = \frac{1}{4} * 509,75 * 1,55 = 197,5kNm$

$$M_{rd} = \frac{f_y * 2 * W_{el}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 * 10^6 * 2 * 557,07 * 10^{-6}}{1,0} = 261,82kNm$$

$$M_{ed} = 197,5kNm \leq M_{rd} = 261,82kNm$$

průřez 2 * IPE 300 vyhoví (využití 75 %)

Kotvy: 4pramencové z oceli 1670/1860 MPa, průřezová plocha $A = 600 \text{ mm}^2$, osazené do vrtu průměru 175 mm, dočasná návrhová situace.

Posouzení proti nadměrnému protažení:

$$\text{Zatížení na mezi kluzu: } R_{t,k} = A * f_{t,k} / \gamma_{t,k} = 600 * 1670 / 1,15 = 871,30kN$$

$$\text{Návrhové zatížení: } R_{t,d} = R_{t,k} / 1,35 = 871,30 / 1,35 = 645,41kN$$

$$\text{Maximální síla v kotvě: } F_{\max} = 509,75kN$$

$$F_{\max} = 509,75kN \leq R_{t,d} = 645,41kN$$

kotva vyhoví proti nadměrnému protažení (využití 79 %)

Posouzení proti vytažení kořene kotvy z horniny:

Charakteristická únosnost proti vytažení:

$$R_{a,k} = \pi * d * L_k * \tau = \pi * 0,175 * 9,0 * 115 = 569,02kN$$

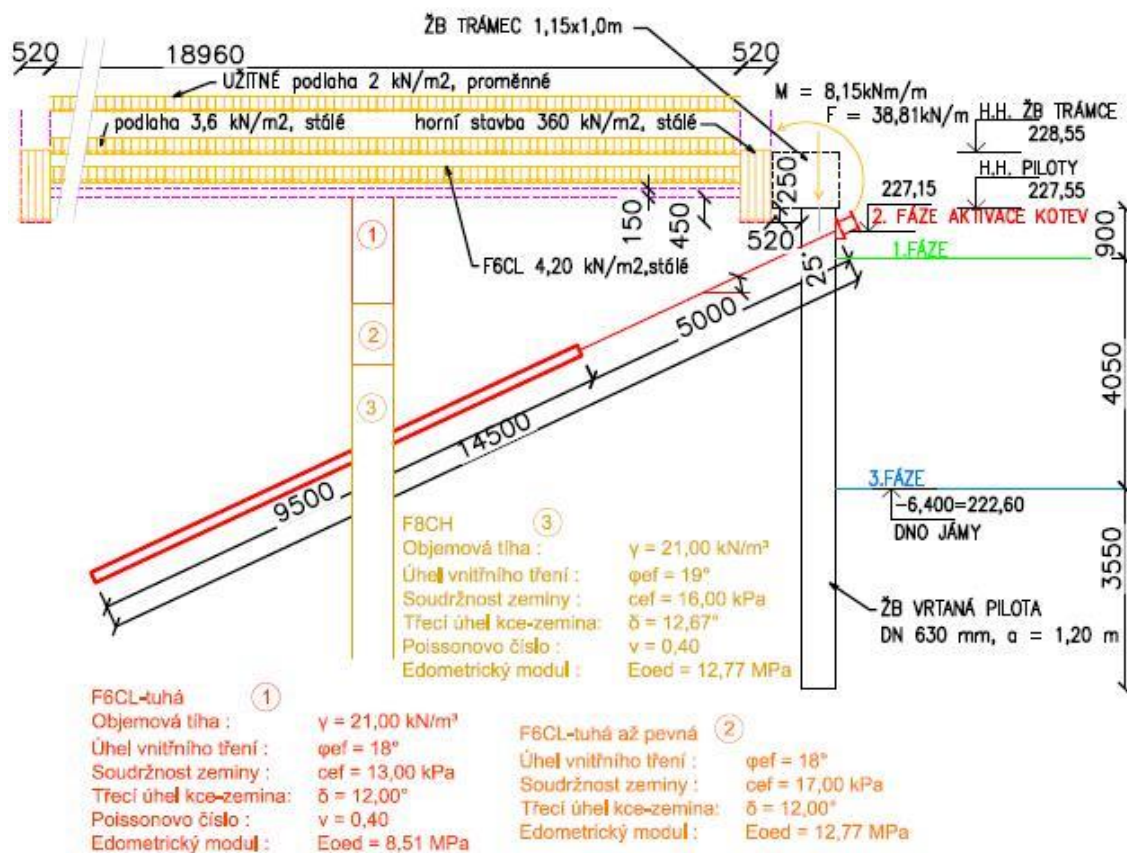
Návrhová únosnost proti vytažení:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / 1,1 = 569,02 / 1,1 = 517,29kN$$

$$F_{\max} = 509,75kN \leq R_{a,d} = 517,29kN$$

kotva vyhoví proti vytažení kořene kotvy z horniny (využití 98,5 %)

4.3.5 Pilotová stěna P1



Obr. 4-23: Schéma pilotové stěny P1

Celková délka piloty:	8,5 m
Volná výška piloty:	4,95 m
Materiál:	C 25/30, B500B, $a = 1,2 \text{ m}$
Plocha průřezu:	$A = 2,60 \cdot 10^{-1} \text{ m}^2/\text{m}$
Moment setrvačnosti:	$I = 6,44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$
Modul pružnosti:	$E = 31\,000 \text{ MPa}$
Modul reakce podloží:	Dle teorie Schmitt

Pilotová stěna P1 byla navržena z důvodu velkého přetížení od sousedního objektu. Tento objekt je založen na základových pasech, jejichž základová spára sahá pod úroveň hlavy pilotové stěny. Stěna je v hlavě spojena železobetonovým trámcem, na který bude osazena část horní stavby. Trámec je do výpočtu uvažován normálovou silou a momentem, který na stěnu vyvodí. Přetížení od základového pasu sousedního

objektu je převzato od firmy KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o. Ostatní zatížení působící mezi pasy bylo stanoveno na základě objemových hmotností materiálů. V případě užitého zatížení podlahy byla hodnota převzata z normy. Veškeré parametry vstupující do výpočtu jsou patrné z obr. 4-23. Pro výpočet je použit geologický profil vrtu V-1 s odpovídajícími geotechnickými parametry zemin podle IG průzkumu (viz kapitola 3.4 Zatřídění zemin a jejich geomechanické charakteristiky tab. 3-1 až 3-5).

4.3.5.1 Fáze budování

1. Fáze: Odkop zeminy 0,5 m pod úroveň kotevní řady tj. 0,9 m pod úroveň hlavy piloty.

2. Fáze: Aktivace kotev, pro kotevní úroveň byly použity 4pramencové kotvy z oceli 1670/1860 MPa od firmy Freyssinet.

Tab. 4-6: Aktivace kotev stěny P1

Číslo	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Síla F [kN]
1	0,40	5,00	9,50	25,00	2,40	600,00	210000,00	300,00

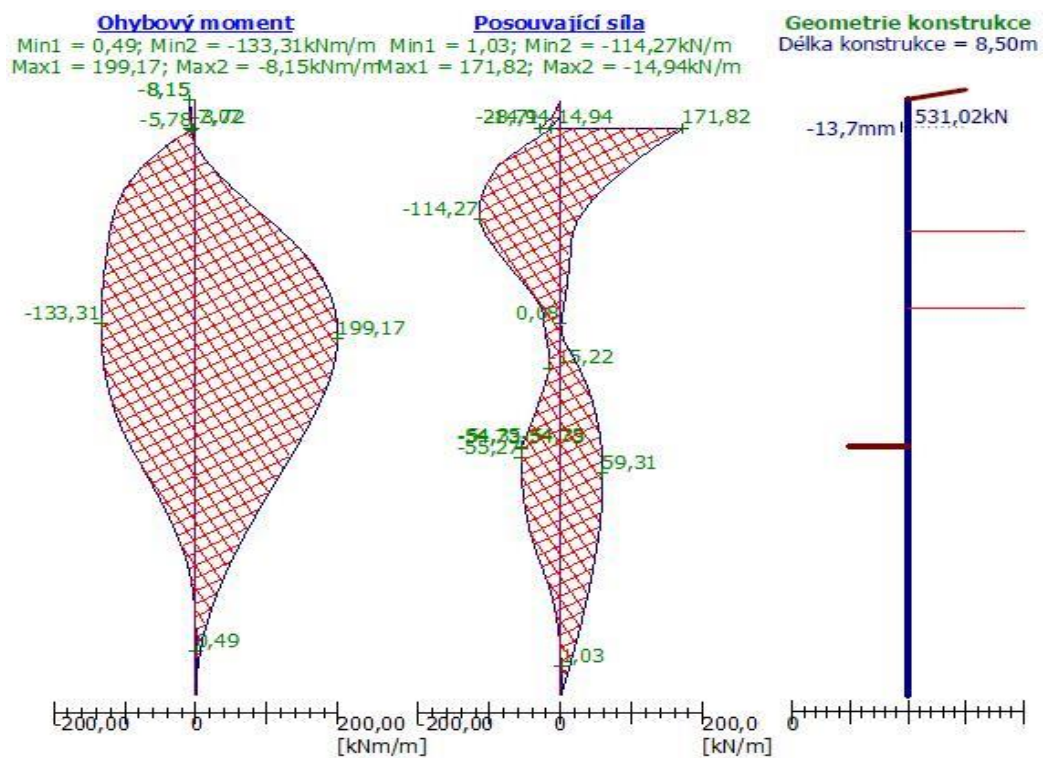
3. Fáze: Odkop zeminy na úroveň projektovaného dna jámy tj. 4,95 m pod úroveň hlavy piloty.

4.3.5.2 Vnitřní síly a deformace na konstrukci P1, síla v kotvě

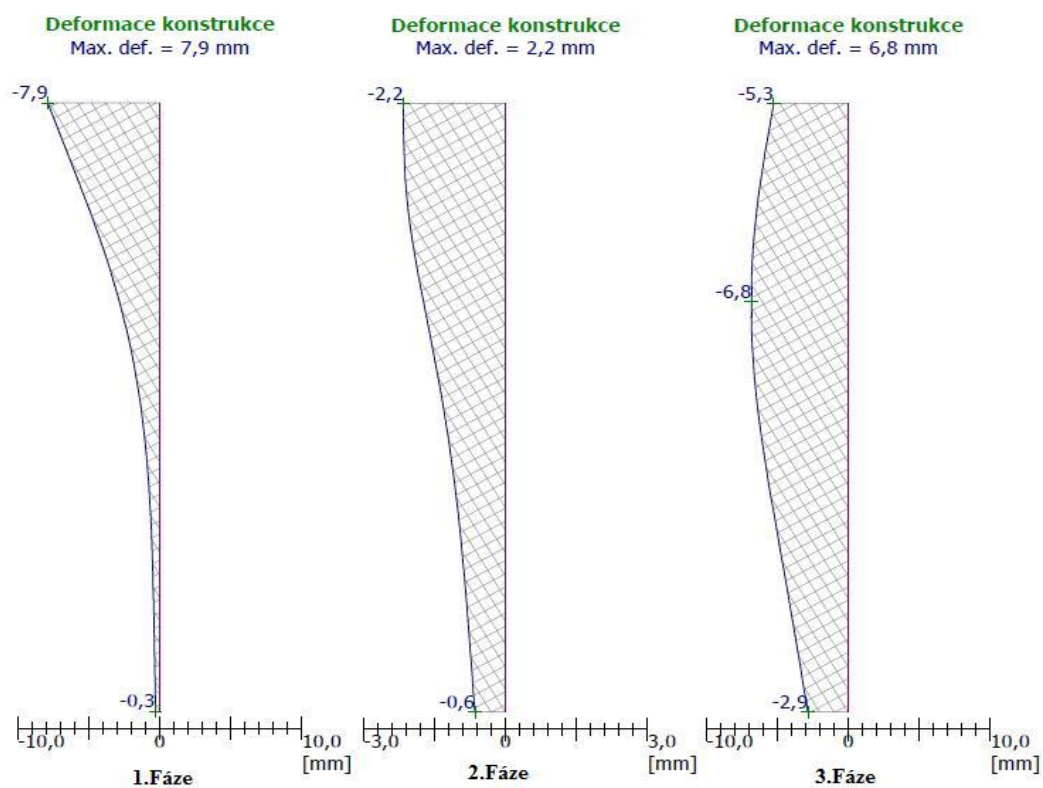
Průběh vnitřních sil, sílu v kotvě a deformace stěny zachycují obrázky na následující stránce (obr. 4-24 a obr. 4-25). Pro zjištění maximálních deformací stěny byl proveden výpočet bez redukce hodnot vstupujících do výpočtu. Snahou bylo navrhnout konstrukci tak, aby deformace nepřesáhla hodnotu 10 mm, při které by mohlo dojít k porušení sousedního objektu, což je splněno ($u_{\max} = 7,9$ mm).

Přehled výsledných hodnot:

Maximální ohybový moment:	199,17 kNm/m
Maximální posouvající síla:	171,82 kN/m
Maximální síla v kotvě:	531,02 kN



Obr. 4-24: Obálka vnitřních sil P1, síla v kotvě



Obr. 4-25: Deformace stěny P1 fáze 1, 2, 3

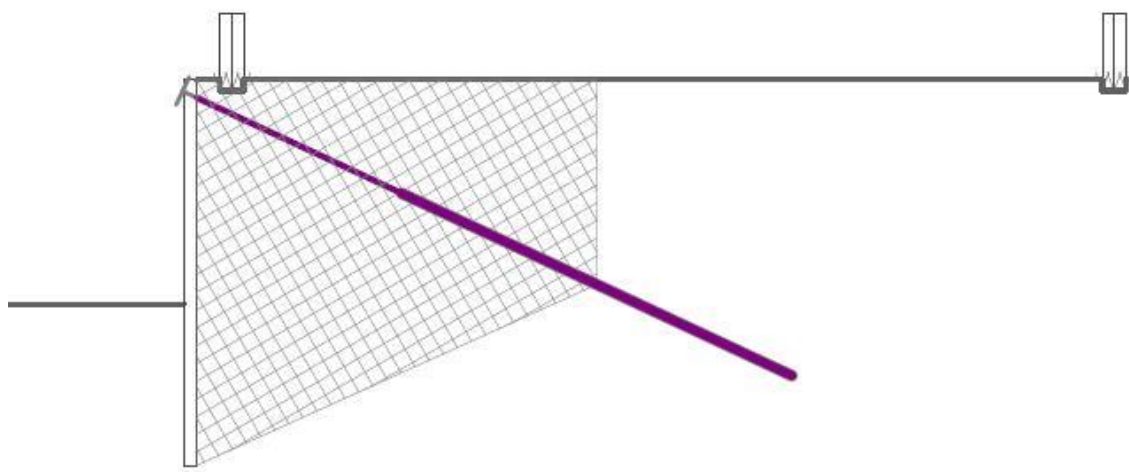
4.3.5.3 Vnitřní stabilita kotev

Posudek se provádí tak, že po dokončení poslední fáze musí být maximální přípustná síla v kotvě větší než skutečná síla v kotvě.

Tab. 4-7: Posouzení vnitřní stability kotevního systému P1

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Maximální přípustná síla v kotvě [kN]
1	531,02	680,71

$$F_{\max} = 680,71 \text{ kN} > F_k = 531,02 \text{ kN} \Rightarrow \text{konstrukce vyhovuje}$$



Obr. 4-26: Vnitřní stabilita kotevního systému P1

4.3.5.4 Vnější stabilita konstrukce P1

Vnější stabilitu konstrukce je potřeba počítat dle EC7 podle návrhového přístupu 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu. Výpočet byl proveden metodou podle Bishopa.

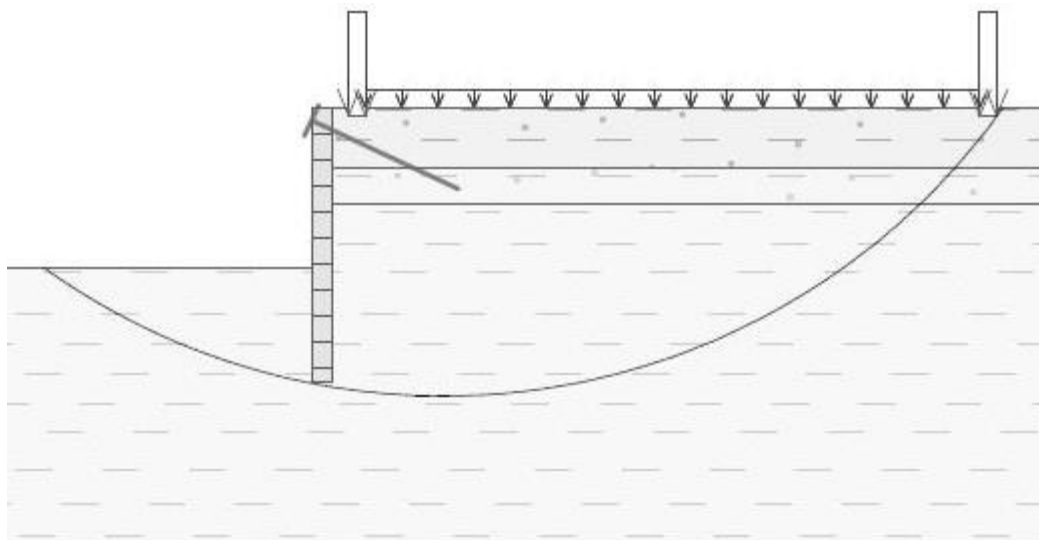
Sumace aktivních sil: $F_a = 1122,38 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil: $F_p = 1595,74 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající: $M_a = 23772,04 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující: $M_p = 33797,86 \text{ kNm/m}$

Využití: 70,3 % **Stabilita svahu vyhovuje**



Obr. 4-27: Vnější stabilita konstrukce P1 - optimalizovaná smyková plocha

4.3.5.5 Návrh a posouzení dílčích částí pilotové stěny P1

Piloty budou provedeny z betonu C 25/30 a vyztuženy betonářskou výztuží B500B. Hlavní podélnou výztuž tvoří 8 prutů průměru 20 mm, smyková výztuž je navržena jako spirála o průměru 12 mm se zdvihem 100 mm. V dolní části piloty, kde není namáhání piloty smykem tak výrazné, byl zdvih spirály zvětšen na 200 mm. Průměr pilot je 630 mm. Předpokládáme stupeň prostředí XC2 s minimálním krytím výztuže 70 mm. Únosnosti piloty v tlaku, ohybu a smyku byly vypočteny v programu GEO 5 – piloty.

$$M_{ed} = M_{ed\max} * b = 199,17 \text{ kNm} / \text{m} * 1,20 = 239,00 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = V_{ed\max} * b = 171,82 \text{ kN} / \text{m} * 1,20 = 206,18 \text{ kN}$$

Normálové síla z kotvy a od ŽB trámce:

$$N_{ed} = \frac{F_{\max} * \sin \alpha}{2} + F * b = \frac{531,02 * \sin 25}{2} + 38,81 * 1,20 = 158,78 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 293,51 \text{ kNm} \geq M_{ed} = 239,00 \text{ kNm} \quad \textbf{vyhovuje (využití 81 \%)}$$

$$N_{rd} = 280,19 \text{ kN} \geq N_{ed} = 158,78 \text{ kN} \quad \textbf{vyhovuje (využití 57 \%)}$$

$$V_{rd} = 223,05 \text{ kN} \geq V_{ed} = 206,18 \text{ kN} \quad \textbf{vyhovuje (využití 92 \%)}$$

$$\text{stupeň vyztužení: } \rho = 0,806\% \geq 0,500 = \rho_{\min} \quad \textbf{vyhovuje}$$

Převázky - navrhujeme průřez složený ze dvou profilů IPE 270 z oceli S 235. Převázky budou předloženy tak, aby kotvy vyvolávaly ohyb pouze kolem tuhé osy. Po vybudování a vytvrzení stropní konstrukce nad 2PP budou kotvy deaktivovány a převázky demontovány.

$$\text{Maximální síla v kotvě: } F_{\max} = 531,02 \text{ kN}$$

$$\text{Ohybový moment: } M_{ed} = \frac{1}{4} * F_{\max} * l = \frac{1}{4} * 531,02 * 1,20 = 159,31 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y * 2 * W_{el}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 * 10^6 * 2 * 428,87 * 10^{-6}}{1,0} = 201,57 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 159,31 \text{ kNm} \leq M_{rd} = 201,57 \text{ kNm}$$

průřez 2 * IPE 270 vyhoví (využití 79 %)

Kotvy: 4pramencové z oceli 1670/1860 MPa, průřezová plocha $A = 600 \text{ mm}^2$, osazené do vrtu průměru 175 mm, dočasná návrhová situace.

Posouzení proti nadměrnému protažení:

$$\text{Zatížení na mezi kluzu: } R_{t,k} = A * f_{t,k} / \gamma_{t,k} = 600 * 1670 / 1,15 = 871,30 \text{ kN}$$

$$\text{Návrhové zatížení: } R_{t,d} = R_{t,k} / 1,35 = 871,30 / 1,35 = 645,41 \text{ kN}$$

$$\text{Maximální síla v kotvě: } F_{\max} = 531,02 \text{ kN}$$

$$F_{\max} = 531,02 \text{ kN} \leq R_{t,d} = 645,41 \text{ kN}$$

kotva vyhoví proti nadměrnému protažení (využití 82 %)

Posouzení proti vytažení kořene kotvy z horniny:

Charakteristická únosnost proti vytažení:

$$R_{a,k} = \pi * d * L_k * \tau = \pi * 0,175 * 9,5 * 115 = 600,63 \text{ kN}$$

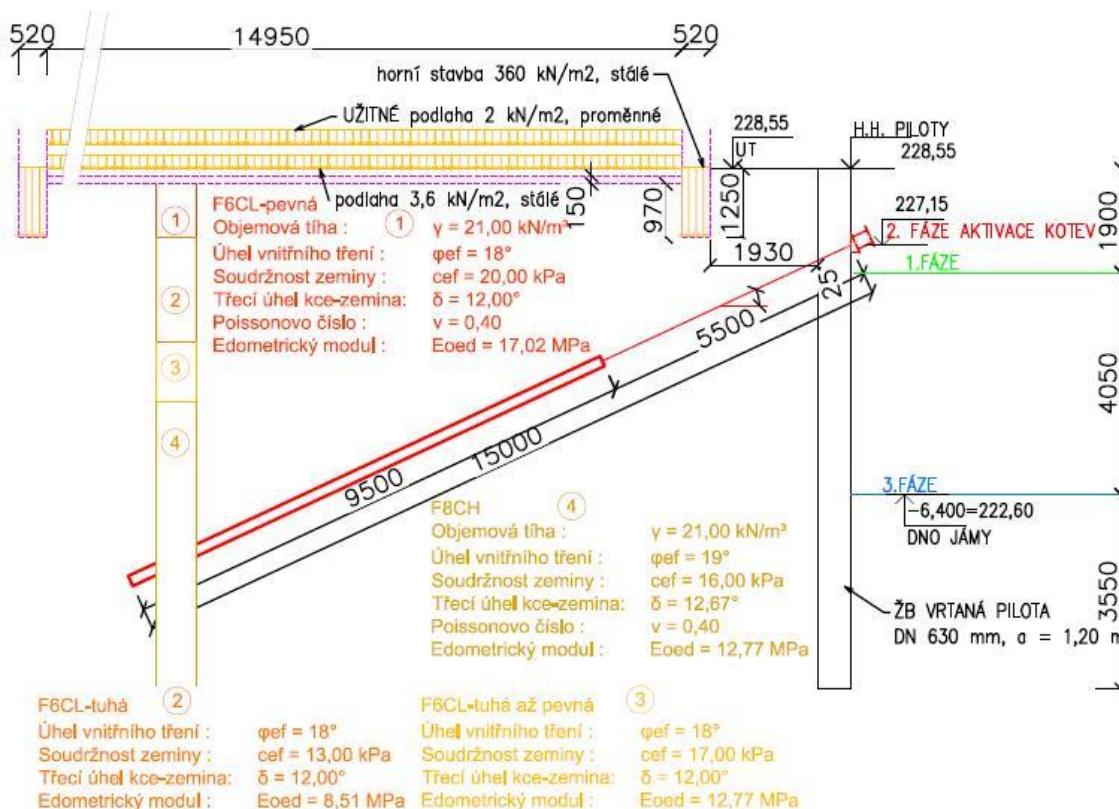
Návrhová únosnost proti vytažení:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / 1,1 = 600,63 / 1,1 = 546,03 \text{ kN}$$

$$F_{\max} = 531,02 \text{ kN} \leq R_{a,d} = 546,03 \text{ kN}$$

kotva vyhoví proti vytažení kořene kotvy z horniny (využití 97,3 %)

4.3.6 Pilotová stěna P2



Obr. 4-28: Schéma pilotové stěny P2

Celková délka piloty:	9,5 m
Volná výška piloty:	5,95 m
Materiál:	C 25/30, B500B, a = 1,1 m
Plocha průřezu:	$A = 2,83 \cdot 10^{-1} \text{ m}^2/\text{m}$
Moment setrvačnosti:	$I = 7,03 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$
Modul pružnosti:	$E = 31\,000 \text{ MPa}$
Modul reakce podloží:	Dle teorie Schmitt

Pilotová stěna P2 byla navržena z důvodu velkého přetížení od sousedního objektu. Tento objekt je založen na základových pasech, jejichž základová spára sahá

pod úroveň hlavy pilotové stěny. Přetížení od základového pasu sousedního objektu je převzato od firmy KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o. Ostatní zatížení působící mezi pasy bylo stanoveno na základě objemových hmotností materiálu. V případě užitého zatížení podlahy byla hodnota převzata z normy. Veškeré parametry vstupující do výpočtu jsou patrné z obr. 4-28. Pro výpočet pilotové stěny P2 je použit geologický profil vrtu V-1 s odpovídajícími geotechnickými parametry zemin podle IG průzkumu (viz kapitola 3.4 Zatřídění zemin a jejich geomechanické charakteristiky tab. 3-1 až 3-5).

4.3.6.1 Fáze budování

1. Fáze: Odkop zeminy 0,5 m pod úroveň kotevní řady tj. 1,9 m pod úroveň hlavy piloty.

2. Fáze: Aktivace kotev, pro kotevní úroveň byly použity 4pramencové kotvy z oceli 1670/1860 MPa od firmy Freyssinet.

Tab. 4-8: Aktivace kotev stěny P2

Číslo	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Síla F [kN]
1	1,40	5,50	9,50	25,00	2,20	600,00	210000,00	340,00

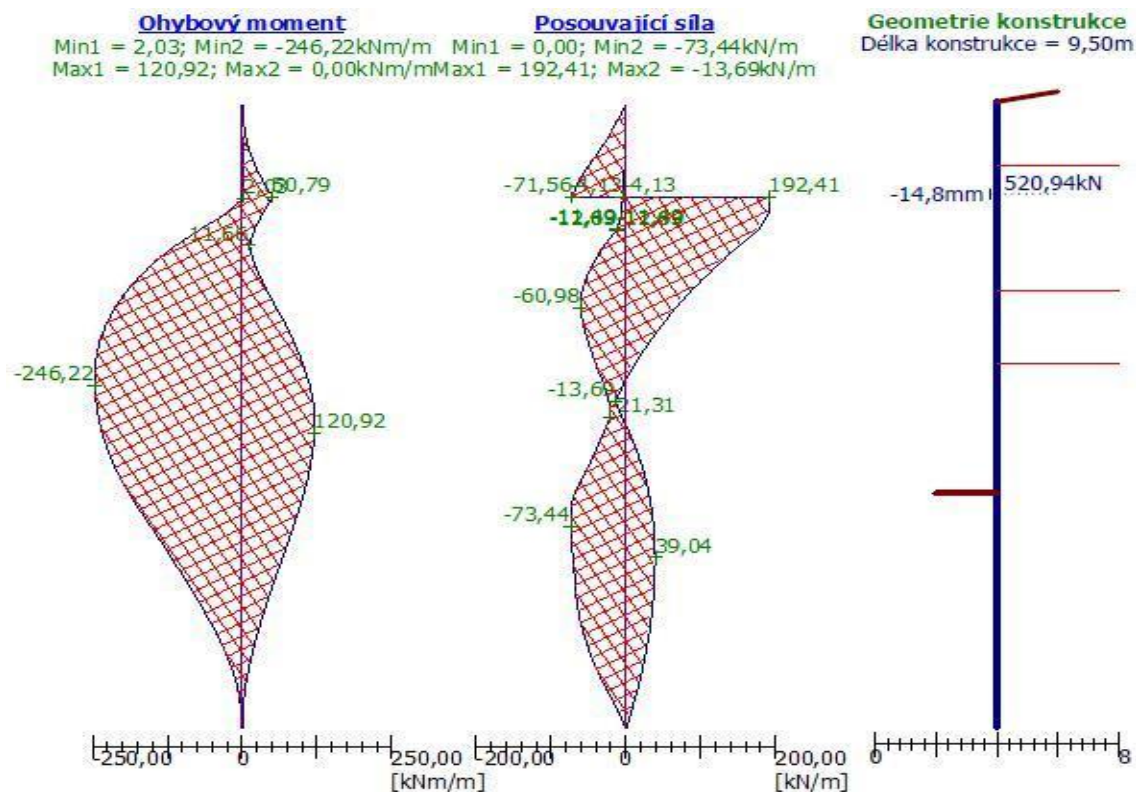
3. Fáze: Odkop zeminy na úroveň projektovaného dna jámy tj. 5,95 m pod úroveň hlavy piloty.

4.3.6.2 Vnitřní síly a deformace na konstrukci P2, síla v kotvě

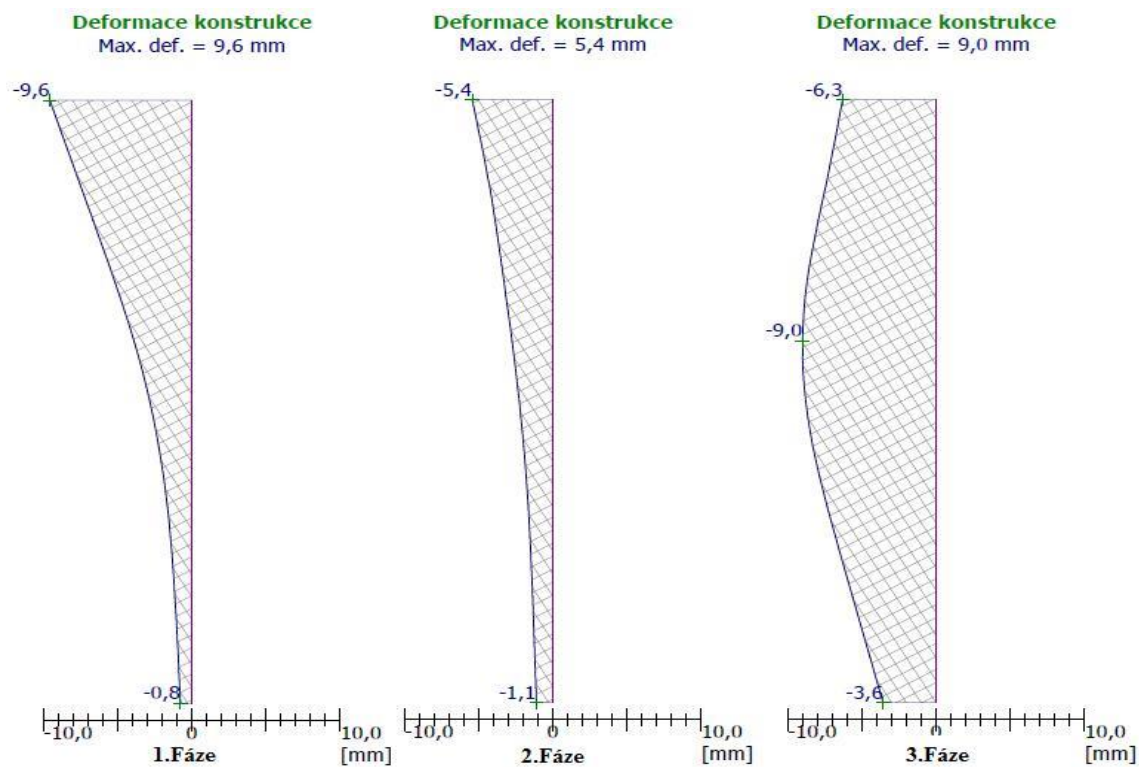
Pro zjištění maximálních deformací stěny byl proveden výpočet bez redukce hodnot vstupujících do výpočtu. Snahou bylo navrhnout konstrukci tak, aby deformace nepřesáhla hodnotu 10 mm, při které by mohlo dojít k porušení sousedního objektu, což je splněno ($u_{\max} = 9,6$ mm).

Přehled výsledných hodnot:

Maximální ohybový moment:	246,22 kNm/m
Maximální posouvající síla:	192,41 kN/m
Maximální síla v kotvě:	520,94 kN



Obr. 4-29: Obálka vnitřních sil P2, síla v kotvě



Obr. 4-30: Deformace stěny P2 fáze 1, 2, 3

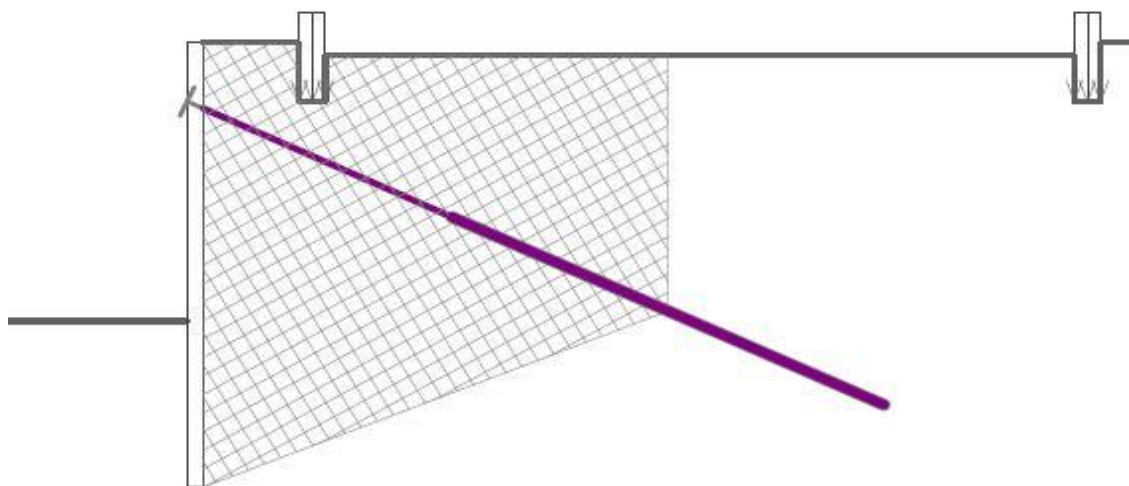
4.3.6.3 Vnitřní stabilita kotev

Posudek se provádí tak, že po dokončení poslední fáze musí být maximální přípustná síla v kotvě větší než skutečná síla v kotvě.

Tab. 4-9: Posouzení vnitřní stability kotevního systému P2

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Maximální přípustná síla v kotvě [kN]
1	520,94	576,60

$$F_{\max} = 576,60 \text{ kN} > F_k = 520,94 \text{ kN} \Rightarrow \text{konstrukce vyhovuje}$$



Obr. 4-31: Vnitřní stabilita kotevního systému P2

4.3.6.4 Vnější stabilita konstrukce P2

Vnější stabilitu konstrukce je potřeba počítat dle EC7 podle návrhového přístupu 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu. Výpočet byl proveden metodou podle Bishopa.

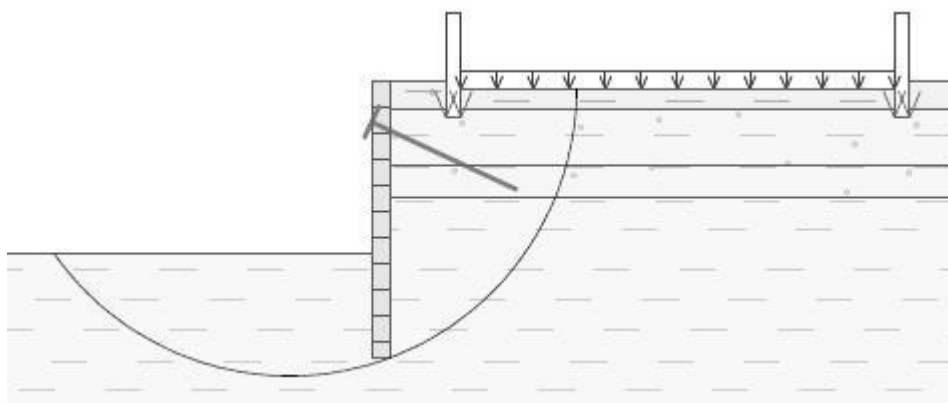
Sumace aktivních sil: $F_a = 705,78 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil: $F_p = 941,28 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající: $M_a = 6994,25 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující: $M_p = 9328,06 \text{ kNm/m}$

Využití: 75,0 % **Stabilita svahu vyhovuje**



Obr. 4-32: Vnější stabilita konstrukce P2 - optimalizovaná smyková plocha

4.3.6.5 Návrh a posouzení dílčích částí pilotové stěny P2

Piloty budou provedeny z betonu C 25/30 a vyztuženy betonářskou výztuží B500B. Hlavní podélnou výztuž tvoří 8 prutů průměru 20 mm, smyková výztuž je navržena jako spirála o průměru 12 mm se zdvihem 100 mm. V dolní části piloty, kde není namáhání piloty smykem tak výrazné, byl zdvih spirály zvětšen na 200 mm. Průměr pilot je 630 mm. Předpokládáme stupeň prostředí XC2 s minimálním krytím výztuže 70 mm. Únosnosti piloty v tlaku, ohybu a smyku byly vypočteny v programu GEO 5 – piloty.

$$M_{ed} = M_{ed\max} * b = 246,22 \text{ kNm/m} * 1,10 = 270,84 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = V_{ed\max} * b = 192,41 \text{ kN/m} * 1,10 = 211,65 \text{ kN}$$

Normálové síla z kotvy:

$$N_{ed} = \frac{F_{\max} * \sin \alpha}{2} = \frac{520,94 * \sin 25}{2} = 110,08 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 293,51 \text{ kNm} \geq M_{ed} = 270,84 \text{ kNm} \quad \textbf{vyhovuje (využití 92 \%)}$$

$$N_{rd} = 280,19 \text{ kN} \geq N_{ed} = 110,08 \text{ kN} \quad \textbf{vyhovuje (využití 39 \%)}$$

$$V_{rd} = 223,05 \text{ kN} \geq V_{ed} = 211,65 \text{ kN} \quad \textbf{vyhovuje (využití 95 \%)}$$

$$\text{stupeň vyztužení: } \rho = 0,806\% \geq 0,500 = \rho_{\min} \quad \textbf{vyhovuje}$$

Převázky - navrhujeme průřez složený ze dvou profilů IPE 270 z oceli S 235. Převázky budou předsazeny tak, aby kotvy vyvozovaly ohyb pouze kolem tuhé osy. Po

vybudování a vytvrnutí stropní konstrukce nad 2PP budou kotvy deaktivovány a převázky demontovány.

Maximální síla v kotvě: $F_{\max} = 520,94 \text{ kN}$

Ohybový moment: $M_{ed} = \frac{1}{4} * F_{\max} * l = \frac{1}{4} * 520,94 * 1,10 = 143,26 \text{ kNm}$

$$M_{rd} = \frac{f_y * 2 * W_{el}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 * 10^6 * 2 * 428,87 * 10^{-6}}{1,0} = 201,57 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 143,26 \text{ kNm} \leq M_{rd} = 201,57 \text{ kNm}$$

průřez 2 * IPE 270 vyhoví (využití 71 %)

Kotvy – stejně jako u pilotové stěny P1 navrženy 4pramencové z oceli 1670/1860 MPa se stejnou délkou kořene, průřezová plocha $A = 600 \text{ mm}^2$, osazené do vrtu průměru 175 mm, dočasná návrhová situace.

Posouzení proti nadměrnému protažení:

$$F_{\max 2} = 520,94 \text{ kN} \leq R_{t,d} = 645,41 \text{ kN}$$

kotva vyhoví proti nadměrnému protažení (využití 81 %)

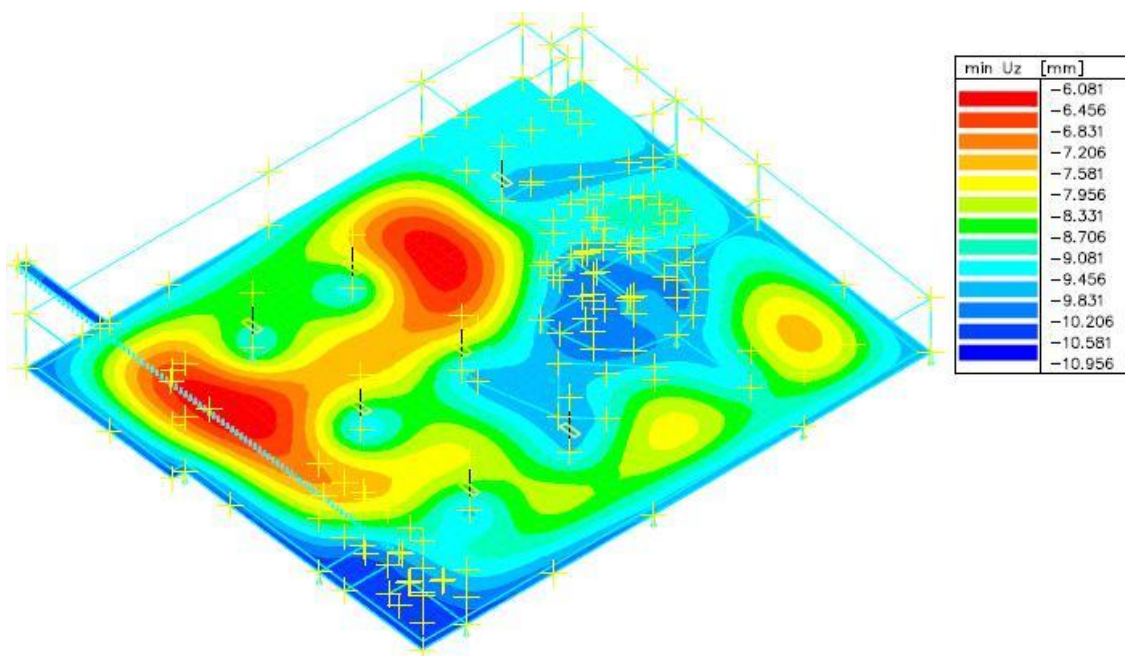
Posouzení proti vytažení kořene kotvy z horniny:

$$F_{\max} = 520,94 \text{ kN} \leq R_{a,d} = 546,03 \text{ kN}$$

kotva vyhoví proti vytažení kořene kotvy z horniny (využití 95,4 %)

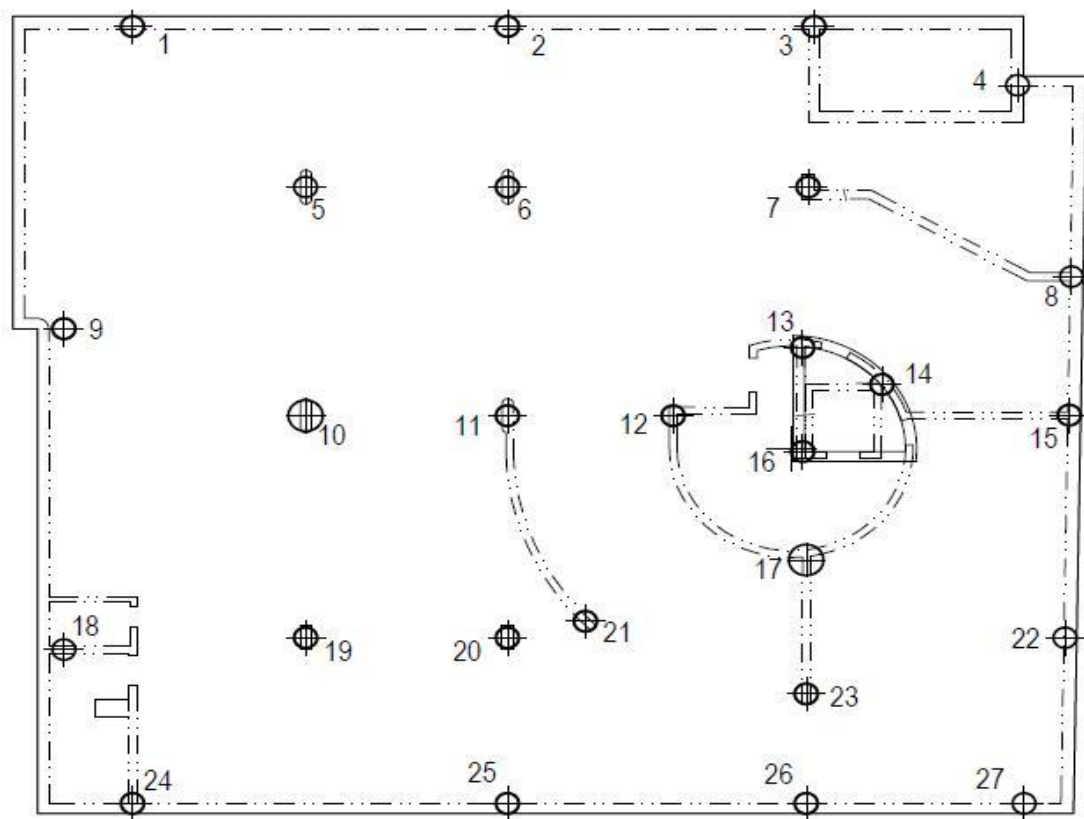
5 ZALOŽENÍ OBJEKTU

Vzhledem k poměrně velkému zatížení od horní stavby je objekt založen na vrtaných ŽB pilotách, které podepírají základovou desku, ale nejsou s ní tuze spojeny. Návrh založení objektu bylo nutné řešit ve spolupráci se statikem horní stavby. Jeho požadavkem bylo, aby se piloty rozmístily do míst, kde budou deformace desky největší, a aby sedání pilot nepřekročilo 10 mm. Rozmístění pilot (obr. 5-2) jsme převzali od společnosti KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o., protože vlastnímu návrhu rozmístění by neodpovídalo zatížení pilot, které firma obdržela.



Obr. 5-1: Deformace základové desky

Jelikož máme k dispozici pouze charakteristické hodnoty zatížení jednotlivých pilot, jsme nuceni toto zatížení rozdělit. Budeme předpokládat, že 70 % celkového zatížení tvoří zatížení stálé a 30 % zatížení proměnné (tab. 5-1). Základovou desku podepírá celkem 27 osově zatížených pilot, proto jsme se rozhodli piloty rozdělit do několika skupin podle intenzity zatížení. Vzhledem k rozsahu práce není možné navrhovat každou pilotu zvlášť, proto bude statický výpočet proveden vždy pouze pro nejvíce namáhanou pilotu z každé skupiny. V praxi by bylo samozřejmě výhodnější, s ohledem na co možná nejlepší cenovou nabídku, navrhnout každou pilotu zvlášť.



Obr. 5-2: Schéma rozmístění pilot

5.1 Statický výpočet

5.1.1 Nastavení výpočtu a vstupní parametry

Nastavení:

Standardní - EN 1997-DA2

Materiály a normy:

Betonové konstrukce:

EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitelé EN 1992-1-1:

standardní

Výpočet:

Výpočet pro odvozněné podmínky:

ČSN 73 1002

Zatěžovací křivka:

nelineární (Masopust)

Metodika posouzení:

výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup:

2 - redukce zatížení a odporu

Tab. 5-1: Tabulka pilot

Číslo piloty	Kóta hlavy pilota	Normálová síla charakteristická N_k (kN)	N_{gd} $0,7*1,35*N_k$ (kN)	N_{qd} $0,3*1,5*N_k$ (kN)	Celková normálová síla návrhová N_d (kN)	Typ piloty
1	222,750	590	557,55	265,50	823,05	A
2	222,750	942	890,19	423,90	1314,09	B
3	222,750	1110	1048,95	499,50	1548,45	C
4	222,750	1103	1042,34	496,35	1538,69	C
5	222,750	548	517,86	246,60	764,46	A
6	222,750	1117	1055,57	502,65	1558,22	C
7	222,750	1129	1066,91	508,05	1574,96	C
8	222,750	1130	1067,85	508,50	1576,35	C
9	222,750	605	571,73	272,25	843,98	A
10	222,750	1902	1797,39	855,90	2653,29	D
11	222,750	1497	1414,67	673,65	2088,32	E
12	222,750	1156	1092,42	520,20	1612,62	C
13	221,320	1162	1098,09	522,90	1620,99	C
14	221,320	950	897,75	427,50	1325,25	B
15	222,750	1144	1081,08	514,80	1595,88	C
16	221,320	782	738,99	351,90	1090,89	F
17	222,750	1921	1815,35	864,45	2679,80	D
18	222,750	830	784,35	373,50	1157,85	F
19	222,750	1534	1449,63	690,30	2139,93	E
20	222,750	1142	1079,19	513,90	1593,09	C
21	222,750	733	692,69	329,85	1022,54	F
22	222,750	1052	994,14	473,40	1467,54	C
23	222,750	723	683,24	325,35	1008,59	F
24	222,750	1229	1161,41	553,05	1714,46	G
25	222,750	1175	1110,38	528,75	1639,13	C
26	222,750	1053	995,09	473,85	1468,94	C
27	222,750	769	726,71	346,05	1072,76	F

Piloty budou zhotoveny z betonu C 25/30 a z důvodu možné odchylky od projektované polohy při vrtání se v horní části vyztuží armokoši délky 3 m. Vysazení hlav pilot nad dno stavební jámy se do výpočtu uvažuje hodnotou 0,15 m.

Všechny piloty jsou založeny v neogenním jílu. Jeho geomechanické parametry uvádí tab. 3-5 (str. 20). Protože je geologie pro všechny piloty stejná, můžeme uvést

regresní koeficienty a, b, e, f a sečnový modul deformace E_s , které jsou potřebné pro výpočet sedání.

Tab. 5-2: Vstupní parametry zatěžovacích křivek

Koeficient a [-]	Koeficient b [-]	Modul E_s [MPa]	Součinitel e [-]	Součinitel f [-]
93,94	102,72	43,09	940,60	1027,96

5.1.2 Pilota typu A

5.1.2.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

Průměr piloty:	$d = 0,63 \text{ m}$
Délka piloty:	$L = 7,50 \text{ m}$
Charakteristická normálová síla:	$N_k = 605 \text{ kN}$
Výpočtová normálová síla:	$N_d = 843,98 \text{ kN}$

Svislá výpočtová únosnost piloty je dána součtem únosnosti paty piloty a únosnosti na plášti. Tato únosnost musí být větší než návrhová síla působící na pilotu.

$$U_{vd} = U_{bd} + U_{fd} \geq N_d \quad (5-1)$$

Výpočtová únosnost paty:	$U_{bd} = 415,22 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost na plášti:	$U_{fd} = 501,46 \text{ kN}$
Celková únosnost:	$U_{vd} = 916,68 \text{ kN}$

$$U_{vd} = 916,68 \geq N_d = 843,98 \text{ kN} \quad \text{Svislá únosnost vrtané piloty vyhovuje}$$

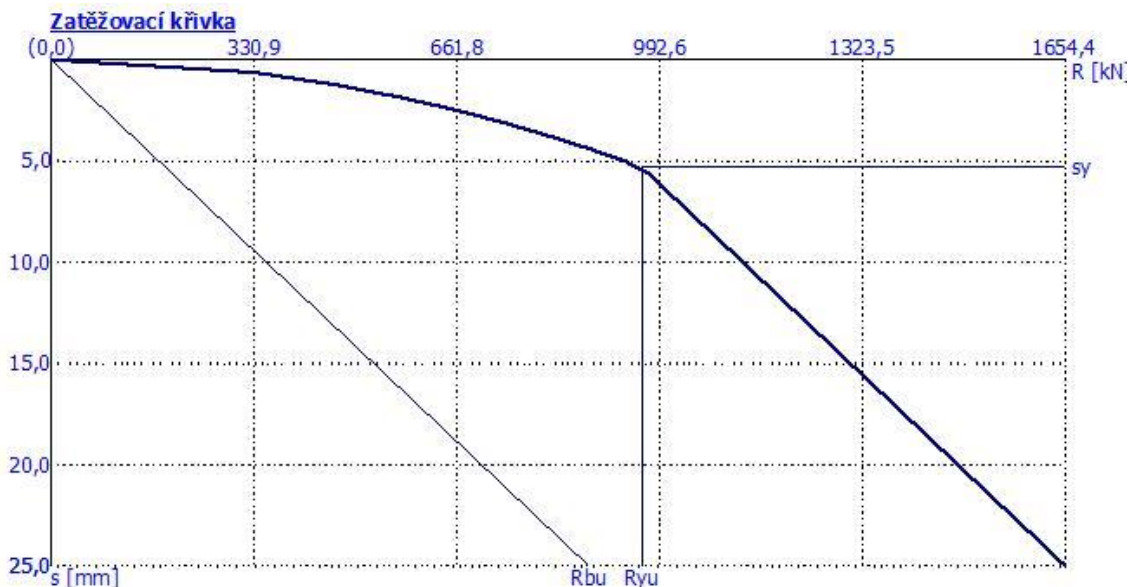
5.1.2.2 Sedání piloty

Pro sestrojení zatěžovací křivky je třeba uvažovat užité zatížení.

$$\text{Síla na mezi mobilizace plášťové tření:} \quad R_{yu} = 963,30 \text{ kN} \rightarrow s_y = 5,3 \text{ mm}$$

$$\text{Únosnost odpovídající sednutí 25 mm:} \quad R_c = 1654,39 \text{ kN}$$

Pro charakteristické zatížení $N_k = 605 \text{ kN}$ je sednutí piloty 2,1 mm.



Obr. 5-3: Zatěžovací křivka piloty typu A

5.1.3 Pilota typu B

5.1.3.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

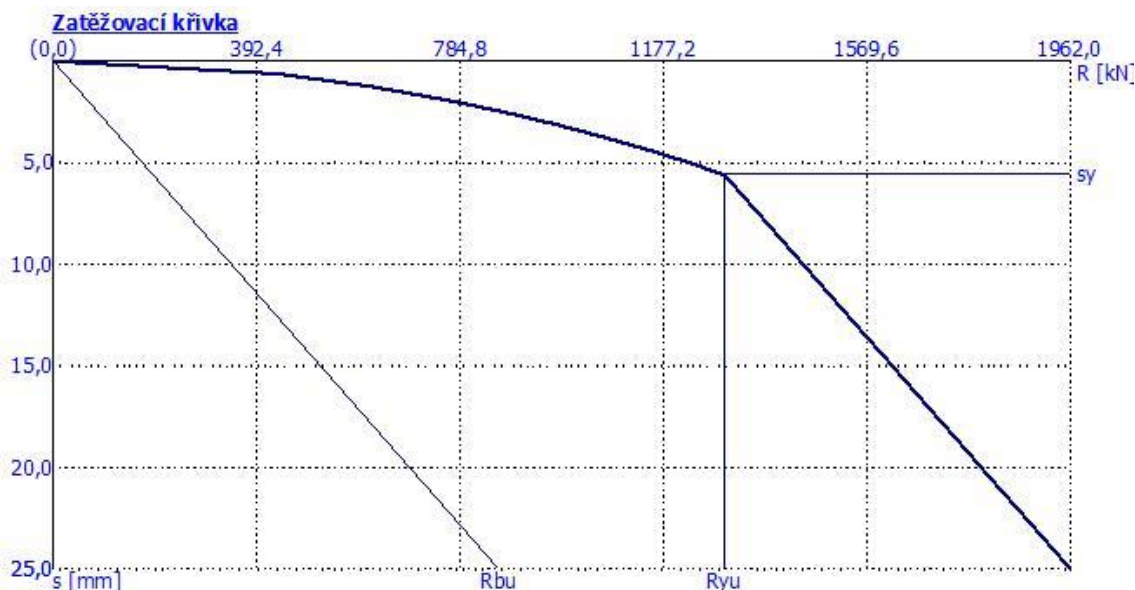
Průměr piloty:	$d = 0,63 \text{ m}$
Délka piloty:	$L = 10,00 \text{ m}$
Charakteristická normálová síla:	$N_k = 950 \text{ kN}$
Výpočtová normálová síla:	$N_d = 1325,25 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost paty:	$U_{bd} = 529,56 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost na plášti:	$U_{fd} = 836,62 \text{ kN}$
Celková únosnost:	$U_{vd} = 1366,18 \text{ kN}$

$$U_{vd} = 1366,18 \geq N_d = 1325,25 \text{ kN} \quad \text{Svislá únosnost vrtané piloty vyhovuje}$$

5.1.3.2 Sedání piloty

Síla na mezi mobilizace plášťové tření:	$R_{yu} = 1293,55 \text{ kN} \rightarrow s_y = 5,6 \text{ mm}$
Únosnost odpovídající sednutí 25 mm:	$R_c = 1961,98 \text{ kN}$

Pro charakteristické zatížení $N_k = 950 \text{ kN}$ je sednutí piloty 3,0 mm.



Obr. 5-4: Zatěžovací křivka piloty typu B

5.1.4 Pilota typu C

5.1.4.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

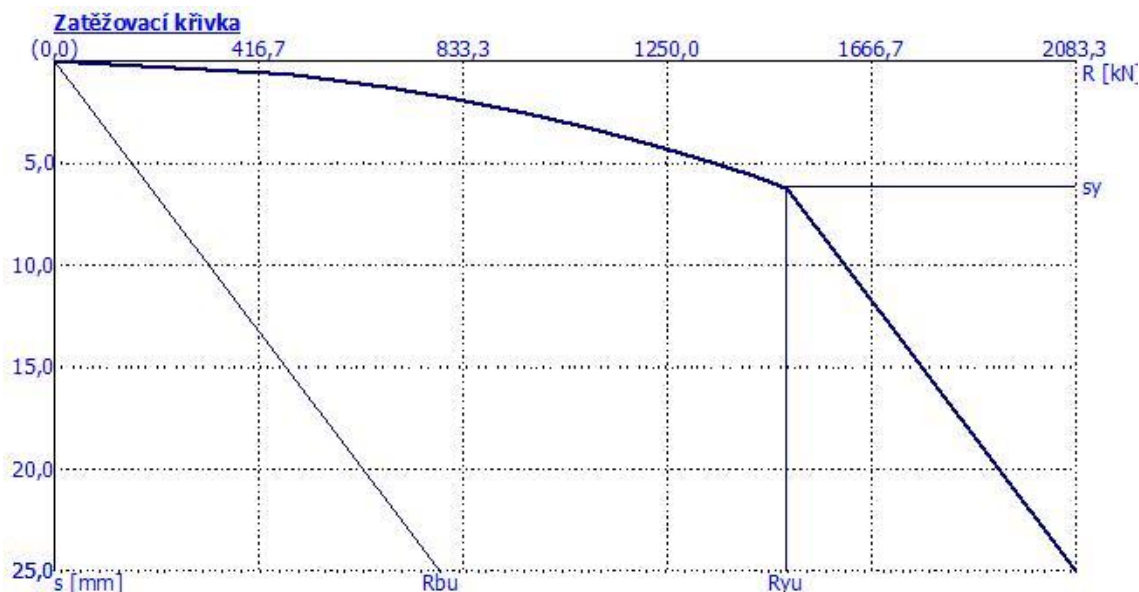
Průměr piloty:	$d = 0,63 \text{ m}$
Délka piloty:	$L = 11,50 \text{ m}$
Charakteristická normálová síla:	$N_k = 1175 \text{ kN}$
Výpočtová normálová síla:	$N_d = 1639,13 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost paty:	$U_{bd} = 598,17 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost na plášti:	$U_{fd} = 1076,75 \text{ kN}$
Celková únosnost:	$U_{vd} = 1674,92 \text{ kN}$

$$U_{vd} = 1674,92 \geq N_d = 1639,13 \text{ kN} \quad \text{Svislá únosnost vrtané piloty vyhovuje}$$

5.1.4.2 Sedání piloty

Síla na mezi mobilizace plášťové tření:	$R_{yu} = 1490,67 \text{ kN} \rightarrow s_y = 6,1 \text{ mm}$
Únosnost odpovídající sednutí 25 mm:	$R_c = 2083,33 \text{ kN}$

Pro charakteristické zatížení $N_k = 1175 \text{ kN}$ je sednutí piloty 3,8 mm.



Obr. 5-5: Zatěžovací křivka piloty typu C

5.1.5 Pilota typu D

5.1.5.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

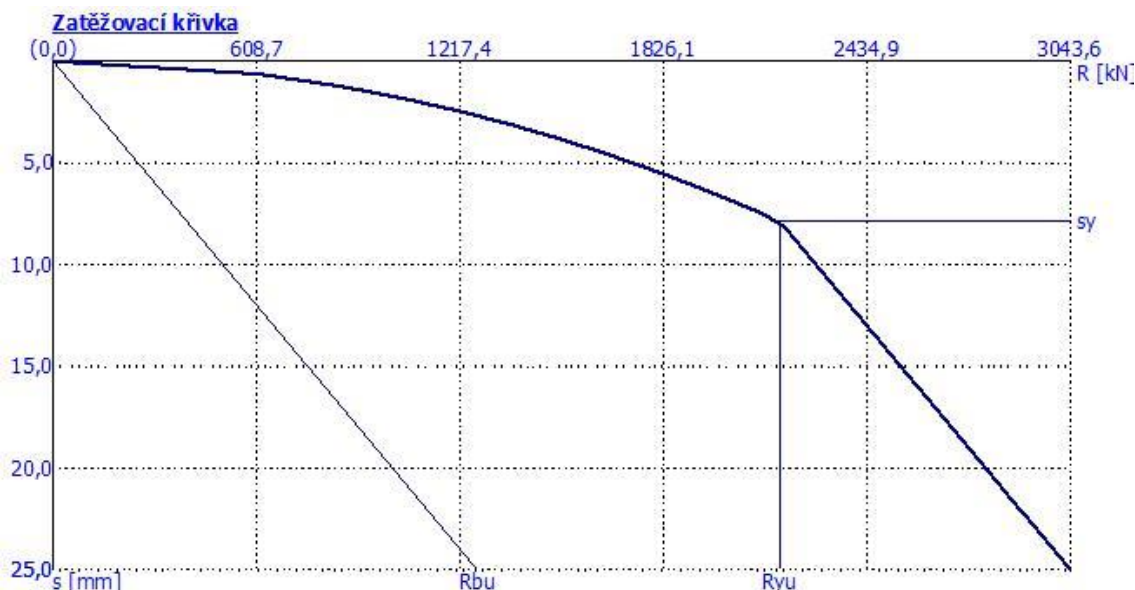
Průměr piloty:	$d = 0,92 \text{ m}$
Délka piloty:	$L = 11,50 \text{ m}$
Charakteristická normálová síla:	$N_k = 1921 \text{ kN}$
Výpočtová normálová síla:	$N_d = 2679,89 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost paty:	$U_{bd} = 1278,80 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost na plášti:	$U_{fd} = 1514,88 \text{ kN}$
Celková únosnost:	$U_{vd} = 2793,68 \text{ kN}$

$U_{vd} = 2793,68 \geq N_d = 2679,89 \text{ kN}$ Svislá únosnost vrtané piloty vyhovuje

5.1.5.2 Sedání piloty

Síla na mezi mobilizace plášťové tření:	$R_{yu} = 2173,69 \text{ kN} \rightarrow s_y = 7,9 \text{ mm}$
Únosnost odpovídající sednutí 25 mm:	$R_c = 3043,58 \text{ kN}$

Pro charakteristické zatížení $N_k = 1921 \text{ kN}$ je sednutí piloty 6,1 mm.



Obr. 5-6: Zatěžovací křivka piloty typu D

5.1.6 Pilota typu E

5.1.6.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

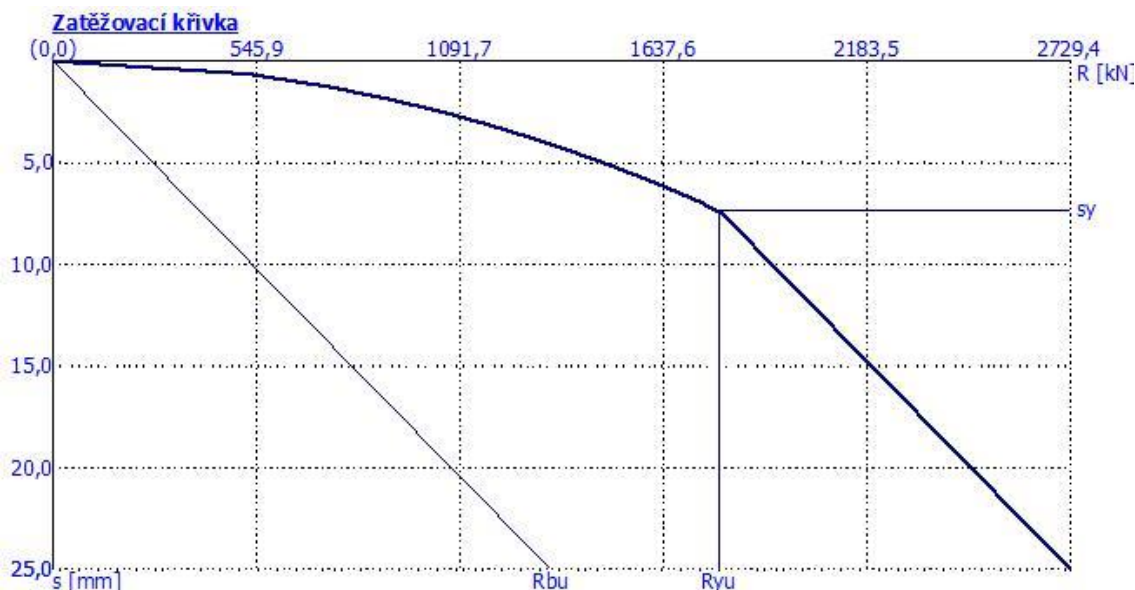
Průměr piloty:	$d = 0,92 \text{ m}$
Délka piloty:	$L = 9,50 \text{ m}$
Charakteristická normálová síla:	$N_k = 1534 \text{ kN}$
Výpočtová normálová síla:	$N_d = 2139,93 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost paty:	$U_{bd} = 1083,73 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost na plášti:	$U_{fd} = 1065,73 \text{ kN}$
Celková únosnost:	$U_{vd} = 2149,46 \text{ kN}$

$$U_{vd} = 2149,46 \geq N_d = 2139,93 \text{ kN} \quad \text{Svislá únosnost vrtané piloty vyhovuje}$$

5.1.6.2 Sedání piloty

Síla na mezi mobilizace plášťové tření:	$R_{yu} = 1785,28 \text{ kN} \rightarrow s_y = 7,3 \text{ mm}$
Únosnost odpovídající sednutí 25 mm:	$R_c = 2729,36 \text{ kN}$

Pro charakteristické zatížení $N_k = 1534 \text{ kN}$ je sednutí piloty 5,4 mm.



Obr. 5-7: Zatěžovací křivka piloty typu E

5.1.7 Pilota typu F

5.1.7.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

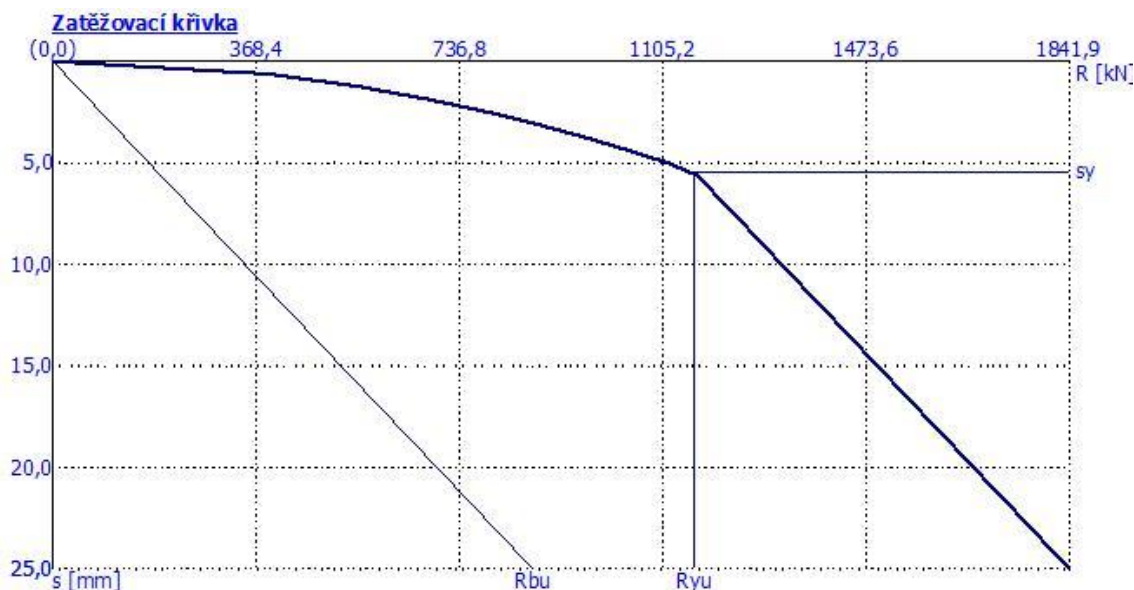
Průměr piloty:	$d = 0,63 \text{ m}$
Délka piloty:	$L = 9,00 \text{ m}$
Charakteristická normálová síla:	$N_k = 830 \text{ kN}$
Výpočtová normálová síla:	$N_d = 1157,85 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost paty:	$U_{bd} = 483,83 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost na plášti:	$U_{fd} = 692,80 \text{ kN}$
Celková únosnost:	$U_{vd} = 1176,63 \text{ kN}$

$U_{vd} = 1176,63 \geq N_d = 1157,85 \text{ kN}$ **Svislá únosnost vrtané piloty vyhovuje**

5.1.7.2 Sedání piloty

Síla na mezi mobilizace plášťové tření:	$R_{yu} = 1161,78 \text{ kN} \rightarrow s_y = 5,4 \text{ mm}$
Únosnost odpovídající sednutí 25 mm:	$R_c = 1841,95 \text{ kN}$

Pro charakteristické zatížení $N_k = 830 \text{ kN}$ je sednutí piloty 2,8 mm.



Obr. 5-8: Zatěžovací křivka piloty typu F

5.1.8 Pilota typu G

5.1.8.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

Průměr piloty:	$d = 0,63 \text{ m}$
Délka piloty:	$L = 12 \text{ m}$
Charakteristická normálová síla:	$N_k = 1229 \text{ kN}$
Výpočtová normálová síla:	$N_d = 1714,46 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost paty:	$U_{bd} = 621,03 \text{ kN}$
Výpočtová únosnost na plášti:	$U_{fd} = 1163,30 \text{ kN}$
Celková únosnost:	$U_{vd} = 1784,33 \text{ kN}$

$$U_{vd} = 1784,33 \geq N_d = 1714,46 \text{ kN} \quad \text{Svislá únosnost vrtané piloty vyhovuje}$$

5.1.8.2 Sedání piloty

Síla na mezi mobilizace plášťové tření:	$R_{yu} = 1556,27 \text{ kN} \rightarrow s_y = 6,3 \text{ mm}$
Únosnost odpovídající sednutí 25 mm:	$R_c = 2129,21 \text{ kN}$

Pro charakteristické zatížení $N_k = 1229 \text{ kN}$ je sednutí piloty 3,9 mm.



Obr. 5-9: Zatěžovací křivka piloty typu G

5.1.9 Přehled navržených pilot

Velikost zatížení pilot se dost výrazně liší, proto bylo nutno navrhovat různé délky a průměry pilot. Požadavek statika horní stavby na limitní sedání pilot 10 mm jsme splnili.

Tab. 5-3: Přehled navržených pilot

Typ piloty	Průměr [m]	Délka [m]	N_k [kN]	N_d [kN]	Únosnost [kN]	Sedání [mm]	Typ armokoše
A	0,63	7,50	605	843,98	916,68	2,1	I
B	0,63	10,00	950	1325,25	1366,18	3,0	I
C	0,63	11,50	1175	1639,13	1674,92	3,8	I
D	0,92	11,50	1921	2679,89	2793,68	6,1	II
E	0,92	9,50	1534	2139,93	2149,46	5,4	II
F	0,63	9,00	830	1157,85	1176,63	2,8	I
G	0,63	12,00	1229	1714,46	1784,33	3,9	I

6 TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ

Před zahájením veškerých prací speciálního zakládání je nutné vytyčení a přeložení všech překážek, které jsou v kolizi s navrženými geotechnickými konstrukcemi tj. přeložení inženýrských sítí a odstranění zbytků původních konstrukcí. Poté se provede předvýkop na výškovou úroveň přilehlé ulice (229 m n. m.). Na této úrovni se připraví dostatečně únosná pracovní plošina pro zhotovení svislých prvků pažení (zápory, piloty).



Obr. 6-1: Předvýkop na úroveň přilehlé ulice

6.1 Kotvené záporové pažení Z1, Z2, Z3

Z připravené pracovní plošiny se na stranách rovnoběžných s ulicí Smetanova a přiléhající k parku realizují svislé vrty průměru 630 mm v osových vzdálenostech dle projektové dokumentace. Délky vrtů se pohybují od 10 do 12 m dle jednotlivých řezů.



Obr. 6-2: Realizace vrtů pro záporové pažení

Vrtání probíhá v soudržných zeminách, proto předpokládáme, že není nutné vrtů pažit. V případě zjištění nestabilních stěn vrtu budou stěny chráněny ocelovými pažnicemi. Po vyčištění vrtů se provede osazení zápor (IPE 360 nebo 400 dle prováděné stěny). Zápor se vycentruje a v ústí vrtu se jejich poloha zajistí klíny. Ve spodní části se vrt zalije betonem C 12/15 až do úrovně dna stavební jámy. Zbytek vrtu se zasype vyvrtanou zeminou.

Po zhotovení zápor se přejde k odkopu zeminy před pažící konstrukcí. Velikost záběru závisí na typu zeminy, neměla by však nikdy být větší než 1,5 m. Mezi zápor se současně budou osazovat dřevěné pažiny dle navržené tloušťky. Volný prostor za pažinami se po vrstvách do 15 cm zasype a zhutní.

Velikost záběru zeminy je také nutné plánovat s ohledem na kotevní úroveň. Pro záporové pažení byly navrženy 2 kotevní úrovně (stěny Z1, Z2), respektive 1 kotevní úroveň pro stěnu Z3. Pracovní plošina pro realizaci pramencových kotev je vždy 0,5 m pod projektovanou kotevní úrovní. Pro stěny Z1 a Z2 jsme navrhli v první kotevní úrovni (-2,2 m pod horní hranou záporu) 3pramencové kotvy a v druhé kotevní úrovni

(-5,2 m pod horní hranou zápory) 4pramencové kotvy. Pro stěnu Z3 je navržena pouze jedna kotevní úroveň (-1,8 m pod horní hranou zápory) vytvořená ze 4pramencových kotev.

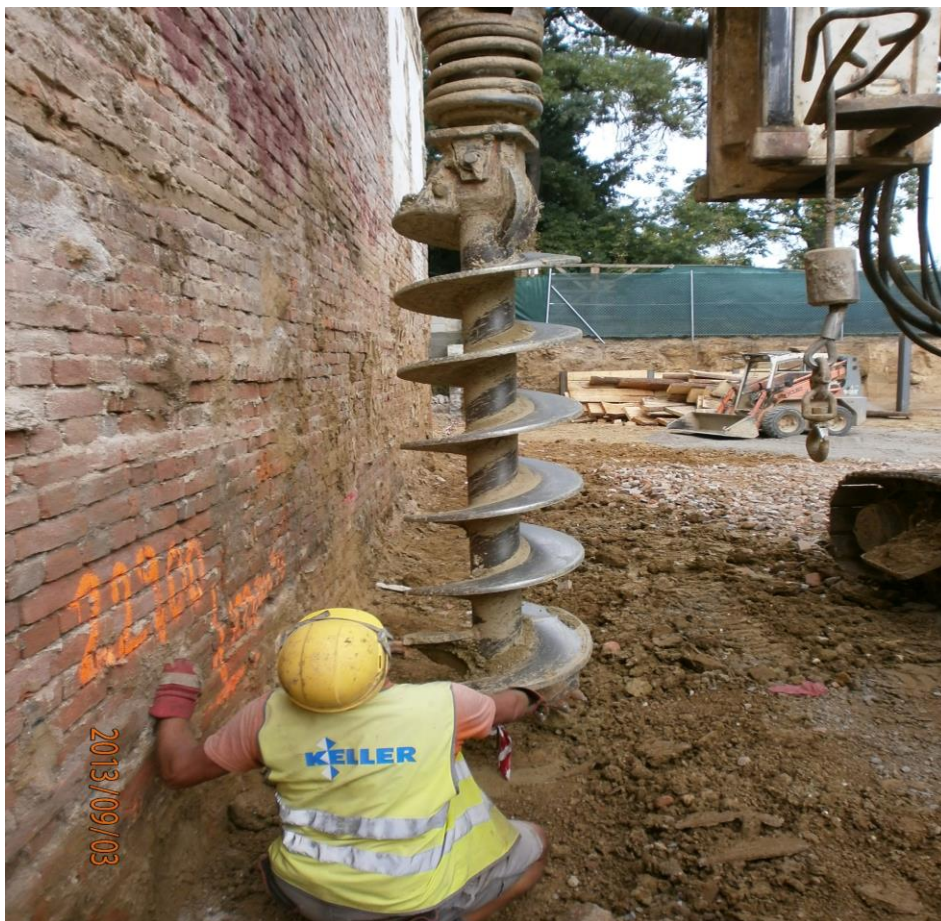


Obr. 6-3: Osazení dřevěných pažin a realizace kotev

Pramence se budou osazovat v PE hadici do vrtů průměru 175 mm spolu s injektážní trubicí. Sklon vrtů je 15° . Kořenová část se vyplní cementovou zálivkou a po částečném vytvrdnutí bude kořen kotvy injektován. Předpínání kotev může být provedeno nejdříve 7 dní od skončení injektáže kořene. Kotvy budou předpínány přes dvojici svařených IPE profilů. Profily převázek jednotlivých kotevních úrovní se liší (IPE 270 nebo 300). Převázky jsou osazeny mezi zápory tak, aby hlavy kotev nepřesahovaly líc pažení. S těžením zeminy před stěnou je možné pokračovat vždy až po předepnutí všech kotev prováděné kotevní úrovně.

6.2 Kotvené pilotové stěny P1, P2

Z pracovní plošiny, z které jsou realizovány zápory, se zároveň provedou i železobetonové piloty stěn P1 a P2. Navržený průměr pilot je 630 mm. Hloubka vrtů a jejich osová vzdálenost se realizuje dle projektové dokumentace. Stejně tak jako vrty pro zápory, tak i vrty pro piloty navrhujeme jako nepažené. V případě zjištění nestabilních stěn vrtu budou stěny chráněny ocelovými pažnicemi. Po vyčištění vrtů se do vrtů osadí armokoše a provede se betonáž pilot betonem C 25/30 pro stupeň prostředí XC2. U pilot stěny P1 musí být výztuž vytažena z pilot (obr. 6-5), protože na ni bude zhotoven železobetonový trámec.



Obr. 6-4: Realizace vrtů pro piloty stěn P1 a P2

Po provedení pilot a trámce se může přistoupit k postupnému odtěžování zeminy před stěnou. Maximální záběr zeminy opět závisí na typu zeminy, neměl by však překročit hodnotu 1,5 m.



Obr. 6-5: Vytažení výztuže z pilot stěny P2



Obr. 6-6: Ukotvení ocelových kozlíků a realizace kotev

Po dosažení hloubky 0,5 m pod projektovanou kotevní úroveň se na piloty ukotví ocelové kozlíky (obr. 6-6), které budou podporovat navržené převázky (IPE 270). Pro pilotové stěny jsme v úrovni 227,15 m n. m. navrhli 4pramencové kotvy se sklonem 25°. Pramence kotev se budou osazovat v PE hadici do vrtů průměru 175 mm spolu s injektážní trubicí. Kořenová část se vyplní cementovou zálivkou a po částečném vytvrdnutí bude kořen kotvy injektován.

Předpínání kotev může být provedeno nejdříve 7 dní od skončení injektáže kořene. S těžněním zeminy před stěnou je možné pokračovat vždy až po předeptnutí všech kotev prováděné kotevní úrovní. Prostor mezi pilotami bude vyplňován stříkaným beton (tloušťka do 10 cm), který bude vyztužen KARI sítěmi (obr. 6-7).



Obr. 6-7: Úprava líce pilotových stěn stříkaným betonem

Po vybudování a vytvrdnutí stropní konstrukce nad 2PP budou kotvy deaktivovány a převázky demontovány.

6.3 Pilotové založení

Realizace pilot bude provedena z dostatečně únosné pracovní plošiny nutné pro pojezd vrtné soupravy. Tato plošina bude zhotovena na kótě 226,500 m n. m., což je o 3,75 m výše, než je projektovaná kóta hlav pilot s výjimkou snížených pilot, které jsou umístěny pod jádrem budoucí rampy. Při vrtání pilot z plošiny, která by byla zhotovena na kótě hlav pilot, by došlo ke komplikacím spojených s mechanizací. Bylo by zapotřebí velmi silného jeřábu pro spuštění a následné vyzdvihnutí vrtné soupravy, což by vedlo jednak k omezení dopravy na ulici Smetanova a jednak by došlo k přetížení terénu za rubem záporového pažení Z3. Dalším faktorem, proč nebylo toto řešení uskutečněno, je nedostatek prostoru.



Obr. 6-8: Příprava pracovní plošiny

Při budování plošiny na uvažované kótě jsou tyto negativní faktory odstraněny, protože vrtná souprava sjede do jámy po uměle vytvořené rampě. Avšak i toto řešení sebou nese jistou nevýhodu. Z důvodu zřízení zmiňované rampy se piloty budou muset provést ve dvou etapách. Nejprve se provedou piloty na jedné polovině jámy, následně

se rampa přemístí na stranu jámy, kde už realizace pilot proběhla, a poté se provedou piloty na zbývajících částech jámy.

Vrty jsou navrhovány jako nepažené, protože jsou prováděny v soudržných zeminách a hladina podzemní vody nebyla inženýrsko-geologickým průzkumem zjištěna. V případě zjištění nestabilních stěn vrtu budou stěny chráněny ocelovými pažnicemi. Vrty budou ukončeny v předepsaných hloubkách dle navržených délek pilot. Po vyčištění vrtů se provede betonáž pilot betonem C 25/30 XC2. Po dokončení betonáže se do pilot zatlačí armokoše, které budou zasahovat do hloubky 3 m pod projektovanou hlavu piloty. Zbytek vrtu se po zatuhnutí betonu zasype vyvrtanou zeminou.



Obr. 6-9: Separace hlavy piloty a podkladního betonu PE materiálem

Po odtěžení zeminy do hloubky projektovaného dna stavební jámy se provede pokládka podkladního betonu s úpravou hlav pilot dle obr. 6-9. Připomínáme, že podle požadavku projektanta horní stavby nebudou piloty se základovou deskou tuze spojeny. Tímto krokem jsou práce speciálního zakládání staveb na staveništi skončeny.

7 ZÁVĚR

Cílem diplomové práce bylo navrhnout a posoudit vhodné zajištění stavební jámy pro realizaci polyfunkčního domu na ulici Smetanova v Brně. S ohledem na ekonomickou náročnost různých typů pažících konstrukcí, které se v současné době používají, jsme zvolili kombinaci kotveného záporového pažení a kotvených pilotových stěn s velkou osovou vzdáleností. Pilotové stěny jsme navrhli z důvodu velkého přetížení od sousedního objektu. Tyto konstrukce jsou dostatečně tuhé na to, aby zabránili nadměrných deformacím, v důsledku kterých by mohlo dojít k poruchám na sousedním objektu. Ostatní strany jámy jsou zajištěny kotveným záporovým pažením. Výpočet konstrukcí byl proveden ve studentské verzi programu GEO 5 - pažení posudek, následně byly ručním výpočtem posouzeny dílčí části jednotlivých konstrukcí.

Další částí práce bylo navrhnout a posoudit založení objektu. Podle zadání a požadavků statika horní stavby jsme navrhli vrtané piloty. Vzhledem k rozdílnému zatížení jednotlivých pilot bylo nutné volit nejen různé délky, ale i průměry pilot. Výpočet a posouzení pilot bylo provedeno v programu GEO 5 - piloty. Hlavním kritériem návrhu bylo udržet sedání pilot pod maximální povolenou hodnotou 10 mm, což jsme splnili.

V poslední části je stručně popsán technologický postup prováděných prací. Součástí práce je také výkresová dokumentace.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] MAPY. CZ. *Základní* [online]. [cit. 2015-01-06]. Dostupné z: <<http://www.mapy.cz/zakladni?x=16.6030328&y=49.2019026&z=16>>.
- [2] STAEG, spol. s.r.o. *Polyfunkční dům v Brně, ve Smetanově ulici, dostává zřetelné obrysy*. [online]. © 2012 [cit. 2015-01-03]. Dostupné z: <<http://www.staeg.cz/cz/aktuality/polyfunkcni-dum-v-brne-ve-smetanove-ulici-dostava-zretelne-obrysy>>.
- [3] ČGS-GEOFOND. *ČGS-Geofond - Mapový server* [online]. © 2015 [cit. 2015-01-06]. Dostupné z: <http://www.geofond.cz/mapsphere/MapWin.aspx?M_WizID=24&M_Site=geofond&M_Lang=cs>.
- [4] ČESKÁ GEOLOGICKÁ SLUŽBA. *Geologická mapa 1:50 000* [online]. [cit. 2015-01-06]. Dostupné z: <http://mapy.geology.cz/geocr_50/>.
- [5] ČESKÁ GEOLOGICKÁ SLUŽBA. *Hydrogeologické rajóny* [online]. [cit. 2015-01-06]. Dostupné z: <<http://www.geology.cz/rebilance/rajony#zakladni>>.
- [6] VERFL, J., *Rock grouting and diaphragm wall*. Amsterdam: Elsevier science, 1989. 532 s. ISBN-10: 0444564357, ISBN-13: 978-0444564351
- [7] MASOPUST, J., *Navrhování základových a pažících konstrukcí příručka k ČSN EN 1997. 1. vydání*. Praha: Informační centrum ČKAIT, s. r. o., 2012. 220 s. ISBN 978-80-87438-31-2
- [8] FINE, spol. s. r. o. *Metoda závislých tlaků* [online]. [cit. 2015-01-06]. Dostupné z: <<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/metoda-zavislych-tlaku-01/>>.
- [9] FINE, spol. s. r. o. *Modul reakce podloží* [online]. [cit. 2015-01-06]. Dostupné z: <<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/stanoveni-modulu-reakce-podlozi-01/>>.

-
- [10] FINE, spol. s. r. o. *Modul reakce podle Schmitta* [online]. [cit. 2015-01-06]. Dostupné z: <<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/modul-reakce-podle-schmitta-01/>>.
- [11] FINE, spol. s. r. o. *Záporové pažení* [online]. [cit. 2015-01-06]. Dostupné z: <<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/zaporove-pazeni-01/>>.

SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ

ČSN	česká technická norma	
EC2	Eurokód 2	
EC3	Eurokód 3	
EC7	Eurokód 7	
m n. m.	metrů nad mořem	
ČGS	Česká geologická služba	
např.	například	
PE	polyetylen	
PP	podzemní podlaží	
tj.	to jest	
tzn.	to znamená	
tzv.	takzvaný	
a, b	[m]	osová vzdálenost prvků
A	[m ² /m]	plocha průřezu
A _{vz}	[m ²]	plocha průřezu vzdorující smykové síle
c, c _{ef}	[kPa]	koheze, efektivní koheze
c _u	[kPa]	totální koheze
d	[m]	průměr piloty
E	[MPa]	modul pružnosti materiálu
E _{def}	[MPa]	deformační modul zeminy
E _{oed}	[MPa]	edometrický modul zeminy
f _y	[MPa]	mez kluzu
f _{m,k}	[MPa]	pevnost dřeva
F _a	[kN/m]	sumace aktivních sil
F _p	[kN/m]	sumace pasivních sil
F, F _k	[kN]	předpínací síla, síla v kotvě
F _{max}	[kN]	maximální přípustná síla v kotvě
G	[MPa]	modul pružnosti ve smyku

I	$[m^4/m]$	moment setrvačnosti průřezu
k	$[-]$	koeficient redukce tlaku pod dnem jámy
k_h	$[MNm^{-3}]$	modul reakce podloží
K'_p	$[-]$	součinitel pasivního zemního tlaku
l	$[m]$	délka volné části kotvy
l_k	$[m]$	délka kořene kotvy
L	$[m]$	délka piloty
m	$[m]$	podélná vzdálenost zápor
M_a	$[kNm/m]$	moment sesouvající
M_p	$[kNm/m]$	moment vzdorující
M_{ed}, M_{rd}	$[kNm]$	moment návrhový, únosnost v ohybu
N_{ed}, N_{rd}	$[kN]$	návrhová normálová síla, únosnost v tlaku
N_k, N_d	$[kN]$	charakteristická, návrhová síla v kotvě
q	$[kPa]$	proměnné zatížení
$R_{a,k}, R_{a,d}$	$[kN]$	únosnost proti vytažení kořene z kotvy
R_c	$[kN]$	únosnost odpovídající sednutí 25 mm
$R_{t,k}, R_{t,d}$	$[kN]$	únosnost proti nadměrnému protažení kotvy
R_{yu}	$[kN]$	síla na mezi mobilizace plášťového tření
t	$[m]$	šířka zápory
u	$[mm]$	deformace konstrukce
U_{bd}	$[kN]$	výpočtová únosnost paty piloty
U_{fd}	$[kN]$	výpočtová únosnost na plášti piloty
U_{vd}	$[kN]$	celková únosnost piloty
V_{ed}, V_{rd}	$[kN]$	návrhová smyková síla, únosnost ve smyku
W, W_{el}	$[m^3/m]$	průřezový modul, elastický průřezový modul
W_{pl}	$[m^3/m]$	plastický průřezový modul
z	$[m]$	hloubka
σ	$[kPa]$	zemní tlak
σ_r	$[kPa]$	klidový zemní tlak
σ_a	$[kPa]$	aktivní zemní tlak
σ_p	$[kPa]$	pasivní zemní tlak
φ	$[^\circ]$	úhel vnitřního tření zeminy

φ_{ef}	[°]	efektivní úhel vnitřního tření zeminy
φ_u	[°]	totální úhel vnitřního tření zeminy
α	[°]	sklon kotvy
π	[rad]	Ludolfovo číslo
ν	[-]	Poissonovo číslo
β	[-]	převodní součinitel
γ	[kNm ⁻³]	objemová hmotnost zeminy
$\gamma_m, \gamma_M, \gamma_{M0}$	[-]	dílčí součinitel spolehlivosti
τ	[kPa]	plášťové tření na styku kořen - zemina
ρ	[%]	stupeň vyztužení

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2-1: Poloha plánovaného objektu [1].....	11
Obr. 2-2: Vizualizace z pohledu uliční fasády [2]	12
Obr. 2-3: Vizualizace z pohledu Tyršova sadu [2]	13
Obr. 3-1: Vrtná prozkoumanost okolí [3 – upraveno autorem]	15
Obr. 3-2: Geologická mapa území M 1:50 000 [4 – upraveno autorem].....	16
Obr. 3-3: Hydrogeologické rajóny ČR [5]	17
Obr. 4-1: Dispozice stavební jámy.....	21
Obr. 4-2: Zatěžovací diagram aktivních a pasivních sil [6]	23
Obr. 4-3: Obrazec redistribuovaného tlaku a, b – podle trojúhelníku, c – podle kubické paraboly, d – podle kvadratické paraboly, e – podle obdélníka [6]	23
Obr. 4-4: Závislost velikosti zemního tlaku na deformaci [7]	25
Obr. 4-5: Schéma konstrukce před první iterací [8].....	25
Obr. 4-6: Schéma konstrukce během iterací [8]	26
Obr. 4-7: Koeficient redukce pod dnem jámy [10]	27
Obr. 4-8: Schéma záporového pažení Z1	30
Obr. 4-9: Tlaky na konstrukci fáze 1, 2, 3	31
Obr. 4-10: Tlaky na konstrukci Z1 fáze 4, 5, maximální síly v kotvách	31
Obr. 4-11: Obálky vnitřních sil Z1	32
Obr. 4-12: Deformace stěny Z1 fáze 1, 2, 3.....	33
Obr. 4-13: Deformace stěny Z1 fáze 4, 5.....	33
Obr. 4-14: Vnitřní stabilita kotevního systému stěny Z1	34
Obr. 4-15: Vnější stabilita konstrukce Z1 - optimalizovaná smyková plocha.....	35
Obr. 4 16: Schéma záporového pažení Z2	40
Obr. 4-17: Schéma záporového pažení Z3	41
Obr. 4-18: Tlaky na konstrukci Z3 fáze 1, 2, 3, maximální síla v kotvě	42
Obr. 4-19: Obálka vnitřních sil Z3	42
Obr. 4-20: Deformace stěny Z3 fáze 1, 2, 3.....	43
Obr. 4-21: Vnitřní stabilita kotevního systému Z3	44
Obr. 4-22: Vnější stabilita konstrukce Z3 - optimalizovaná smyková plocha.....	45
Obr. 4-23: Schéma pilotové stěny P1.....	48

Obr. 4-24: Obálka vnitřních sil P1, síla v kotvě.....	50
Obr. 4-25: Deformace stěny P1 fáze 1, 2, 3	50
Obr. 4-26: Vnitřní stabilita kotevního systému P1	51
Obr. 4-27: Vnější stabilita konstrukce P1 - optimalizovaná smyková plocha	52
Obr. 4-28: Schéma pilotové stěny P2.....	54
Obr. 4-29: Obálka vnitřních sil P2, síla v kotvě.....	56
Obr. 4-30: Deformace stěny P2 fáze 1, 2, 3	56
Obr. 4-31: Vnitřní stabilita kotevního systému P2	57
Obr. 4-32: Vnější stabilita konstrukce P2 - optimalizovaná smyková plocha	58
Obr. 5-1: Deformace základové desky.....	60
Obr. 5-2: Schéma rozmístění pilot	61
Obr. 5-3: Zatěžovací křivka piloty typu A	64
Obr. 5-4: Zatěžovací křivka piloty typu B	65
Obr. 5-5: Zatěžovací křivka piloty typu C	66
Obr. 5-6: Zatěžovací křivka piloty typu D	67
Obr. 5-7: Zatěžovací křivka piloty typu E	68
Obr. 5-8: Zatěžovací křivka piloty typu F.....	69
Obr. 5-9: Zatěžovací křivka piloty typu G	70
Obr. 6-1: Předvýkop na úroveň přilehlé ulice	71
Obr. 6-2: Realizace vrtů pro záporové pažení.....	72
Obr. 6-3: Osazení dřevěných pažin a realizace kotev	73
Obr. 6-4: Realizace vrtů pro piloty stěn P1 a P2.....	74
Obr. 6-5: Vytažení výztuže z pilot stěny P2.....	75
Obr. 6-6: Ukotvení ocelových kozlíků a realizace kotev.....	75
Obr. 6-7: Úprava líce pilotových stěn stříkaným betonem	76
Obr. 6-8: Příprava pracovní plošiny.....	77
Obr. 6-9: Separace hlavy piloty a podkladního betonu PE materiálem	78

SEZNAM TABULEK

Tab. 3-1: Dokumentace vrtu V-1 a V-2	19
Tab. 3-2: Geomechanické parametry F3 MS	19
Tab. 3-3: Geomechanické parametry F6 CL- pevná	20
Tab. 3-4: Geomechanické parametry F6 CL - tuhá.....	20
Tab. 3-5: Geomechanické parametry F8 CH	20
Tab. 4-1: Kotvy první kotevní úrovně stěny Z1	29
Tab. 4-2: Kotvy druhé kotevní úrovně stěny Z1	30
Tab. 4-3: Posouzení vnitřní stability kotevního systému Z1	34
Tab. 4-4: Aktivace kotev stěny Z3	41
Tab. 4-5: Posouzení vnitřní stability kotevního systému Z3	44
Tab. 4-6: Aktivace kotev stěny P1	49
Tab. 4-7: Posouzení vnitřní stability kotevního systému P1	51
Tab. 4-8: Aktivace kotev stěny P2	55
Tab. 4-9: Posouzení vnitřní stability kotevního systému P2	57
Tab. 5-1: Tabulka pilot.....	62
Tab. 5-2: Vstupní parametry zatěžovacích křivek	63
Tab. 5-3: Přehled navržených pilot	70

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha č. 1: PŮDORYS ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY

Příloha č. 2: ŘEZ 1-1

Příloha č. 3: ŘEZ 2-2

Příloha č. 4: ŘEZ 3-3

Příloha č. 5: ŘEZ 4-4

Příloha č. 6: ŘEZ 5-5

Příloha č. 7: ARMOKOŠ PILOT STĚNY P1

Příloha č. 8: ARMOKOŠ PILOT STĚNY P2

Příloha č. 9: ROZMÍSTĚNÍ PILOT

Příloha č. 10: ARMOKOŠ PILOT TYPU I

Příloha č. 11: ARMOKOŠ PILOT TYPU II