

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra geotechniky



DIPLOMOVÁ PRÁCE

2017

Bc. Veronika Špedlová



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Špedlová	Jméno: Veronika	Osobní číslo: 396518
Zadávací katedra: Katedra geotechniky K135		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Hlubinné založení slínkového sila v obci Ladce na Slovensku	
Název diplomové práce anglicky: Design of deep foundation of clinker silo in Ladce in Slovakia	
Pokyny pro vypracování:	
- zhodnocení geotechnických poměrů na staveništi,	
- zhodnocení metod zakládání slínkového sila s ohledem na geotechnické poměry a na charakter konstrukce a jejího zatížení,	
- výběr vhodné metody zakládání na základě jasně vyznačených kritérií (zdůvodnění vybrané metody zakládání),	
- pro vybranou metodu založení vypracování statického posouzení, výkresů navržených základových konstrukcí v rozsahu nejméně stupně DSP (půdorys, řezy, výkresy tvaru a výztuže), technická zpráva a zpráva o návrhu technologie provádění,	
- návrh monitoringu sledování deformací sila	
Seznam doporučené literatury:	
Masopust, J.: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, Praha, 1994,	
Masopust, J.: Zakládání staveb 1, ČVUT Praha, 2015,	
Masopust, J.: Zakládání staveb 2, ČVUT Praha, 2016,	
Masopust, J.: Navrhování základových a pažicích konstrukcí, ČKAIT Praha, 2012,	
Masopust, J. a kol.: Rizika prací speciálního zakládání staveb, ČKAIT Praha, 2011	
Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Jan Masopust, CSc.	
Datum zadání diplomové práce: 7. 10. 2016	Termín odevzdání diplomové práce: 8. 1. 2017
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku	
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat 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“.

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

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci na téma „Založení slínkového sila v obci Ladce na Slovensku“ vypracovala samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího doc. Ing. Jana Masopusta, CSc.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpala, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 8. 1. 2017

.....
Veronika Špedlová

Poděkování

Chtěla bych poděkovat vedoucímu diplomové práce panu doc. Ing. Janu Masopustovi, CSc. za jeho vedení, rady, cenné konzultace a podklady pro vypracování této práce. Zároveň bych chtěla poděkovat panu inženýru Václavu Zímovi, CSc. za užitečné připomínky a podklady. Ráda bych také poděkovala mému externímu vedoucímu panu docentu Kuo-Hsin Yangovi za jeho konzultace a vedení během mého pobytu na zahraniční škole v Taipei. V neposlední řadě bych chtěla poděkovat své rodině, která mě celou dobu podporovala, kamarádům a celému kolektivu v GGDER laboratoři na NTUST v Taipei.

Založení slínkového sila v obci Ladce na
Slovensku

Design of foundation of clinker silo in Ladce in
Slovakia

Abstrakt:

Předmětem této práce je posouzení založení slínkového sila pro uskladnění 85 000 tun slínku, které bylo realizováno v obci Ladce v západním Slovensku. Práce porovnává výsledky statické zkoušky piloty, která byla provedena v místě stavby, výsledky výpočtů podle obecně známých postupů a modelování v programu Plaxis 3D.

Začátek této diplomové práce obsahuje kritické zhodnocení podkladů, které byly k dispozici pro návrh a posouzení založení. Dále jsou zde popsány konstrukce zásobníků a sil a porovnání různých druhů založení. Následuje podrobný popis konkrétního realizovaného sila – lokalita, tvar sila, zatížení a geotechnické parametry základové půdy. V dalších kapitolách je popsán vybraný způsob založení včetně jeho návrhu a posouzení. Nejprve je podrobně rozepsána statická zkouška, která byla provedena v místě stavby, poté je vypočítána únosnost osamělé piloty a na závěr je posouzeno sedání skupiny pilot. Následuje popis modelování v programu Plaxis 3D a nakonec porovnání výsledků. Součástí práce je také návrh výztuže pilot a monitoringu stavby. Přiloženy jsou výkresy založení.

Klíčová slova: *vrtané piloty, statická zkouška piloty, sedání, numerická analýza, Plaxis 3D*

Abstract:

This thesis describes the designing of the foundations of a clinker silo in Ladce in Slovakia, which is supposed to bear 85 000 tons of clinker. The results of pile load test, results of calculations of the design, which follow the standard procedures, and results of Plaxis 3D designing are compared.

At the beginning of this paper the design documents which are reviewed and different types of foundations are compared. Then the particular silo in question (that in Ladce) is described, including the dimensions, loading and geotechnical parameters of the soil at the building site. Calculation itself of the design follows: first of all, the foundation design is described and the pile load test results are explained. The bearing capacity of a single pile based on settlement is calculated and after that the settlement of a group of piles is also calculated. Then the Plaxis 3D design is described and finally the results are compared. There are also designs of the reinforcement, drawings and a draft of the monitoring of the settlement.

Keywords: *foundation, drilled piles, settlement, pile load test, numerical analysis, Plaxis 3D*

Obsah

Úvod	1
1 Zadání projektu, přehled podkladů a jejich zhodnocení.....	2
1.1 Přehled podkladů	2
1.2 Kritické zhodnocení podkladů	3
2 Zásobníky a sila	5
2.1 Charakteristika a účel.....	5
2.2 Možnosti založení sil.....	6
2.2.1 Plošné založení	7
2.2.2 Hlubinné založení.....	8
3 Popis navrhovaného objektu a zájmového území	11
3.1 Tvar a zatížení sila.....	11
3.1.1 Tvar	11
3.1.2 Zatížení sila	13
3.2 Geologické a hydrogeologické podmínky.....	19
3.3 Geotechnické poměry	20
4 Založení objektu	25
4.1 Popis vybrané metody založení	25
5 Statické posouzení	27
5.1 Statická zatěžovací zkouška mimosystémové piloty	27
5.2 Posouzení základů	31
5.2.1 Výpočtová únosnost pilot zahloubených do stlačitelného podloží	32
5.2.2 Skupina pilot	41
6 Modelování v programu Plaxis 3D	48
6.1 Postup modelování	48
6.2 Osamělá pilota	48
6.2.1 Geometrie – osamělá pilota.....	48
6.2.2 Materiálový model – osamělá pilota	50
6.2.3 Síť konečných prvků – osamělá pilota	53
6.2.4 Fáze výstavby a výpočet – osamělá pilota	54
6.2.5 Výsledky – osamělá pilota	54
6.3 Skupina 4 pilot.....	57
6.3.1 Model – skupina 4 pilot.....	58
6.3.2 Výsledky – skupina 4 pilot.....	58
6.4 Model celé konstrukce	63
6.4.1 Geometrie – celý model	64
6.4.2 Materiálový model – celý model.....	67
6.4.3 Síť konečných prvků – celý model.....	67

6.4.4	Fáze výstavby a výpočet – celý model	68
6.4.5	Výsledky – celý model	68
7	Shrnutí výsledků a diskuze.....	73
7.1	Sedání osamělé piloty	73
7.2	Sedání skupiny pilot	73
7.3	Porovnání výpočetních postupů	76
	Závěr	77
	Zdroje	79
	Seznam norem.....	81
	Seznam obrázků.....	82
	Seznam tabulek	84
	Seznam příloh	85

Úvod

Cementy jsou v dnešní době nejpoužívanějším pojivem ve stavebnictví. Základem těchto anorganických hmot jsou práškovité látky minerálního původu, které se vyrábí drcením, mletím a homogenizací surovin vhodného složení (např. vápenec, slínovec) a následným výpalem surovinové směsi nad mez slinutí, čímž vzniká meziprodukt nazývaný slínek. Tento meziprodukt je před závěrečným rozemletím a smícháním s potřebnými přísadami pro vznik cementu potřeba skladovat po dobu chladnutí. Pro tyto účely jsou v každé cementárně zřízeny zásobníky či sila, která musí být vodo a paroněpropustná, aby se zamezilo reakcím slínku s vodou a znehodnocení výsledného produktu [1, 2].

Firma Považská cementáreň a.s. v obci Ladce patří k jedné z nejstarších cementáren na Slovensku. Firma byla založena v roce 1889 a od počátku své existence využívala velkokapacitních centrálních skladů pro skladování slínku a jeho přísad. Tento typ skladování však přinášel mnoho problémů. Během manipulace se slínkem se zvyšovalo znečištění ovzduší (prašnost) a, vzhledem k nutným každoročním generálním opravám v objektu Považské cementáreň, kdy veškerý slínek musel být vyskladněn, byl vystaven působení povětrnostních podmínek, což způsobovalo ztrátu jeho kvality. Následně pak musela být kvalita obnovována zvýšením otáček v mlýnech, což navyšovalo náklady cementárny. Zároveň rostly náklady na manipulační techniku (nakladače, nákladní auta, vozíky a další) při převážení slínku. Z těchto důvodů – snížení prašnosti, zachování kvality slínku a snížení nákladů – byl odhlasován projekt slínkového sila jako náhrady centrálních skladů.

Projekt nového sila byl zpracován na základě objednávky Považské cementáreň v roce 2008. Pro návrh a posouzení založení sila bylo potřeba provést inženýrsko-geologický průzkum v místě budoucí stavby. První IGP byl proveden v roce 2009. Po několika diskuzích se však poloha sila změnila a bylo nutné provést doplňující inženýrsko-geologický průzkum na novém místě, na základě kterého se pak navrhlo založení sila. Tento průzkum byl uskutečněn v roce 2015. Provedenými sondami bylo zjištěno, že se v místě stavby nachází dosti složité geotechnické poměry.

Cílem této diplomové práce je posouzení navrženého hlubinného založení sila na nové pozici. Jako podklady pro posouzení slouží zmapování horninových vrstev ze sond z roku 2015 a výsledky statické zkoušky mimosystémové piloty provedené in-situ. Založení je posuzováno na 2. mezní stav dle teorie J. Masopsuta a následně budou výsledky porovnány s výsledky ze softwaru Plaxis 3D.

1 Zadání projektu, přehled podkladů a jejich zhodnocení

Projekt slínkového sila je realizován v objektu Považské cementárny, a.s. v obci Ladce na západním Slovensku. Investorem této stavby je Považská cementárna, a.s. Zodpovědným projektantem je Ing. Václav Zima a zhotovitelem stavby je firma Tažené konstrukce, spol. s r.o. Výstavba začala v roce 2015, betonáž byla ukončena na přelomu června a července roku 2016. Montáž dodatečných konstrukcí a další dokončovací práce stále probíhají.

1.1 Přehled podkladů

Pro zpracování této diplomové práce byly k dispozici následující podklady.:

1. Závěrečné zprávy IGP z místa stavby:
 - a) Závěrečná správa inžinierskogeologického prieskumu, LADCE - Považská cementárna, a.s. Doprava a skladovanie slínku a prisad, etapa doplnková, číslo úlohy 1115029, STAS-stavby a sanácie, s.r.o. Trnava, jún 2015
 - b) Predbežné výsledky - litologický sled vrstiev inžinierskogeologického prieskumu, LADCE - Považská cementárna, a.s. Doprava a skladovanie slínku a prisad, etapa doplnková, číslo úlohy 1115065, STAS-stavby a sanácie, s.r.o. Trnava, jún 2015
 - c) Závěrečná správa inžinierskogeologického prieskumu, LADCE - Považská cementárna, a.s. Doprava a skladovanie slínku a prisad, etapa doplnková - II. etapa, číslo úlohy 1115065, STAS-stavby a sanácie, s.r.o. Trnava, jún 2015
2. Doprava, skladování slínku a přísad, PC Ladce, Výkresy: Půdorys a řez sila vyhotovené Sdružení statiků Pardubice (06/2015), 1:100
3. Statický výpočet od zodpovědného projektanta Ing. Václava Zimy CSc. (09/2015)
4. PCLA Dopravná a skladovanie slínku a prisad, Statická zaťažkovácia skúška nesytemovej pilóty, Skúšobný protokol ZP15112, Technická zkušebna INSET CZ, 31. 8. 2015, Žilina

1.2 Kritické zhodnocení podkladů

Průzkumy z roku 2009 ukázaly, že podloží je v místě stavby rozmanité, a proto bylo potřeba vyvrtat doplňkové vrty pro dodatečné zmapování všech vrstev a druhů zemin, které se nacházejí přímo pod budoucím silem, jehož poloha se od roku 2009 změnila. Čtyři doplňkové průzkumné vrty poskytly informace o litologickém sledu a parametrech vyskytujících se zemin ve třech místech po obvodě budoucího síla a v jednom pod základem. Zároveň doplňkové IGP zmapovaly hladiny podzemní vody a její agresivity vůči stavebním konstrukcím. Protože se stavba nachází v seismicky aktivní oblasti, průzkumy informovaly o velikosti zatížení při zemětřesení, se kterým se musí počítat v návrhu a posouzení základů. Informace získané z IGP jsou dostatečné k posouzení navrženého založení zjednodušenou metodou. Pro modelování v programu Plaxis by bylo potřeba více specifických parametrů k nasimulování správného chování zeminy (pro volbu konstitutivního modelu).

Výkresová dokumentace, která byla k dispozici (příčný řez a půdorys), neobsahovala přesné kótování poloh jednotlivých navržených pilot. Bylo potřeba odhadnout rozmístění podle výkresu pro vymodelování pilot v numerickém modelu. Zároveň se dokumentace z 06/2015 neshodovala s výkresy, které byly použity panem Ing. Zimou CSc., výška síla se lišila. Zatížení, které bylo použito pro posouzení k této práci, bylo vypočítáno podle výkresů uvedených jako podklad č. 1.

V místě stavby byla provedena statická zkouška mimosystémové piloty, která byla zmíněna jako podklad č. 4. Předmětem zkoušky bylo sledování závislosti síly použité pro zatlačování piloty a sedání hlavy piloty v průběhu zatěžování. Zároveň bylo tenzometry sledováno napětí po délce piloty. Zkouška byla provedena na mimosystémové pilotě o průměru 1,2 m o délce 24,1 m, která byla pažena po celé délce. Pilota byla vybetonována 7. 8. 2015 a zkouška piloty byla zkonstruována 30. 8. 2015, což ukazuje, že pilota neměla čas vyžrát doporučených 28 dní. Tato skutečnost mohla ovlivnit výsledky statické zkoušky tím, že se nedozrálý beton mohl při stlačování snadněji deformovat a hlava piloty tak mohla vykazovat zkreslené hodnoty sedání.

Statická zkouška obsahovala dva cykly zatěžování, přičemž v prvním cyklu byla pilota zatížena maximální silou 4380 kN, ve druhém cyklu bylo maximální zatížení 7000 kN. Podle J. Masopusta [3] je možné zkoušku ukončit, pokud je vyčerpána kapacita zatěžovacího ústrojí (což je obvyklý případ), pokud dojde k deformaci větší než 0,1 d piloty nebo pokud se poruší hlava piloty během zkoušky. Ve zprávě ze zkoušky provedené v Ladcích nebylo zmíněno, proč zkouška skončila na 7000 kN. Protože projekt zkoušky není k dispozici, je pouze odhadem, zda zkouška skončila na této hodnotě zatížení podle návrhu síly dle budoucího zatížení, nebo kvůli

únosnosti zatěžovacího zařízení. Jisté však je, že pilota nedosáhla kritické hodnoty sedání v průběhu statické zkoušky, ani nedošlo k rozdrčení hlavy.

Další skutečností, která by mohla mít vliv na výsledky statické zkoušky, bylo nedostačující ustálení hodnot sedání v jednotlivých zatěžovacích stupních. Protokol uvádí, že k ustálení sedání dojde, pokud se hodnota sedání neliší o více než 0,1 mm/20 minut. Výsledky měření však ukazují, že v časech změn zatěžovací síly (která se smí zvyšovat/snižovat až po ustálení sedání v daném zatěžovacím stupni), které se průměrně rovnaly 23 minutám, se rozdíl sedání pohybují i více než 1 mm. Toto jistě mělo vliv na výsledky zkoušky.

2 Zásobníky a sila

2.1 Charakteristika a účel

Ke skladování sypkých, suchých a nelepivých materiálů jsou používány zásobníky a sila. Zásobníky, spíše široké a nízké nádrže, jejichž poměr výšky k šířce je menší než 2, se používají převážně ke krátkodobému skladování surovin. Sila jsou naopak stavby určené k dlouhodobému skladování sypkých materiálů a poměr výšky k šířce je větší než 2, jedná se tudíž o štíhlé a vysoké nádrže. Na obrázku č. 1 a 2 níže jsou zobrazeny oba typy staveb.



Obrázek 1 Ocelový zásobník – násypka [4]



Obrázek 2 Betonové a ocelové silo [5, 6]

Zásobníky jsou většinou kovové a tvarem připomínají klíny, válce či hranoly. Plnění probíhá v horní části zásobníku a vyprazdňují se výpustí ve dně vlivem působení gravitace. Sila jsou skladovací stavby, plněné shora pásovou, elevátorovou anebo pneumatickou dopravou, a jímky sil mají obvykle kónická dna s vyprazdňováním spodními výsypy s propelerovými, vibračními, turniketovými a jinými podavači. Sila jsou navrhována ocelová i betonová, výjimečně i dřevěná. Někdy je výhodné využít kombinovanou konstrukci, například ocelové tělo a betonovou podpěrnou konstrukci. Základová konstrukce se navrhuje podle únosnosti základové půdy a to buď jako plošné založení na betonové základové desce, obvodovém pásu, ve formě hlubinného založení s osamělými patkami nebo hlubinného založení se základovou deskou [7].

Hlavním účelem skladovacích prostorů je uchování surovin odpovídající kvality bez změny jakosti, přičemž úbytky či zvýšení hmotnosti, například z důvodu nárůstu vlhkosti, jsou také nežádoucí. Skladování a manipulace s prašnými surovinami může mít také vliv na životní prostředí. Sila jsou považována za jedny z nejefektivnějších skladovacích konstrukcí při snižování difuzních emisí prachu. Díky těmto stavbám je minimalizován problém rozptýleného prachu vznikajícího ve velkoobjemových skladech. Jako prevence vzniku rozptýleného prachu při nakládce a vykládce jsou sila opatřena jedním nebo více textilními filtry.

Nejčastější využití sil a zásobníků je v zemědělství, kde se používají k uskladnění zrní nebo siláže, dále ve stavebnictví a průmyslové výrobě pro skladování meziproductů pro výrobu cementu, samotného cementu, uhlí, štěrku, dřevěného odpadu a dalších surovin [8, 9, 10].

2.2 Možnosti založení sil

Hlavní funkcí základů je přenášení zatížení z horní stavby do základové půdy. Základové konstrukce jsou součástí každé stavby a musí být navrženy tak, aby při zatížení nedocházelo k nežádoucímu přetvoření a poruchám stavebních konstrukcí. Při volbě druhu základu je nutné zohlednit velikost a způsob zatížení, složení a vlastnosti základové půdy a také ekonomickou stránku věci – například zda se spotřeba betonu pro výstavbu masivního plošného základu stále vyplatí při porovnání se založením stavby na pilotách [11, 13].

Rozměry a tvary základů se navrhují a posuzují podle 1. mezního stavu (mezní únosnost základové půdy) a 2. mezního stavu (mezní přetvoření konstrukce – obvykle dle maximálního povoleného sedání) popsanych v normě ČSN EN 1997-1. Zvláštní pozornost je potřeba věnovat základům, které jsou navrženy na násypch, prosedavých zeminách (spraších), sesuvných a seizmických oblastech, pod stroji atd. [11].

2.2.1 Plošné založení

Plošné základy přenášejí veškerá zatížení z horní stavby pomocí plochy základové spáry. Ta se zpravidla volí vodorovná a rozměry a hloubka založení se stanoví na základě velikosti zatížení, únosnosti základové půdy, klimatických vlivů a vybrané technologie provádění základů. Při posouzení se pak počítá mezní stav únosnosti a mezní stav přetvoření. Pro splnění požadavků 1. mezního stavu je vhodné volit plošné základy v místech, kde se únosná zemina nachází v malé hloubce pod terénem. Plošné základy se používají převážně pro 1. GK a 2. GK, zcela výjimečně pro 3. GK [11, 12].

Mezi základní druhy plošných základů patří základové patky, pásy, rošty a základové desky. Stručný popis jednotlivých druhů a zhodnocení jejich vhodnosti pro založení řešeného sila je zmíněn níže.

Základové patky

Základové patky jsou nejjednodušším a nejlevnějším způsobem založení staveb s prutovými prvky v nadzákladové konstrukci, kterými je přenášeno zatížení do základů jako bodové zatížení. Patky se většinou navrhují čtvercové a v současné době jsou převážně vyráběny ze železobetonu (prostý beton se navrhuje jen zřídka) [11, 12].

Založení na patkách je vhodné pro zakládání ocelových či betonových skeletů, stožárů, pilířů, podpěr pro technologická vedení anebo menších technologických zařízení. Ve skladovém hospodářství se patky využívají pro založení hal a menších sil či násypek podepřených sloupy viz obrázek č. 1 a 2. Pro případ založení sila, kterému se věnuje tato diplomová práce, jsou však patky nevhodné vzhledem k typu zatížení, velikosti a rozměrům sila a nestejnorodosti základové půdy.

Základové pásy

Základové pásy jsou považovány za plošné prvky, které mají poměr délky k šířce větší než 6 m. Ve směru jejich šířky jsou základové pásy vždy tuhé, naopak ve směru délky jsou poddajné. Základové pásy se používají pro zakládání pod průběžné zdi, v případě málo únosné zeminy a pravidelných roztečí nosných konstrukcí lze pásy použít i jako druh zakládání pod sloupy. Dále je možné pásy využít pro zakládání v oblastech, kde hrozí sesuvy nebo které jsou poddolované. Díky pásům se v těchto místech dá zajistit vodorovná tuhost základů a zmenšení nerovnoměrného sedání a natáčení prvků konstrukce [11, 13].

Kolmé uspořádání pásů se nazývá rošt. Toto uspořádání tvoří vodorovně tuhou konstrukci a je vhodné pro zakládání v obtížných základových podmínkách a při nutnosti přenést velké zatížení z nadzákladové konstrukce do podloží [11,12].

Z hlediska typu zatížení v případě slínkového sila není vhodné využití čistě základových pásů pro tuto stavbu.

Základové desky

Základové desky jsou souvislé plošné základy, které přenášejí zatížení z nadzákladové konstrukce celou svou plochou do základové spáry a účinně tak vodorovně ztužují objekt v této úrovni. Při jejich použití se snižuje kontaktní napětí na málo únosné půdě a redukuje se rozdíly při nerovnoměrném sedání a vzájemném natáčení svilých prvků konstrukce. Zároveň také chrání suterénní konstrukce proti podzemní vodě. Základové desky jsou sice nejnákladnější druh zakládání, ale jejich provedení je snadné (jednoduché bednění, velkoplošná betonáž). [11]

Pro založení slínkového sila by základová deska mohla být vhodným kandidátem při výběru základové konstrukce. Bohužel celkové rozměry, zatížení a geotechnické podmínky jsou příliš složité podmínky pro založení pouze na základové desce. Navržená základová deska by musela být mohutná, aby vyhověla mezním stavům, ale to by znamenalo neekonomický návrh. Nabízí se však možnost zkombinovat základovou desku, jakožto konstrukci, která přenáší plošné zatížení z horní konstrukce, a hlubinné založení, které zajistí únosnost celkového základu.

2.2.2 Hlubinné založení

Pro založení staveb na místech, kde dostatečně únosné a málo stlačitelné zeminy jsou v takové hloubce, že plošné základy nejsou schopné přenést zatížení v horní stavby, se navrhuje hlubinné základy. Hlubinné založení se volí také v případech, že navržené plošné základy jsou z hlediska spotřeby materiálu neekonomické, a pokud je hladina podzemní vody příliš vysoko.

Základním požadavkem na hlubinné zakládání je přenesení zatížení z vrchní konstrukce do únosnějších vrstev základové půdy, které se nacházejí ve větší hloubce pod terénem. Snahou je výrazně omezit sedání.

Mezi základní druhy hlubinných základů patří studně a kesony, které už se v dnešní době nepoužívají, piloty, mikropiloty, podzemní stěny, kotvy a injektáže.

Vzhledem k tomu, že ve stavební praxi se v České a Slovenské republice z vyjmenovaných druhů používají nejčastěji piloty, jejich popis a dělení jsou popsány níže.

Piloty

Piloty jsou tvarově podobné sloupům, jejichž příčný průřez se navrhuje jako kruhový, hranatý či členitý. Tento průřez pak může být po délce piloty konstantní, nebo proměnný [14]. V minulosti bylo zavedeno několik klasifikačních systémů, podle kterých se piloty daly zařadit do určitých skupin podle jejich definic. V dnešní době je v literatuře uváděno dělení například dle příčného rozměru, sklonu, způsobu namáhání, či materiálu. V evropské praxi se ujalo dělení obecnějšího charakteru založené na způsobu výroby piloty. Podle tohoto kritéria se piloty dělí do dvou hlavních skupin:

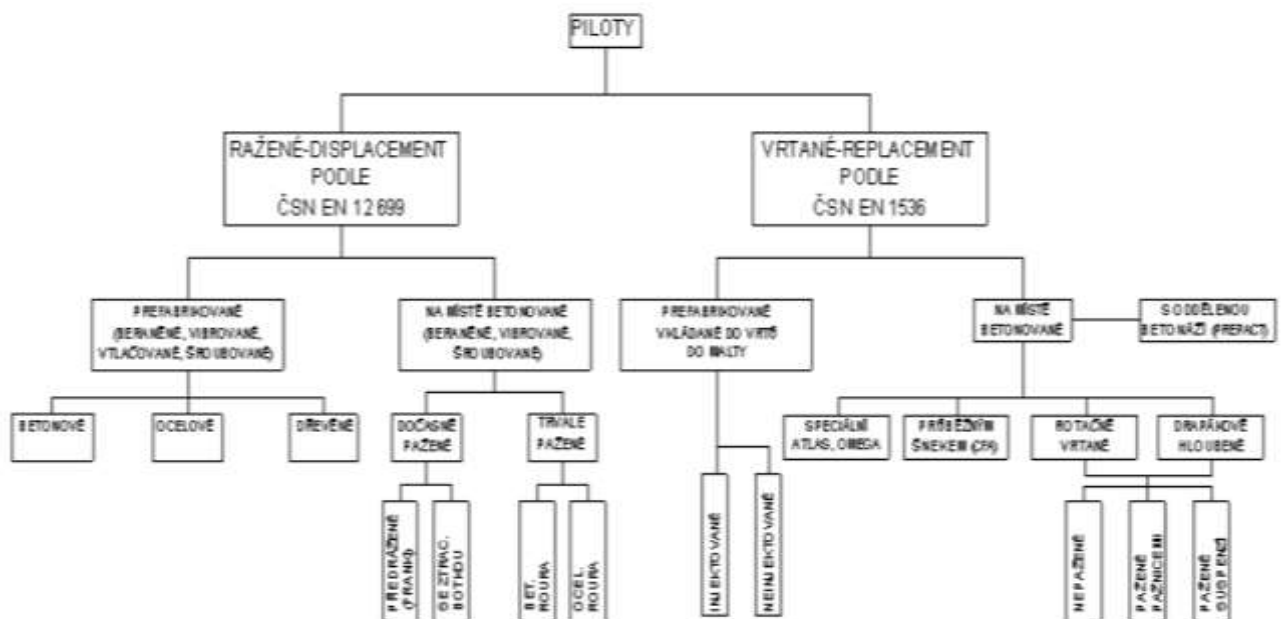
A. Piloty typu displacement = Piloty ražené

- Zemina, která se nachází v místě budoucí piloty, není vytěžena. Při výrobě piloty je zemina roztačena do stran a pod patu piloty.

B. Piloty typu replacement = Piloty vrtané

- Během výroby piloty je zemina vytěžena [11].

Podrobnější evropské dělení je znázorněno na obrázku 3 níže.



Obrázek 3 Evropské dělení pilot [14]

V šedesátých letech 19. století došlo k výraznému rozvoji pilot a během následujících čtyřiceti let se stav na trhu ustálil. Dnes 90 % z prováděných pilot tvoří piloty vrtané, zbylých 10 % pak předražené piloty Franki [3].

V současnosti jsou piloty schopné konkurovat plošným základům nejen svojí univerzálností, ale i finanční nákladností. Cena pilot se prakticky přibližuje čisté kubatuře spotřebovaného stavebního materiálu pro výrobu plošných základů.

Vrtané piloty

Tento druh pilot je prováděn vrtáním a těžním zeminy a následným zabetonováním vzniklého prostoru. Nosný dřík pilot přenáší zatížení anebo ovlivňuje deformace. Poměr štíhlosti $L/D \geq 5$ označuje vrtané piloty.

Při návrhu vrtaných pilot je potřeba zohlednit přírodní, technologické a dispoziční faktory. Pro zmapování zeminového prostředí v místě budoucí výstavby je potřeba provést inženýrskogeologické průzkumy pro správné zařídění a popis zeminových vrstev v podloží. Poté je nutné stanovit, jak budou piloty vyráběny – zda bude vrt pažen, či ne, jak bude pilota vyztužena, zda je možné piloty kvalitně vybetonovat a zda nebude okolní zemina během vrtání příliš rozrušena. Posledním faktorem je dispoziční faktor neboli možnost vzájemného ovlivňování pilot. Nejmenší navrhovaná osová vzdálenost mezi malopřůměrovými pilotami ($d = 0,3 - 0,6$ m) je $2,5d$, u velkopřůměrových ($d > 0,6$ m) je zpravidla $1,5d$, minimálně však $d + 0,5$ m. Tato vzdálenost se stanoví s ohledem na statické působení pilot a technologii provádění. Pokud je vzdálenost mezi pilotami menší než $6d$, piloty se vzájemně staticky ovlivňují, dochází k tzv. skupinovému účinku, a je nutné je posuzovat jako celek [3].

3 Popis navrhovaného objektu a zájmového území

Projektované slínkové silo se nachází v obci Ladce na Slovensku a je součástí komplexu jedné z nejstarších cementáren na Slovensku - Považská cementáreň, a.s. Na Obrázek 4 č. 4 je znázorněna poloha Považské cementáren, a.s. červeným označníkem.



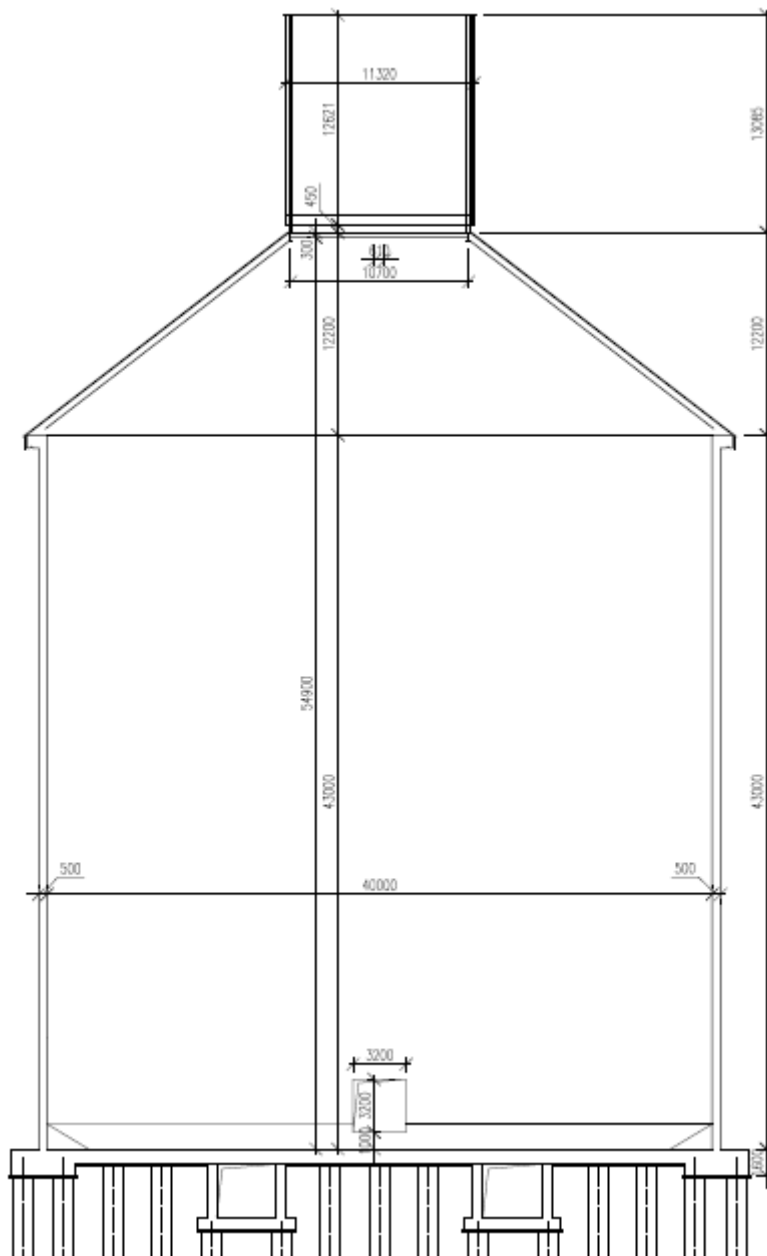
Obrázek 4 Mapa znázorňující zájmové území

3.1 Tvar a zatížení sila

3.1.1 Tvar

Vzhledem k požadavkům na snížení prašnosti, zachování kvality slínku při generálních opravách v cementárně a snížení nákladů při přemísťování slínku a jeho přísad bylo v Považské cementáreň, a.s. Ladce rozhodnuto o výstavbě nového slínkového sila, které má za úkol pojmout 85 000 tun slínku včetně přísad. Konstrukce sila ve tvaru válce o vnitřním průměru 40 m je navržena z předpjatého betonu tloušťky 500 mm. Celková výška sila činí 68,085 m, z čehož 43 m tvoří betonová konstrukce, která je zakrytá ocelovou střechou tvaru komolého kuželu výšky 12,2 m s ocelovou násypkou výšky 13,085 m. Stěny sila jsou vetknuty do železobetonové základové desky tloušťky 900 mm s povrchem na úrovni $\pm 0,00 = 250,20$ m n. m., která je po obvodě zesílena na 1,6 m. Úroveň základové spáry je pod vnitřním mezikružím na kótě $-0,90 = 249,30$ m n. m., pod zesílenou deskou na okrajích je pak

na kótě -1,6 m = 248,60 m n. m. Celkový průměr základové desky je roven 44,35 m. Pod deskou jsou navrženy dva rovnoběžné odtahové kanály o světlé výšce 3,2 m, světlé šířce 3,6 m a s tloušťkou stěn 0,6 m. Jejich osová vzdálenost je rovna 2 x 8,0 m, tudíž 16 m. Původní návrh založení počítá s hlubinným založením na 144 pilotách o délkách 20, 23,5 a 24 m. Řez silem je znázorněn na obrázku Obrázek 5 5 níže.



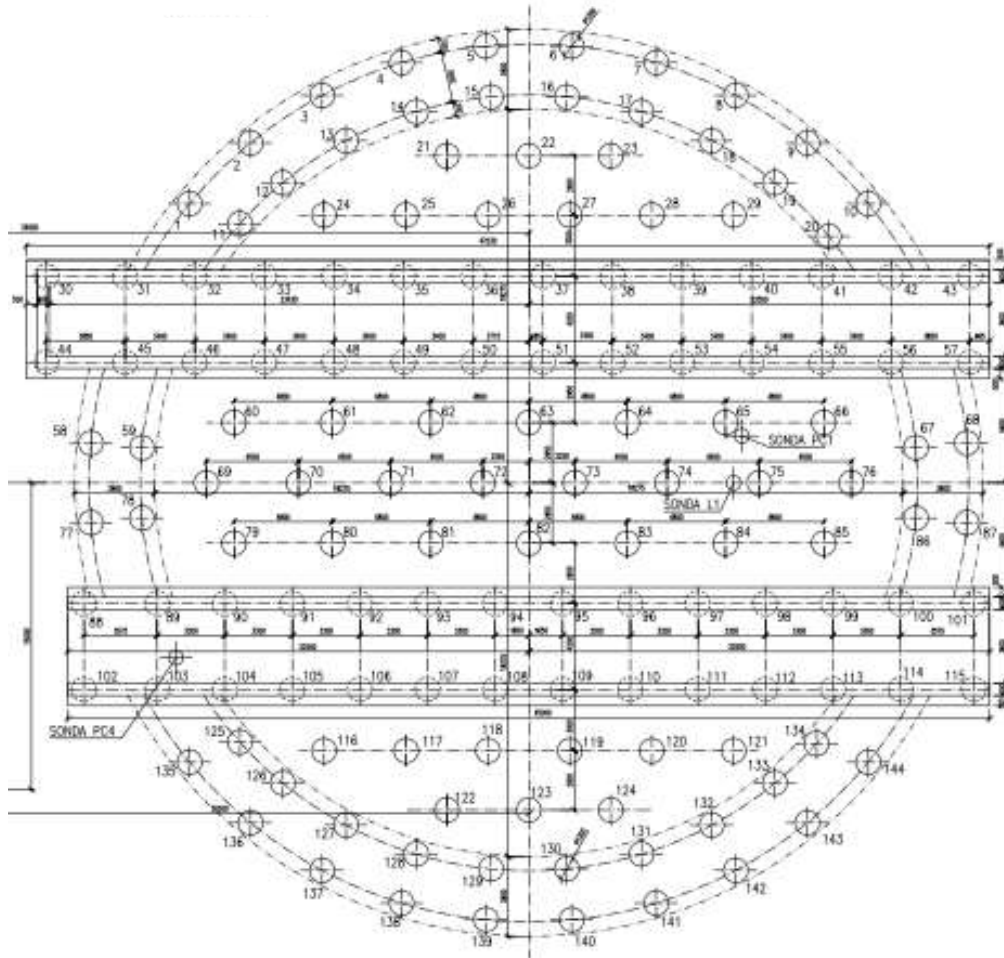
Obrázek 5 Příčný řez silem

3.1.2 Zatížení sila

LC1 vlastní tíha

1. Svislá betonová konstrukce

Výpočet zatížení od betonové konstrukce. Rozdílné tloušťky stěn jsou zřejmé z půdorysu na obrázku č. 6 níže.



Obrázek 6 Půdorys

1.1. Stěny

Výška $h = 43$ m

1.1.1. Stěna tl. 500 mm (3/4 z obvodu)

$R_{\text{vnejší}} = 20,5$ m

$R_{\text{vnitřní}} = 20$ m

$$V_{500} = (R_{\text{vnejší}}^2 - R_{\text{vnitřní}}^2) \cdot \pi \cdot 270 / 360 \cdot h = (20,5^2 - 20^2) \cdot \pi \cdot 270 / 360 \cdot 43$$
$$= 2051,66 \text{ m}^3$$

1.1.2. Stěna tl. 550 mm (1/4 z obvodu)

$$R_{\text{vnejší}} = 20,55 \text{ m}$$

$$R_{\text{vnitřní}} = 20 \text{ m}$$

$$V_{550} = (R_{\text{vnejší}}^2 - R_{\text{vnitřní}}^2) \cdot \pi \cdot 90 / 360 \cdot h = (20,5^2 - 20^2) \cdot \pi \cdot 90 / 360 \cdot 43 = 753,20 \text{ m}^3$$

1.1.3. Otvor

$$\text{Délka strany } a = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{Tl. stěny } 500 \text{ mm}$$

$$V_o = 3,2^2 \cdot 0,5 = 5,12 \text{ m}^3$$

Celkem zatížení od stěn:

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$V_{\text{celk}} = V_{500} + V_{550} - V_o = 2051,66 + 753,20 - 5,12 = 2799,74 \text{ m}^3$$

$$F_{\text{stěna}} = V_{\text{celk}} \cdot \gamma_{\text{beton}} = 2799,74 \cdot 25 = \mathbf{69993,48 \text{ kN}}$$

1.2. Žebra

$$\text{Délka } d = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{Výška } h = 43 \text{ m}$$

1.2.1. Žebra tl. 350 mm, 2 ks

$$V_{350} = 3,2 \cdot 43 \cdot 0,35 \cdot 2 = 110,08 \text{ m}^3$$

1.2.2. Žebra tl. 400 mm, 2 ks

$$V_{400} = 3,2 \cdot 43 \cdot 0,4 \cdot 2 = 96,32 \text{ m}^3$$

Celkem zatížení od žeber:

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$V_{\text{celk}} = V_{350} + V_{400} = 110,08 + 96,32 = 206,40 \text{ m}^3$$

$$F_{\text{žebra}} = V_{\text{celk}} \cdot \gamma_{\text{beton}} = 206,4 \cdot 25 = \mathbf{5160,00 \text{ kN}}$$

1.3. Římsa

$$\text{Výška } h = 0,76 \text{ m}$$

1.3.1. Stěna tl. 500 mm

$$R_{\text{vnejší}} = 21,2 \text{ m}$$

$$R_{\text{vnitřní}} = 20,5 \text{ m}$$

$$V_{i500} = (R_{\text{vnejší}}^2 - R_{\text{vnitřní}}^2) \cdot \pi \cdot 270 / 360 \cdot h = (21,2^2 - 20,5^2) \cdot \pi \cdot 270 / 360 \cdot 0,76 = 52,27 \text{ m}^3$$

1.3.2. Stěna tl. 550 mm

$$R_{\text{vnější}} = 21,2 \text{ m}$$

$$R_{\text{vnitřní}} = 20,55 \text{ m}$$

$$V_{\text{ř550}} = (R_{\text{vnější}}^2 - R_{\text{vnitřní}}^2) \cdot \pi \cdot 90 / 360 \cdot h = \\ = (21,2^2 - 20,55^2) \cdot \pi \cdot 90 / 360 \cdot 0,76 = 16,20 \text{ m}^3$$

Celkem římsa:

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$V_{\text{celk}} = V_{\text{ř500}} + V_{\text{ř550}} = 52,27 + 16,20 = 68,47 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{F_{\text{římsa}}} = V_{\text{celk}} \cdot \gamma_{\text{beton}} = 68,47 \cdot 25 = \mathbf{1711,73 \text{ kN}}$$

Celkové zatížení od betonové horní konstrukce:

$$\mathbf{F_{\text{horní}}} = \mathbf{F_{\text{stěna}}} + \mathbf{F_{\text{žebra}}} + \mathbf{F_{\text{římsa}}} = \mathbf{69993,48} + \mathbf{5160,00} + \mathbf{1711,73} = \mathbf{76865,20 \text{ kN}}$$

2. Základy

2.1. Kanály

$$V_k = 5,8 \cdot 47,03 \cdot 0,8 + 45,0 \cdot 5,8 \cdot 0,8 + 46,53 \cdot 0,6 \cdot 3,2 \cdot 2 + 0,6 \cdot 3,6 \cdot 3,2 + \\ + 45,0 \cdot 0,6 \cdot 3,2 \cdot 2 = 785,41 \text{ m}^3$$

2.2. Deska tl. 900 mm

$$V_d = \Pi \cdot 18,25^2 \cdot 0,90 = 941,72 \text{ m}^3$$

2.3. Prstenec tl. 1600 mm

$$V_p = \Pi \cdot (22,15^2 - 18,25^2) \cdot 1,60 = 791,99 \text{ m}^3$$

Celkem základy:

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$V_{\text{celk}} = V_k + V_d + V_p = 785,41 + 941,72 + 791,99 = 2519,11 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{F_{\text{základy}}} = V_{\text{celk}} \cdot \gamma_{\text{beton}} = 2519,11 \cdot 25 = \mathbf{62977,75 \text{ kN}}$$

Celkem vlastní tíha:

$$\mathbf{F_{\text{celk}}} = \mathbf{F_{\text{horní}}} + \mathbf{F_{\text{základy}}} = \mathbf{76865,20} + \mathbf{62977,75} = \mathbf{139842,95 \text{ kN}}$$

Kontaktní napětí v základové spáře:

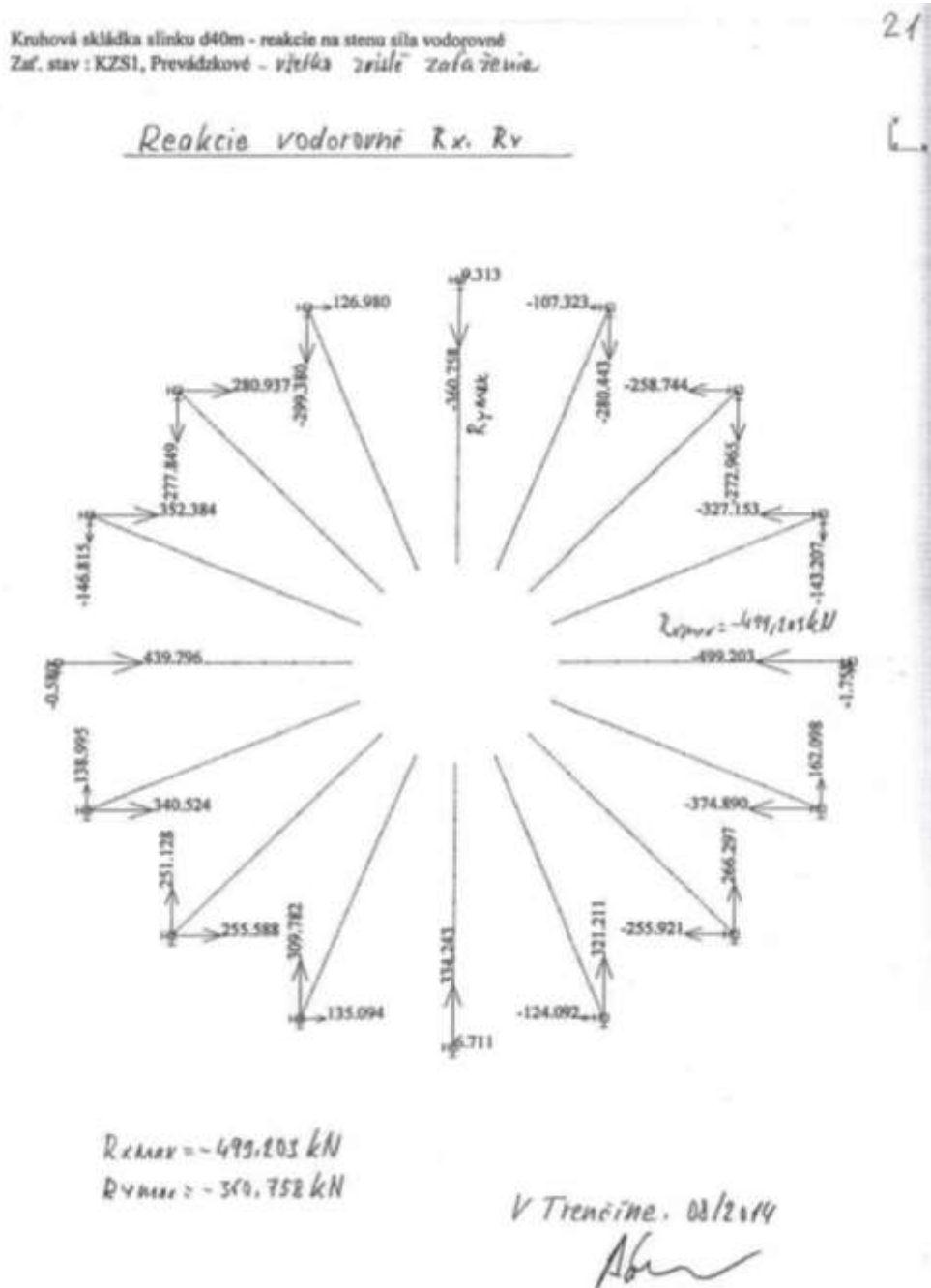
$$A_{\text{zs}} = \Pi \cdot 22,15^2 - 2 \cdot 4,8 \cdot (42,86 + 39,113) / 2 + 47,03 \cdot 5,8 + 45 \cdot 5,8 = \\ = 1541,3360 - 393,4704 + 533,774 = 1681,6396 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{k, zS} = G_k / A_{zS} = 139842,95 / 1681,6396 = 83,16 \text{ kPa}$$

LC2 – ostatní stále

1. Ocelová konstrukce

Výpočet zatížení od ocelové konstrukce byl převzat ze statického výpočtu Keramoprojektu Trenčín. Vypočtené reakce jsou zřejmé z obrázků č.7 a 8.



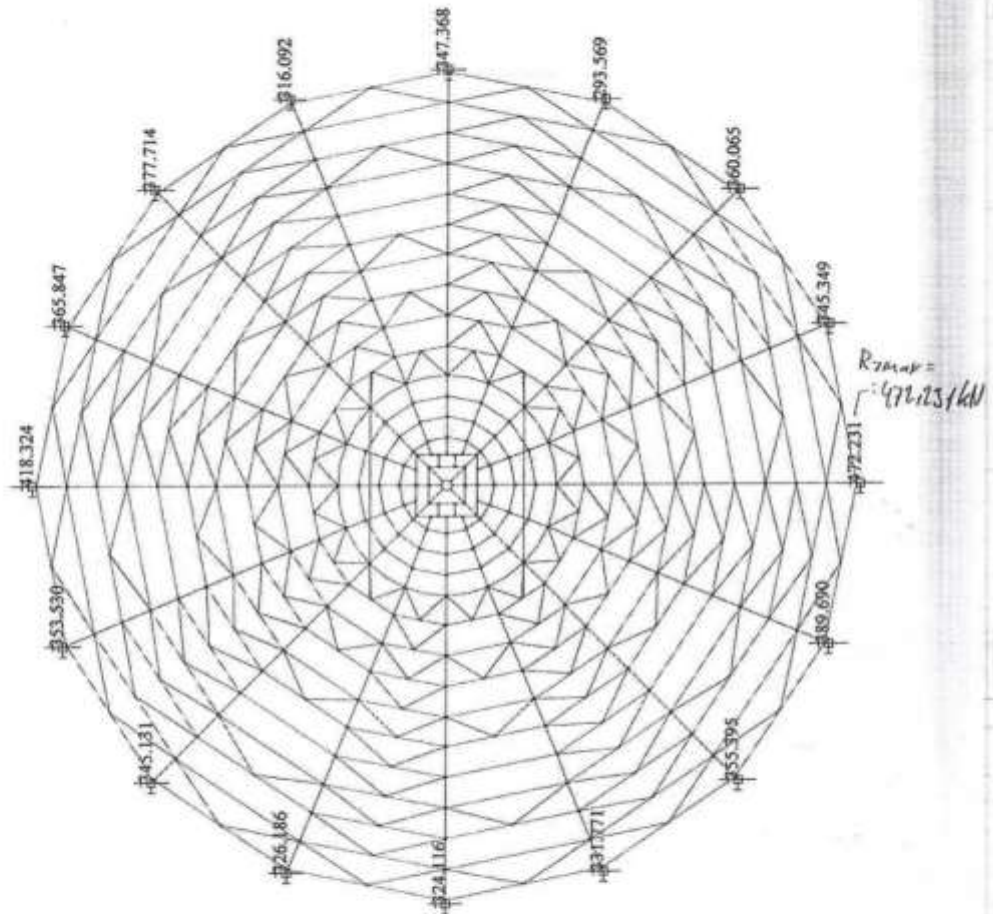
Obrázek 7 Vodorovné reakce z ocelové konstrukce

Kruhová skládka slinku d40m - reakce na stenu sila
Zař. stav : KZSI, Prevádzkové

20

Reakcie zvislé - R_z

\downarrow



$$R_{zmax} = 472,231 \text{ kN}$$

Obrázek 8 Svislé reakce z ocelové konstrukce

$$R_{zmax} = 472,231 \text{ kN/nosník}$$

$$n_{nosníků} = 16 \text{ ks}$$

$$F_{ocel} = R_{zmax} \cdot n = 472,231 \cdot 16 = \mathbf{7555,696 \text{ kN}}$$

$$O = D \cdot \pi = 40,5 \cdot \pi = 127,235 \text{ m}$$

$$q_{ocel} = R_{obvod} / O = 7555,696 / 127,235 = 59,384 \text{ kN/m}$$

2. Náplň

$$\gamma_{slínku} = 16 \text{ kN/m}^3$$

Sypný úhel byl zadán investorem na jednání dne 28. 4. 2015 v Ladcích, jak uvádí technická zpráva Ing. Václava Zimy, CSc.

$$\varnothing_r = 36^\circ \rightarrow \text{neplatí hodnota } \varnothing_r = 47^\circ \text{ z tabulky E.1 ČSN EN 1991-4}$$

$$\text{Maximální plnění } h = 55,2 \text{ m}$$

2.1. Kuželovitá střecha

$$h = 12,2 \text{ m}$$

$$r_1 = 20 \text{ m}$$

$$r_2 = 10,7 \text{ m}$$

$$V_{kužel} = \pi \cdot h / 3 \cdot (r_1^2 + r_1 \cdot r_2 + r_2^2) = \pi \cdot 12,2 / 3 \cdot (20^2 + 20 \cdot 10,7 + 10,7^2) = \\ = 9307,05 \text{ m}^3$$

2.2. Válcové silo

$$h = 43 \text{ m}$$

$$r = 20 \text{ m}$$

$$V_{válec} = \pi \cdot r^2 \cdot h - \pi \cdot r_2^2 = \pi \cdot 20^2 \cdot 43 - \pi \cdot 20^2 = 52778,76 \text{ m}^3$$

Celkové zatížení od náplně:

$$V = V_{kužel} + V_{válec} = 9307,05 + 52778,76 = 62085,81 \text{ m}^3$$

$$F_{náplň} = V \cdot \gamma_{slínku} = \mathbf{62085,81 \cdot 16 = 993372,90 \text{ kN}}$$

Celkové zatížení na základovou desku:

$$A = 20^2 \cdot \pi = 1256,64 \text{ m}^2$$

$$F = F_{horní} + F_{ocel} + F_{náplň} = \mathbf{76865,20 + 7555,70 + 993372,90 = 1077793,80 \text{ kN}}$$

$$\sigma = F / A = \mathbf{1077793,80 / 1256,64 = 857,68 \text{ kPa}}$$

Celkové zatížení v základové spáře:

$$A_{zs} = 1681,64 \text{ m}^2$$

$$F = F_{\text{celk}} + F_{\text{ocel}} + F_{\text{náplň}} = 139842,95 + 7555,70 + 993372,90 = 1113971,55 \text{ kN}$$

$$\sigma = F / A = 1077793,80 / 1681,64 = 674,33 \text{ kPa}$$

Síla vstupující do jedné piloty bez uvažování spolupůsobení se základovou deskou:

$$F = 1113971,55 / 144 = 7736 \text{ kN}$$

3.2 Geologické a hydrogeologické podmínky

Zájmové území se nachází v Ilavské kotlině v Západních Karpatech. Směr a konfigurace kotliny byla určena poklesovými zlomovými pásmy neogenního věku a erozní činností řeky Váh. Jedná se o kotlinu nížinného stupně (Vaškovský, 1977). Podloží kotliny tvoří většinou mezozoikum centrálně-karpatských sérií a paleogén (Buday a kol., 1967). Neogén představují dva tektonicky odlišné celky: spodní miocén – egenburg (patří tektonicky k podložímu) a pliocén – panon a pont.

V období formování řeky Váh byl paleografický vývoj značně komplikovaný a to se ukazuje i ve složitosti geologického profilu. Výplň kotliny představují pliocenní a kvartérní sedimenty. Vrstvy pliocenních sedimentů s poměrně malými mocnostmi jsou uspořádány mísovitě s generálním úklonem do středu pánve. Kvartérní pokryvné útvary představují fluviální sedimenty, které lze rozlišit do dvou souvrství:

- vrchní souvrství náplavových hlín,
- spodní souvrství štěrkopískové fácie koryta vodního toku.

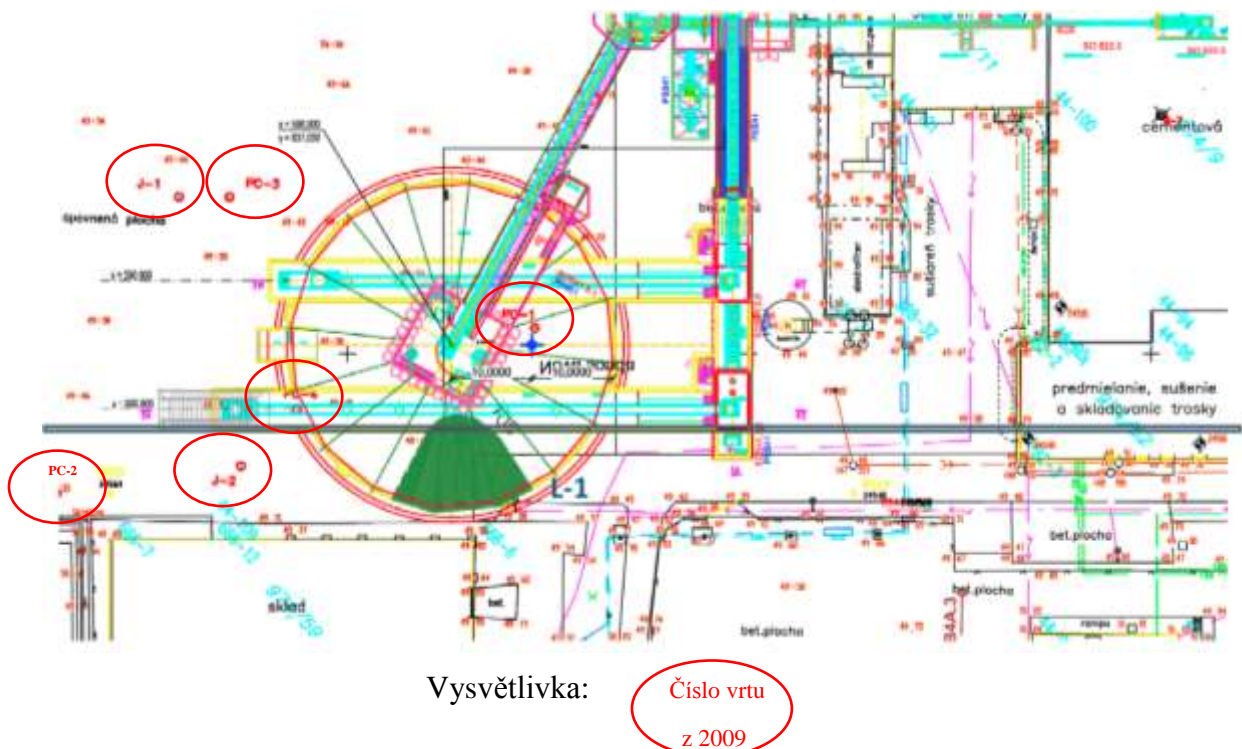
Tloušťka horního hlinitého pokryvu je poměrně malá - pohybuje se okolo 2 m. Lidskou činností je tento pokryv značně narušený a místy nahrazený různými druhy navážky. Souvrství štěrkopísků zasahuje do hloubky 12 až 20 m, tloušťka je tudíž značně proměnlivá. Díky nerovnoměrné sedimentaci jsou složení a petrografické charakteristiky sedimentů značně rozdílné, vrstvy se liší v poměru obsahu písčité a štěrkové frakce. V souvrství lze nalézt i vložky a polohy písků.

Přirozené hydrogeologické podmínky Ilavské kotliny byly značně ovlivněné lidskou činností, konkrétně výstavbou hydrotechnických děl a kanálů – např. Nosický kanál. Řeka Váh, která je povrchovým tokem Ilavské kotliny, infiltruje podzemné vody údolní nivy a generální směr proudění je rovnoběžný se směrem doliny Váhu. V archivních průzkumných pracích je pro areál cementárny stanovena maximální hladina podzemní vody na kótě

245,20 m n. m. a dlouhodobá průměrná roční hladina na kótě 244,00 m n. m. Hladinu podzemní vody pravidelně monitoruje SHMÚ v nejbližším pozorovatelně č. 172 – Ladce.

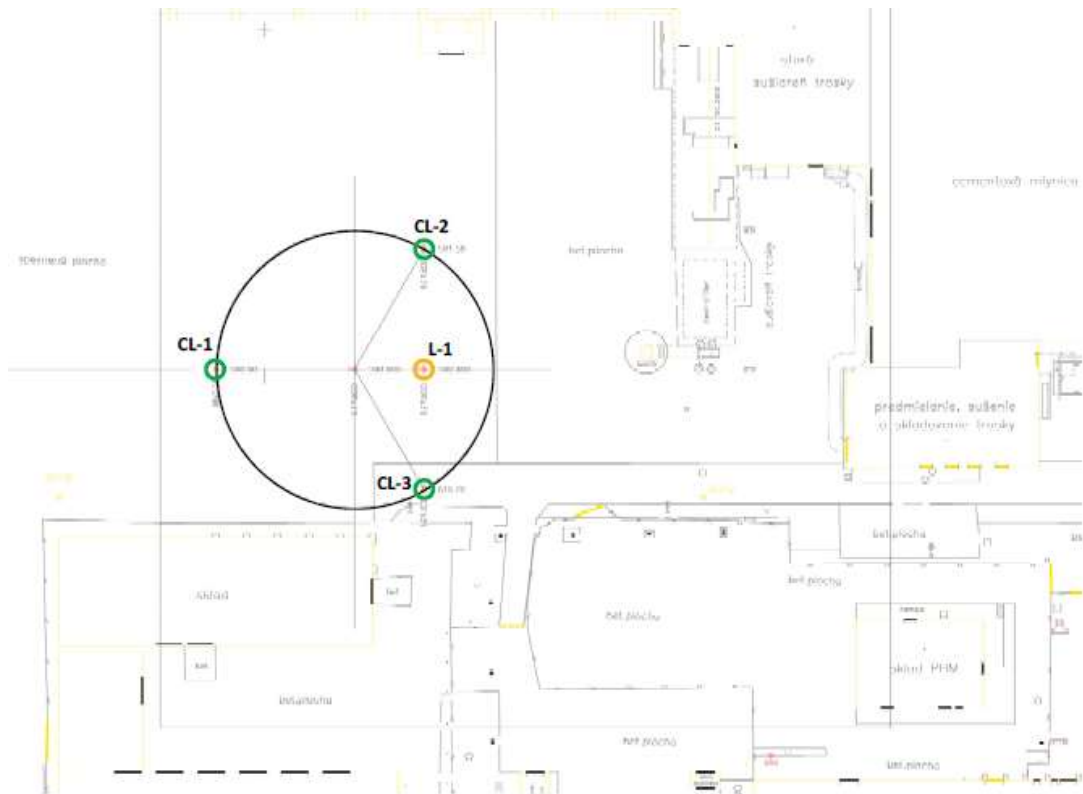
3.3 Geotechnické poměry

V místě staveniště bylo provedeno několik geotechnických průzkumů. První odebrání vzorků proběhlo v roce 2009 firmou STAS – stavby a sanácie, s.r.o. Trnava v souvislosti s předpokládanou výstavbou objektů dopravy a skladování slínku a přísad. V rámci průzkumu byly realizované 2 vrty do hloubky 40 m (J-1, J-2) a 4 vrty do hloubky 20 m (PC-1 až PC-4). Rozmístění vrtů je patrné z obrázku 9 níže.



Obrázek 9 Rozmístění vrtaných sond z roku 2009

V roce 2015, před zahájením výstavby, byly provedeny doplňkové inženýrskogeologické průzkumy ve dvou etapách. První etapa proběhla v květnu 2015, kdy byl vyvrtán vrt L-1, jehož poloha je zřejmá z obrázku č. 10. Tento vrt byl proveden nárazovo-točitým vrtáním soupravou HVS 482 a zasahoval do hloubky 50,0 m. O měsíc později, v červnu roku 2015, byly provedeny tři další vrty CL-1, CL-2 a CL-3 v místě stavby budoucího síla. Poloha těchto vrtů je taktéž znázorněna na obrázku č. 10 níže. Tyto vrty zasahovaly do hloubky 40,0 m a byly provedeny nárazovo-točitým vrtáním, jako vrt L-1, a jádrovým vrtáním.



Obrázek 10 Rozmístění vrtů z průzkumů 2015

Litologické popisy získané z průzkumných vrtů jsou uvedeny níže na obrázcích č. 11, 12, 13 a 14. Ze získaných dat je patrné pestré rozvrstvení jednotlivých typů základové půdy. Z hlediska zakládání se jedná převážně o hrubozrnné i jemnozrnné sedimenty.

Místo výstavby je zcela rovinné, ohloubně vrtů byly na úrovni 249,57 – 249,60 m n. m. Ve všech vrtech byla zastižena hladina podzemní vody. Ve vrtech L-1, CL-1 a CL-2 byly zastiženy dva horizonty podzemní vody, a to v horní vrstvě štěrků s volnou hladinou a napjatá hladina ve spodní vrstvě jílu. Ve vrtu CL-3 byl zastižen pouze jeden horizont s volnou hladinou v hloubce okolo 10 m. Během roku může hladina podzemní vody dosáhnout až maximální úrovně -4,4 m (245,20 m n. m.). Chemické rozborů ukázaly, že podzemní voda není agresivní vůči betonovým konstrukcím, nicméně byl zjištěn obsah síranových iontů, a tudíž je prostředí označeno jako XA-1 na základě ČSN EN 206-1.

L-1			Symbol	Trieda
0,0	- 0,5 m	betón		
0,5	- 1,5 m	íl so strednou plasticitou, tuhej konzistencie, tmavý hnedý	C1	F6
1,5	- 3,2 m	štrk s prímiesou jemnozrnej zeminy, stredne uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 2-5 cm	G-F	G3
3,2	- 7,0 m	štrk s prímiesou jemnozrnej zeminy, stredne uľahnutý až uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 3-5 cm, ojed. 12-15 cm	G-F	G3
7,0	- 10,0 m	štrk zle zrný, uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 3-5 cm, ojed. 12 cm, zvodnený	GP	G2
10,0	- 11,0 m	štrk zle zrný, uľahnutý, hnedosivý, valúny do Ø 10 cm, prímies balvanov do Ø 17 cm (cca 40 %)	GP	G2
11,0	- 12,0 m	štrk zle zrný, uľahnutý, hnedosivý, valúny do Ø 4 cm	GP	G2
12,0	- 13,0 m	štrk zle zrný - balvanitý, uľahnutý, hnedosivý, s balvanmi do Ø 20 cm (cca 60 %)	GP	G2
13,0	- 14,5 m	štrk zle zrný, uľahnutý, hnedosivý, valúny do Ø 3-5 cm, ojed. 10-15 cm	GP	G2
14,5	- 15,1 m	íl s vysokou plasticitou, tuhej až pevnej konzistencie, hrdzavohnedý	CH	F8
15,1	- 17,0 m	íl s vysokou plasticitou, tuhej až pevnej konzistencie, sivý	CH	F8
17,0	- 18,1 m	íl s nízkou plasticitou, tuhej konzistencie, s prímiesou piesku, modrosivý	CL	F6
18,1	- 20,5 m	íl s vysokou plasticitou, tuhej až pevnej konzistencie, sivomodrý	CH	F8
20,5	- 21,0 m	íl s vysokou plasticitou, tuhej až pevnej konzistencie, sivý s polohami čiernych z uhoľnatených kusov dreva	CH	F8
21,0	- 26,0 m	štrk fľovitý, uľahnutý, sivý, s valúnmi do Ø 2-5 cm, ojed. 10 cm, zvodnený	GC	G5
26,0	- 31,0 m	štrk fľovitý, uľahnutý, sivý, s valúnmi do Ø 1-3 cm	GC	G5
31,0	- 32,0 m	íl piesčitý, so strednou plasticitou, tuhej konzistencie, sivý	CS	F4
32,0	- 50,0 m	íl piesčitý, s nízkou až strednou plasticitou, mäkký až tuhý, s prímiesou štrku do Ø 1-3 cm (cca 25 %), sivý, lokálne s prevahou štrkov fľovitých GC/G5	CS	F4
<p><i>Hladina podzemnej vody - naražená 8,4 m p.l., 21,0 m p.l.</i> <i>- ustálená 8,4 m p.l.</i></p>				

Obrázek 11 Vrt L-1

CL-1 (249,595 m n.m.)			Symbol	Trieda
0,0	- 0,75 m	betón		
0,75	- 5,0 m	štrk s prímiesou jemnozrnnej zeminý, stredne uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 2-5 cm, ojed. 12 cm	G-F	G3
5,0	- 11,5 m	štrk s prímiesou jemnozrnnej zeminý, stredne uľahnutý až uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 3-8 cm, ojed. 12-15 cm, od úrovne 8,3 m p.l. zvodnený	G-F	G3
11,5	- 14,5 m	štrk zle zrný - balvanitý, uľahnutý, hnedosivý, s balvanmi do Ø 20-25 cm (cca 50 %), zvodnený	GP	G2
14,5	- 15,5 m	íl s vysokou plasticitou, tuhej až pevnej konzistencie, sivohnedý s hrdzavými šmuhami	CH	F8
15,5	- 17,5 m	íl s vysokou plasticitou, tuhej až pevnej konzistencie, sivý	CH	F8
17,5	- 30,0 m	štrk flovitý, uľahnutý, sivý, s valúnmi do Ø 2-3 cm, zvodnený	GC	G5
30,0	- 40,0 m	štrk flovitý, uľahnutý, sivý, valúny do Ø 1 cm, zvodnený, jemnozrná frakcia tuhej konzistencie	GC	G5
<i>Hladina podzemnej vody – I. horizontu - naražená 8,3 m p.l., ustálená 8,3 m p.l. II. horizontu - naražená 17,5 m p.l., ustálená 14,0 m p.l.</i>				

Obrázek 12 Vrt CL-1

CL-2 (249,579 m n.m.)			Symbol	Trieda
0,0	- 0,1 m	betón		
0,1	- 4,0 m	štrk s prímiesou jemnozrnnej zeminý, stredne uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 2-3 cm, ojed. 7 cm	G-F	G3
4,0	- 12,0 m	štrk s prímiesou jemnozrnnej zeminý, stredne uľahnutý až uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 3-8 cm, ojed. 12-15 cm od úrovne 8,8 m p.l. zvodnený	G-F	G3
12,0	- 15,0 m	štrk zle zrný - balvanitý, uľahnutý, hnedosivý, s balvanmi do Ø 25 cm (cca 50 %), zvodnený	GP	G2
15,0	- 18,0 m	štrk flovitý, uľahnutý, žltý, valúny do Ø 2-3 cm, zvodnený	GC	G5
18,0	- 20,0 m	íl s vysokou plasticitou, pevnej konzistencie, žltohnedý	CH	F8
20,0	- 23,0 m	íl s vysokou plasticitou, pevnej konzistencie, sivý	CH	F8
23,0	- 26,0 m	piesok flovitý, uľahnutý, sivý, zvodnený	SC	S5
26,0	- 30,0 m	štrk flovitý, uľahnutý, sivý, valúny do Ø 2 cm, zvodnený	GC	G5
30,0	- 35,0 m	íl štrkovitý až štrk flovitý, uľahnutý, sivý, valúny do Ø 1-3 cm, jemnozrná frakcia mäkkej konzistencie	CG/ GC	F2/ G5
35,0	- 40,0 m	štrk flovitý, uľahnutý, sivý, valúny do Ø 1-3 cm, ojed. 6 cm, jemnozrná frakcia tuhej konzistencie	GC	G5
<i>Hladina podzemnej vody – I. horizontu - naražená 8,8 m p.l., ustálená 8,7 m p.l. II. horizontu - naražená 23,0 m p.l., ustálená 10,4 m p.l.</i>				

Obrázek 13 Vrt CL-2

CL-3 (249,570 m n.m.)			Symbol	Trieda
0,0	- 0,1 m	betón		
0,1	- 3,5 m	íl so strednou plasticitou, tuhej konzistencie, hnedý	CI	F6
3,5	- 5,5 m	štrk s prímiesou jemnozrnnej zeminy, stredne uľahnutý až uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 2-3 cm, ojed. 7 cm	G-F	G3
5,5	- 10,0 m	štrk s prímiesou jemnozrnnej zeminy, stredne uľahnutý až uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 3-8 cm, ojed. 12-15 cm	G-F	G3
10,0	- 15,0 m	štrk zle zmený - balvanitý, uľahnutý, hnedosivý, s balvanmi do Ø 25 cm (cca 60 %), zvodnený	GP	G2
15,0	- 16,0 m	štrk ílovitý, uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 2 cm, zvodnený	GC	G5
16,0	- 20,0 m	štrk zle zmený, uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 2-3 cm, ojed. 5-10 cm, zvodnený	GP	G2
20,0	- 33,0 m	štrk s prímiesou jemnozrnnej zeminy, uľahnutý, hnedý, valúny do Ø 1 cm, zvodnený	G-F	G3
33,0	- 35,0 m	íl piesčitý, sivý, mäkkej konzistencie	CS	F4
35,0	- 40,0 m	íl piesčitý, sivý, tuhej konzistencie, s prímiesou štrku do Ø 3 cm	CS	F4
<i>Hladina podzemnej vody – naražená 10,0 m p.l., ustálená 9,8 m p.l.</i>				

Obrázek 14 Vrt CL-3

Základové poměry jsou pro složité stavby, jejichž aktivní zóna od přetížení zasahuje do hloubek větších než 14 m, ve smyslu normy STN 73 1001 složité, vzhledem k různorodosti horninového prostředí ve větších hloubkách.

4 Založení objektu

Vzhledem k různorodosti podloží v místě stavby, rozměrům horní stavby, celkovému zatížení vstupujícímu do základů a také z důvodů ekonomických byla vyloučena varianta samotného plošného založení. Pro tuto stavbu připadala v úvahu kombinace plošného základu a hlubinného založení na pilotách. Plošný základ slouží pro přenos plošného zatížení do pilot, které pak svým dřikem roznášejí zatížení dále do okolní zeminy. Protože zeminové prostředí v místě stavby nenabízelo nestlačitelné podloží, o které by bylo možné piloty opřít, či do kterého je vetknout, bylo nutné piloty navrhnout jako plovoucí, tzn že jejich únosnost bude závislá na plášťovém tření.

4.1 Popis vybrané metody založení

Dle projektu (podklad č. 2) byl navržen kruhový plošný základ s povrchem na úrovni $\pm 0,00 = 250,20$ m n. m. o tloušťce 900 mm ($R = 20$ m) s krajním pásem šířky 3,9 m zesíleným na 1600 mm. Celkový průměr kruhového základu tak činí 44,35 m. Základová spára vnitřního mezikruží se nachází na úrovni $-0,90$ m = 249,30 m n. m., spára vnějšího pruhu je pak na $-1,60$ m = 248,60 m n. m. Pod deskou byly navrženy dva rovnoběžné kanály různých délek, 47,03 m a 45 m, osově vzdáleny $2 \times 8,0 = 16,0$ m. Světlá výška kanálů činí 3,2 m, světlá šířka je 3,6 m, tloušťky stěn se rovnají 0,6 m. Základová spára spodní deska kanálů se nachází v úrovni $-4,90$ m = 245,30 m n. m. a její tloušťka je 0,8 m. Základový pás přesahuje oboustranně svislé stěny o 0,5 m, tudíž jeho celková šířka činí 5,8 m. Pod deskami se počítá se 100 mm tlustou vrstvou podkladního betonu.

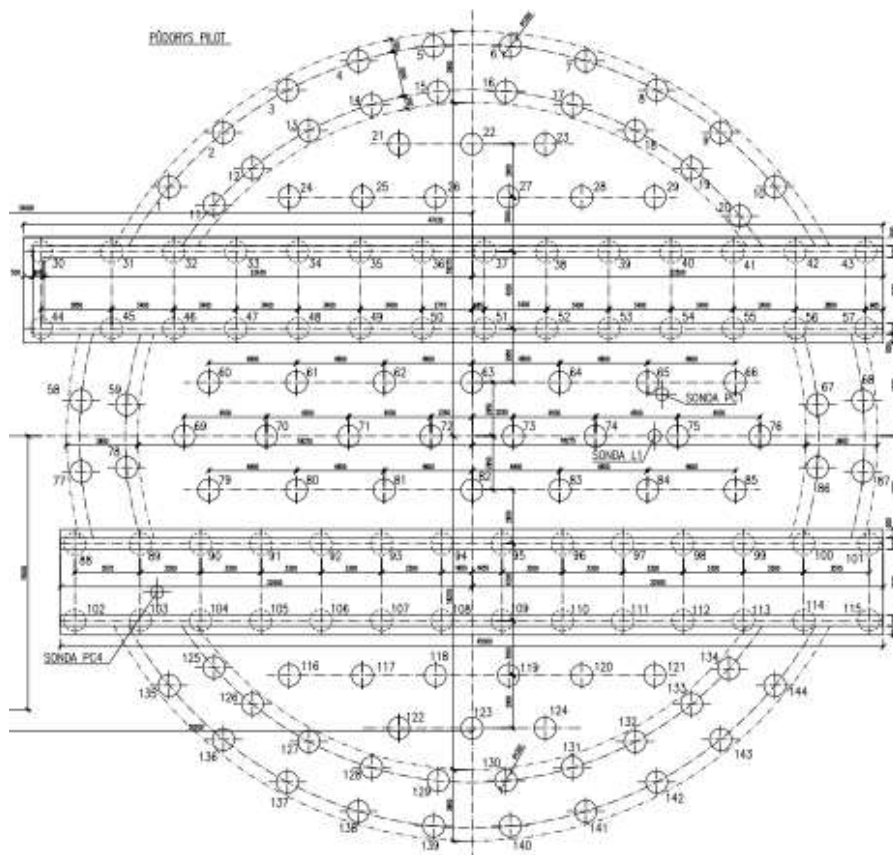
Návrh hlubinného založení dle podkladu počítá se 144 vrtanými pilotami o průměru 1,18 m dočasně paženými v celé délce vrtů. Délky pilot jsou rozdílné podle umístění pod základem. Půdorysné uspořádání je zřejmé z obrázku č. 15. Pilot pod kanály je 56 ks (úroveň hlavy $-4,90$ m = 245,30 m n. m.), pod vnitřním mezikružím desky je 40 ks pilot (úroveň hlavy $-0,90$ m = 249,30 m n. m.) a pod zesíleným pásem na kraji desky je celkem 48 ks pilot (úroveň hlavy $-1,60$ m = 248,60 m). Na základě statického výpočtu (podklad č. 3) byly stanoveny síly z horní stavby, vstupující do jednotlivých pilot. Charakteristické síly v pilotách pod vnitřní částí desky se pohybují v rozmezí $P = 5,47 - 5,74$ MN, pod vnějším mezikružím $P = 5,89 - 6,29$ MN a pod kanály v rozmezí $P = 4,60 - 5,26$ MN. Na základě těchto sil v projektu stupně DSP byla navržena délka pilot, aby pata pilot byla ve stejné výškové úrovni ($-25,00$ m = 225,20 m). Pro

střední část desky vycházela $L = 24,1$ m, pro vnější zesílený pruh $L = 23,40$ m a pod kanály $L = 20,1$ m.

Protože se ale pozice sila po určitém jednání změnila, je nutné posoudit, zda v nové lokalitě (odpovídající vrtům L-1, CL-1, CL-2 a CL-3) tento návrh založení také vyhoví.

V blízkosti staveniště byla před započítím prací dne 7. 8. 2015 provedena zkušební mimosystémová pilota. Tato pilota byla plně instrumentována a podrobena klasické statické zatěžovací zkoušce MLT. Výsledky jsou podrobně rozebrány v kapitole 5.1 a v podkladu č. 4. Tato zkouška bude sloužit k porovnání výsledků, které budou stanoveny jak analyticky (výpočtová únosnost pilot zahloubených do stlačitelného podloží a výpočet sedání plošného základu jako náhrada skupiny pilot), tak numerickým modelováním v programu Plaxis 3D. Protože se jedná o posouzení 2. mezního stavu, zatížení bude zadáváno charakteristickými hodnotami. Posouzení 1. mezního stavu zde nehraje prakticky žádnou roli.

Pracovní plošina pro vrtání pilot bude připravena na úrovni $-0,9$ m a bude dostatečně zpevněna, nejlépe podkladním betonem s otvory pro vrtání pilot. Piloty pod kanály a vnější pás budou vrtány s hluchým vrtáním. Pro výstavbu kanálů bude potřeba vysvahovat výkopy (1:1) na úroveň $-4,90$ m (resp. $-5,10$ m) a samotná výstavba bude probíhat v otevřených výkopech.



Obrázek 15 Půdorys pilot

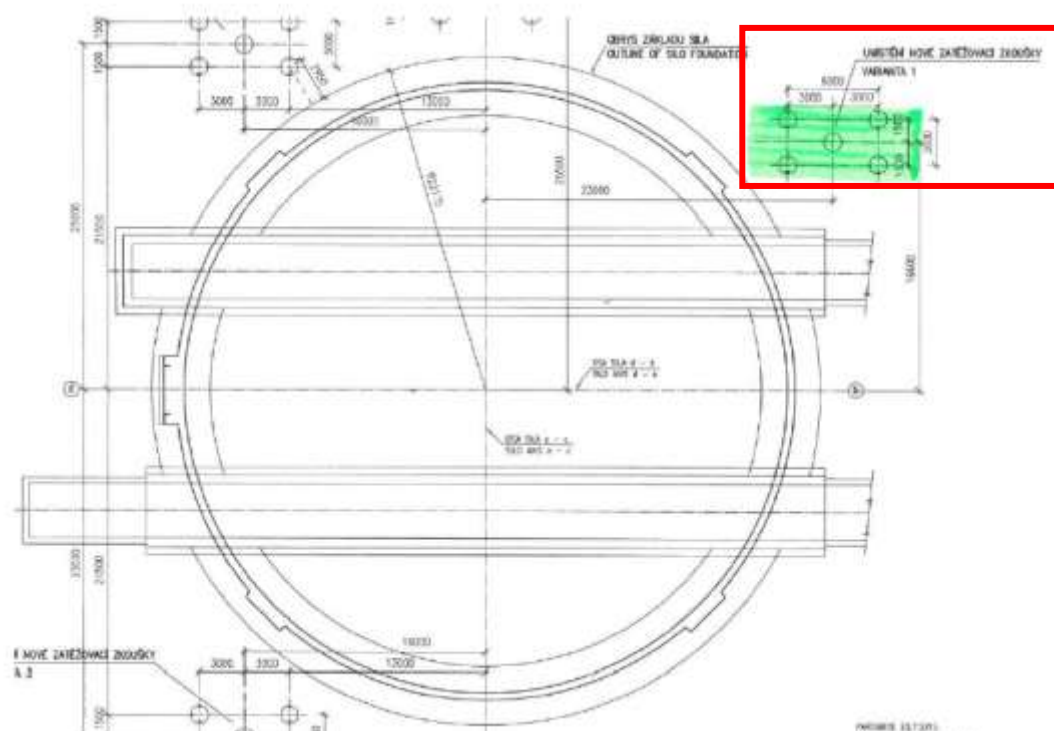
5 Statické posouzení

5.1 Statická zatěžovací zkouška mimosystémové piloty

Jak již bylo zmíněno výše, v blízkosti stávající pozice sila byla provedena statická zatěžovací zkouška mimosystémové piloty. Pilota byla zhotovena dne 7. 8. 2015 a zkouška se uskutečnila 31. 8. 2015. Protokol o výrobě piloty je uveden níže na obrázku č. 16, poloha zkušební piloty je znázorněna na obrázku č. 17.

OBJEDNATEL :	TAŽENÉ KONSTRUKCE, spol s r.o.	Číslo piloty :	1- zkušební
ZHOTOVITEL :	Zakládání staveb a.s.	Průměr piloty :	1180 mm
STAVBA :	Cementárna Ladce - zkušební pilota	Typ :	armokoš
OBJEKT :	8línkové silo	Datum zhotovení :	7. srpen 2015
Stroj :	Bauer 36H	Vrtmistr: Mikolášek	Nástroj : Špirál, Šapa
Hloubka vrtu :	24,10 m	Ekón vrtu :	0
Datum zahájení vrtání :	7. srpen 2015	Datum ukončení vrtání :	7. srpen 2015
Hodina zahájení vrtání :	7:00 hod.	Hodina ukončení vrtání :	11:10 hod.
GEOLOGICKÝ PROFIL :			
Hloubka od :	Do :	Popis zeminy :	Zkoušky zeminy :
0,00	12,00	šlásky ulehle	
12,00	15,00	šlásky zajiňované	
15,00	23,90	ílly tuhé, pevné	
23,90	24,10	šlásky ulehle	
Přerušení vrtání : od : do :			
Důvod :			
Podzemní voda :	naražená :	9 m	před betonáží : 18,00 m
Čerpaní :	od :	hod.	snížení : m
Pažení :	24,10 m		způsob : ocel pažnice
Parametry pažicí suspenze :			
Výzuež :	armokoš		ochrana : krytím betonu
Beton :	C 25/30 XC2, Cl 0,4 D max 22 - B4		Výrobna : Ladce beton Trenčín
Číslo dodacích listů :	44536, 44537, 44539, 44540,		
Odebrané vzorky :			Ladce beton Trenčín
Zpracovatelnost :	210, 200, 210, 210,	mm	V / C : 0
Zahájení betonáže po dokončení vrtu :	1:05	hod.	Osazení výzueže : 12:00 hod.
Betonáž :	od :	12:15	hod. do : 18:20 hod.
Přerušení betonáže :	od :	hod.	do : hod.
Důvod přerušení :			
Spotřeba betonu piloty v počtem :	26,36	m ³	Spotřeba skutečná : 28,00 m ³
	projektovaná :		skutečná :
Úroveň terénu :		-0,90 m	-0,90 m
Úroveň hlavy piloty :		-0,90 m	-0,90 m
Úroveň paty piloty :		-25,00 m	-25,00 m
Délka piloty :		24,10 m	24,10 m
Odchyľka X :		7,00 cm	Odchyľka X :
Odchyľka Y :		7,00 cm	Odchyľka Y :
Poznámky :			
Podpis SO :		Podpis zhotovitele :	Datum : 7.8.2015
		Králík Jan	

Obrázek 16 Protokol zkušební piloty



Obrázek 17 Poloha zatěžovací zkoušky

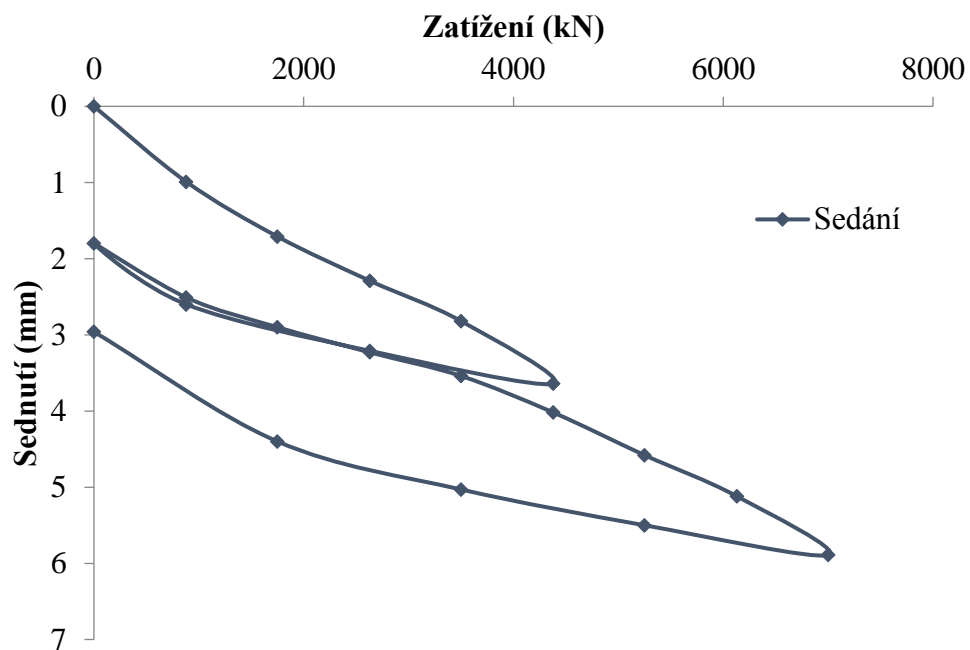
Zkouška obsahovala dva zatěžovací cykly, poprvé síla dosáhla hodnoty 4380 kN, přičemž sedání pro tuto hodnotu síly činilo 3,64 mm. Ve druhém cyklu byla aplikována maximální síla 7000 kN, která vyvodila sedání 5,89 mm, z čehož se celková trvalá deformace rovnala 2,96 mm a celková pružná deformace 2,93 mm. Výsledky jsou zřejmé z grafu na obrázku č. 18 a tabulky č. 1 a 2 níže.

Tabulka 1 Hodnoty sedání ze statické zkoušky

Stupeň zatížení	Zatížení [kN]	Sedání [mm]	Čas ustálení [hod]
1	0	0	10:26
2	880	0,99	10:56
3	1750	1,71	11:14
4	2630	2,29	11:35
5	3500	2,82	12:00
6	4380	3,64	12:23
7	2630	3,21	12:47
8	880	2,6	13:09
9	0	1,8	13:31

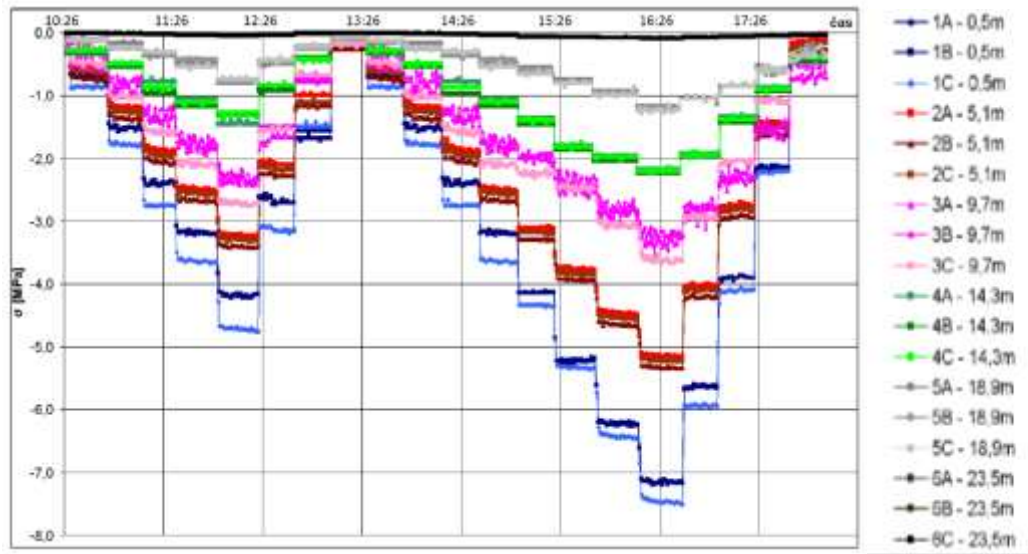
Tabulka 2 Hodnoty sedání ze statické zkoušky – pokračování

Stupeň zatížení	Zatížení [kN]	Sedání [mm]	Čas ustálení [hod]
9	0	1,8	13:31
10	880	2,51	13:53
11	1750	2,9	14:16
12	2630	3,23	14:39
13	3500	3,54	15:02
14	4380	4,02	15:24
15	5250	4,58	15:47
16	6130	5,12	16:14
17	7000	5,89	16:40
18	5250	5,5	17:04
19	3500	5,03	17:26
20	1750	4,4	17:47
21	0	2,96	18:09

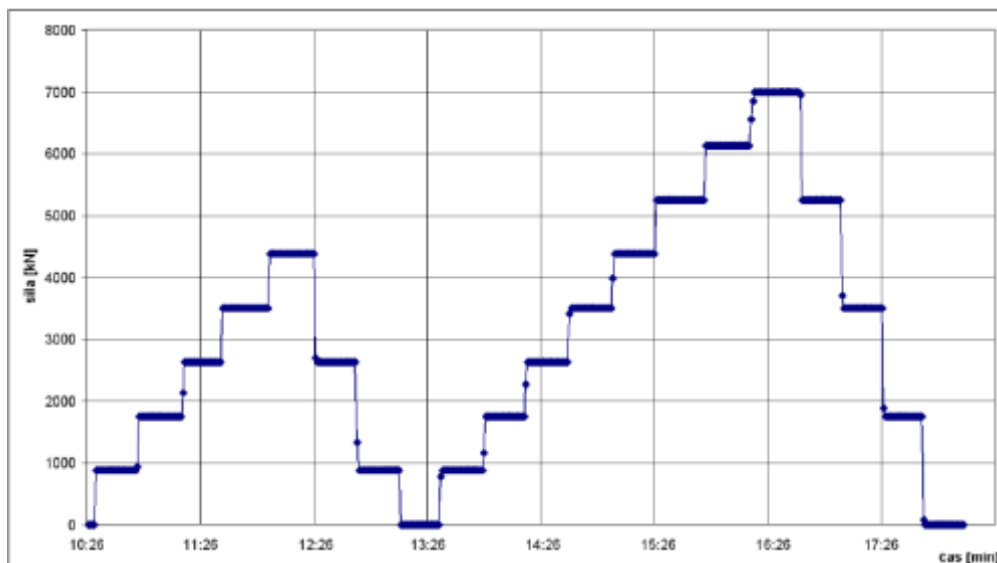


Obrázek 18 Průběh sedání během statické zatěžovací zkoušky

Průběhy napětí po délce dřívku piloty jsou převzaty z protokolu a znázorněny na obrázku č. 19 níže. Průběh zatěžovací síly je vykreslen na obrázku č. 20.



Obrázek 19 Průběh napětí v tenzometrech



Obrázek 20 Průběh zatěžovací síly

Výsledky statické zkoušky nemohly být použity jako jediné posouzení navrženého hlubinného zakládání. Důvodem je skutečnost, že v místě stavby je navržena skupina pilot, ve které bude docházet ke vzájemnému ovlivňování, jenž se statickou zkouškou jedné piloty nedá nasimulovat. Je tedy nutné najít další způsoby posouzení. Jednou z možností může být posouzení dle postupu J. Masopusta, či numerické modelování navrženého zakládání stavby. Oba tyto postupy jsou rozepsány v následujících kapitolách.

5.2 Posouzení základů

Posouzení navrženého založení objektu sila v Ladcích bude posouzeno pro 2. mezní stav, tudíž všechna zatížení budou uvažována jako charakteristická.

Pro posouzení centricky zatížených skupin pilot existují dva druhy posouzení dle [3]:

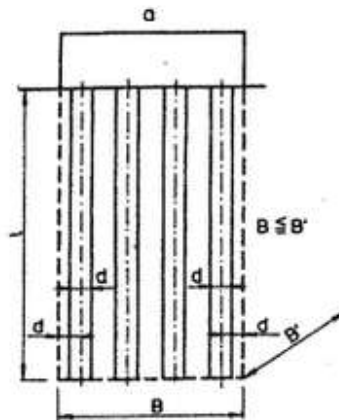
- posuzuje se sedání fiktivního plošného základu v hloubce $0,67 \cdot L$ šířky B a délky B' podle obrázku č. 21 níže, přičemž do výpočtu je třeba zahrnout vliv hloubky založení a mocnosti deformační zóny dle metodiky výpočtu sedání plošných základů,
- posuzuje se sedání skupiny pilot ze vztahu:

$$s = s_y + s_p \quad (6.1)$$

kde:

s_y je sedání osamělé piloty na mezi mobilizace pláštěvého tření odečtené z mezní zatěžovací křivky osamělé piloty

s_p je sedání fiktivního plošného základu v úrovni pat pilot, jehož rozměry jsou dány obvodem těchto pilot. Fiktivní plošný základ je zatížen silou rovnající se součtu sil působících v patách pilot uvažovaných jako osamělé, přičemž podíl síly přenášené pláštěm a patou piloty se odečte z mezní zatěžovací křivky.



Obrázek 21 Schéma pro výpočet mezní únosnosti skupiny pilot [3]

Pro posouzení v tomto případě byl zvolen přístup b). Nejprve bude stanovena mezní zatěžovací křivka samostatné piloty, ze které se určí sedání při mobilizaci pláštěvého tření a při předpokládaném zatížení z horní stavby. Následně bude zjednodušeným způsobem spočítáno sedání skupiny pilot, jež bude modelováno jako sedání fiktivního kruhového základu v úrovni pat pilot. Celkové sedání pak bude součtem sedání základu a samotné piloty.

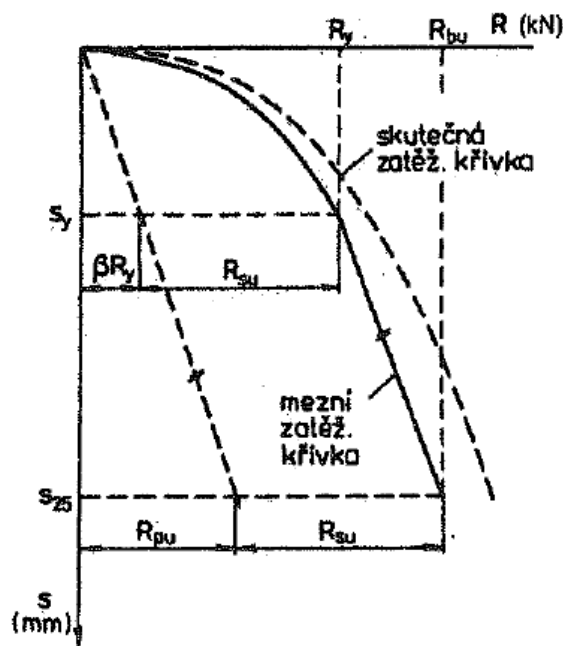
Posouzení 1. mezního stavu (MSÚ) se v tomto případě nepoužije, jelikož nemá žádný praktický význam.

5.2.1 Výpočtová únosnost pilot zahluubených do stlačitelného podloží

Na základě parametrů z inženýrskogeologických průzkumů byla stanovena výpočtová únosnost pilot. Postup výpočtu byl převzat z publikace [3].

Vrtané piloty přenášejí svislé tlakové zatížení pláštěm a patou do okolního zeminového prostředí. Při zatížení dojde nejprve k aktivaci plášťového tření, které ze začátku přenáší největší část zatížení. Pokud není tření nijak uměle eliminováno, například zabudovanou výpažnicí, s rostoucím sedáním piloty tření na plášti narůstá až do maximální hodnoty úměrné určitému sedání. Poté se již tření na plášti nemění (platí pro kohezní a málo ulehlé nekohezní zeminy), nebo může klesat na svou reziduální hodnotu a ustálit se na této hodnotě (v případě ulehlých písků a štěrků) Pata vrtané piloty má oproti plášti několikanásobně menší povrch a tím pádem na začátku zatěžování pata přenáší jen velmi malá zatížení. Tato skutečnost se však mění v závislosti na narůstajícím sedání, kdy se napětí na patě zvyšuje. Mezní zatížení na patě vzniká při sedání, které je přibližně rovné 10 až 20 % profilu piloty d [3].

Na základě zkoušek a pozorování lze popsat přenos zatížení jako křivku znázorněnou na obrázku č. Obrázek 22 [3]. Z ní je následně možné určit výpočtovou únosnost piloty pro zvolené přípustné sedání.



Obrázek 22 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty [3]

První větev mezní zatěžovací křivky je jednoznačně určena body $[R_y, s_y]$. Tato první část má tvar paraboly 2° o rovnici:

$$s = s_y \cdot (R / R_y)^2 \quad (6.2)$$

Rovnice druhé větve mezní zatěžovací křivky, která je lineární a začíná bodem $[R_y, s_y]$ a končí bodem $[R_{bu}, s_{25}]$, lze zapsat rovnicí:

$$s = s_y + (s_{25} - s_y) \cdot (R - R_y) / (R_{bu} - R_y) \quad (6.3)$$

kde:

- R_{su} je výpočtová hodnota mezní síly na plášti,
- R_y zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření,
- s_y sedání odpovídající zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření,
- β koeficient přenosu zatížení do paty piloty,
- s_{25} sedání 25 mm,
- R_{pu} mezní zatížení na patě při sedání 25 mm,
- R_{su} mezní zatížení na plášti při sedání 25 mm,
- R_{bu} celkové mezní zatížení na pilotě při sedání 25 mm.

- **Stanovení mezní únosnosti na plášti piloty R_{su} :**

Vychází z rovnic regresních křivek zjištěných na základě statické analýzy 236 statických zatěžovacích zkoušek.

$$R_{su} = m_1 \cdot m_2 \cdot \pi \cdot \sum_{i=1}^n (d_i \cdot l_i \cdot q_{si}) \quad (6.4)$$

kde:

- l_i je mocnost (m) příslušné vrstvy zeminy,
- m_1 koeficient podle druhu zatížení; pro provozní zatížení $m_1 = 0,7$, pro extrémní zatížení $m_1 = 1,0$,
- m_2 koeficient vyjadřující vliv ev. ochrany dřívku piloty:
 - pro ochranu pomocí fólie PVC, PE tl. Přes 0,7 mm $m_2 = 0,7$,
 - pro ochranu pomocí fólie a pletiva B-systému $m_2 = 0,5$,
 - pro ochranu ponechanou ocelovou výpažnicí $m_2 = 0,15$,
- d_i průměr (m) piloty v příslušné vrstvě,
- q_{si} plášťové tření v příslušné vrstvě.

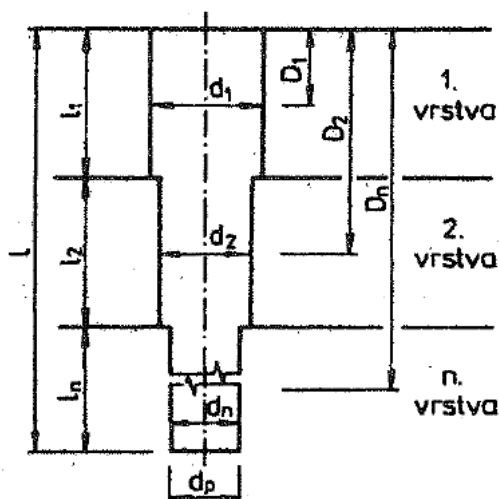
- **Rovnice pláštového tření pro příslušný typ zeminy:**

$$q_{si} = a - b / (D_i / d_i) \quad (6.5)$$

kde:

D_i je hloubka (m) od povrchu terénu (resp. od hlavy piloty); viz obrázek č. 23,

a, b jsou koeficienty udány v tabulce č. 3.



Obrázek 23 Schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině [3]

Tabulka 3 Regresní koeficienty pro jednotlivé typy zemin a hornin [3]

Zemina		Regresní koeficienty [kPa]			
Hornina		a	b	e	f
Poloskalní	R 3	246,02	225,95	2841,31	1298,96
	R 4	169,98	139,45	1616,22	1155,34
	R 5	131,92	94,96	957,61	703,89
Nesoudržné	$I_D = 0,5$	62,46	16,06	268,11	174,89
	$I_D = 0,7$	91,22	48,44	490,34	445,42
	$I_D = 1$	154,03	115,88	1596,7	1399,88
Soudržné	$I_D = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$I_D \geq 1,0$	97,31	108,59	987,6	1084,26

- **Napětí na patě:**

$$q_p = e - f / (l / d_p) \quad (6.6)$$

kde:

e, f – koeficienty z tabulky č. 3,

l – celková délka piloty (viz obrázek č. Obrázek 23 Schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině [3]),

d_p – průměr piloty v patě.

- **Koeficient přenosu zatížení do paty β :**

$$\beta = q_p / (q_p + 4 \cdot q_{s,\text{průměr}} \cdot l / d_p) \quad (6.7)$$

- **Zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření R_y :**

$$R_y = R_{su} / (1 - \beta) \quad (6.8)$$

- **Odpovídající velikost sedání:**

$$s_y = I \cdot R_y / (d_{\text{prům}} \cdot E_{s,\text{prům}}) \quad (6.9)$$

kde:

I – příčinkový koeficient sedání piloty,

$d_{\text{prům}}$ – vážený průměr profilů piloty,

$E_{s,\text{prům}}$ – průměrná hodnota sečnového modulu deformace zemin podél dřívku piloty.

- **Velikosti sečnových modulů deformace zemin podél dřívku piloty E_{si} jsou sestaveny podle tabulek 4 a 5 níže. Průměrný sečnový modul se vypočítá jako vážený průměr:**

$$E_{s,\text{prům}} = \frac{\sum_{i=1}^n (E_{si} \cdot l_i)}{\sum_{i=1}^n l_i} \quad (6.10)$$

Tabulka 4 Sečnové moduly deformace E_s (MPa) pro piloty v nesoudrzných zeminách [3]

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

Tabulka 5 Sečnové moduly deformace E_s (MPa) pro piloty v soudrzných zeminách [3]

h (m)	d (m)					
	0,6		1		1,5	
	I _c (-)					
	0,5	≥ 1,0	0,5	≥ 1,0	0,5	≥ 1,0
1,5	6,9	13,2	7,9	13,4	8,6	12,3
3	10	22	12,5	23,9	13,7	23
5	12,5	31,2	15,9	35,4	18,4	36,7
10	15,5	44,3	21,3	51,3	24,6	57,4

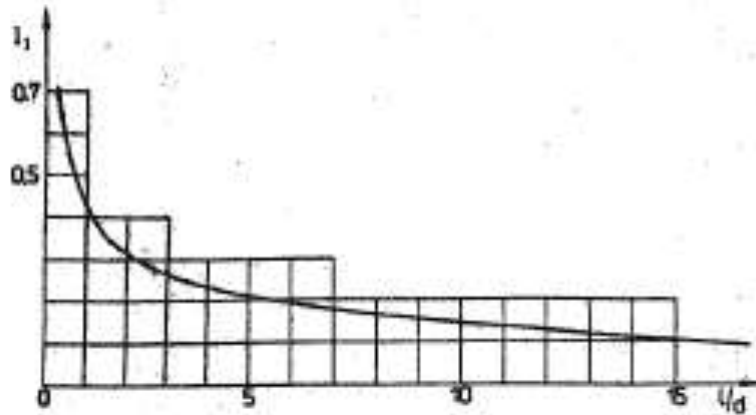
- **Příčinkový koeficient:**

$$I = I_1 \cdot R_k \quad (6.11)$$

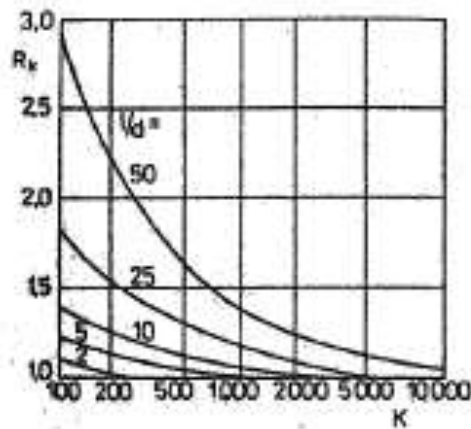
kde:

I_1 – základní příčinkový koeficient závislý na poměru l/d , který se odečítá z grafu na obrázku č. 24,

R_k – korekční koeficient vyjadřující tuhost piloty v závislosti na l/d a K dle rovnice (6.12) a obrázku č. 25.



Obrázek 24 Příčinkový koeficient sedání I_1 [3]



Obrázek 25 Průběh koeficientu R_k [3]

- **Koeficient K:**

$$K = E_b / E_{s,prům} \quad (6.12)$$

kde:

E_b – modul setrvačnosti betonu ($E = 31\text{GPa}$),

$E_{s,prům}$ – průměrná hodnota sečnového modulu deformace zemin podél dřívku piloty.

- **Mezní zatížení na patě při sedání 25 mm:**

$$R_{pu} = \beta \cdot R_y \cdot s_{25} / s_y \quad (6.13)$$

- **Koncový bod druhé větve mezní křivky:**

$$R_{bu} = R_{su} + R_{pu} \quad (6.14)$$

Výpočet únosnosti piloty byl proveden pro vrt L-1, jehož litologické složení je popsáno v obrázku č. 11. Pro posouzení byl vybrán tento vrt, protože je nejkritičtější ze všech provedených vrtů.

Sonda L-1 :

0 – 1,5 m	– jíl se střední plasticitou, tuhé konzistence CI/F6 $E_{def} = 3,5 \text{ MPa}$ (3 – 6 MPa); $\nu = 0,40$; $\gamma = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,1$
1,5 – 7,0 m	– štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy, středně ulehlý až ulehlý G-F / G3 $E_{def} = 100 \text{ MPa}$ (80 – 120 MPa); $\nu = 0,25$; $\gamma = 21 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,3$
7,0 – 12,0 m	– štěrk špatně zrněný, ulehlý GP-G2 $E_{def} = 125 \text{ MPa}$ (100 – 150 MPa); $\nu = 0,20$; $\gamma = 21 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,2$
12,0 – 13,0 m	– štěrk špatně zrněný-balvanitý, ulehlý GP/G2 $E_{def} = 225 \text{ MPa}$ (200 – 250 MPa); $\nu = 0,15$; $\gamma = 21 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,2$
13,0 – 14,5 m	– štěrk špatně zrněný, ulehlý GP/G2 $E_{def} = 125 \text{ MPa}$ (100 – 150 MPa); $\nu = 0,20$; $\gamma = 21 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,2$
14,5 – 17,0 m	– jíl s vysokou plasticitou, tuhé až pevné konzistence CH/F8 $E_{def} = 7,5 \text{ MPa}$ (5 – 10 MPa); $\nu = 0,42$; $\gamma = 20,5 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,2$
17,0 – 18,1 m	– jíl s nízkou plasticitou, tuhé konzistence, s příměsí písku CL/F6 $E_{def} = 5,5 \text{ MPa}$ (4 – 7 MPa); $\nu = 0,40$; $\gamma = 21 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,2$
18,1 – 21,0 m	– jíl s vysokou plasticitou, tuhé až pevné konzistence CH/F8 $E_{def} = 7,5 \text{ MPa}$ (5 – 10 MPa); $\nu = 0,42$; $\gamma = 20,5 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,2$
21,0 – 31,0 m	– štěrk jílovitý, ulehlý, zvodněný GC/G5 $E_{def} = 70 \text{ MPa}$ (60 – 80 MPa); $\nu = 0,32$; $\gamma = 21 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,2$
31,0 – 50,0 m	– jíl písčítý, s nízkou až střední plasticitou, měkký až tuhý CS/F4 $E_{def} = 14 \text{ MPa}$ (12 – 16 MPa); $\nu = 0,35$; $\gamma = 20,5 \text{ kN} / \text{m}^3$; $m = 0,2$

Hladina podzemní vody 8,4 m p. t. / 21,0 m p. t.

VÝPOČET

Výpočtová únosnost byla stanovena pro pilotu pod střední částí desky, jenž má hlavu v úrovni -0,9 m a pata je v hloubce 25,0 m.

Rozměry piloty:

$d = 1,18$ m (průměr konstantní po celé délce),

$L = 24,1$ m.

Výpočet plášťového tření (q_{si}) byl proveden v programu Excel. Vrstvy podobných vlastností byly sloučeny a tabulka s výsledky je zobrazena níže (viz tabulka č. 6).

Tabulka 6 Hodnoty plášťového tření

Vrstva	Typ	h	l_i	D_i	d_i	a	b	q_{si}	$d_i \cdot l_i \cdot q_{si}$	$d_i \cdot l_i$
		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[m ²]
1	CI/F6	1,5	0,6	1,20	1,18	46,39	20,81	25,93	18,36	0,71
2	GF-G3	7,0	5,5	4,25	1,18	62,46	16,06	58,00	376,43	6,49
3	GP-G2	14,5	7,5	10,75	1,18	91,22	48,44	85,90	760,24	8,85
4	CH/F8	17,0	2,5	15,75	1,18	97,31	108,59	89,17	263,06	2,95
5	CL/F6	18,1	1,1	17,55	1,18	46,39	20,81	44,99	58,40	1,30
6	CH/F8	21,0	2,9	19,55	1,18	46,39	20,81	45,13	154,45	3,42
7	GC-G5	25,0	4,0	23,00	1,18	91,22	48,44	88,73	418,83	4,72
							Průměr	72,08		
							Suma		2049,8	28,44

Mezní únosnost na plášti piloty:

$m_1 = 0,7$ – provozní zatížení

$m_2 = 1$ – žádná ochrana dřívku

$$R_{su} = m_1 \cdot m_2 \cdot \pi \cdot \sum_{i=1}^n (d_i \cdot l_i \cdot q_{si}) = 0,7 \cdot 1 \cdot \pi \cdot 2049,8 = \mathbf{4507,66 \text{ kN}}$$

Napětí na patě pro vrstvu, ve které je umístěna pata piloty platí:

$$e = 490,34$$

$$f = 445,42$$

$$q_p = e - f / (l / d_p) = 490,34 - 445,42 / (24,1 / 1,18) = \mathbf{469,32 \text{ kN}}$$

Koeficient přenosu zatížení do paty β :

$$\beta = q_p / (q_p + 4 \cdot q_{s,\text{průměr}} \cdot l / d_p) = 469,32 / (469,32 + 4 \cdot 72,08 \cdot 24,1 / 1,18) = \mathbf{0,0738}$$

Zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření R_y :

$$\mathbf{R_y = R_{su} / (1 - \beta) = 4507,66 / (1 - 0,0738) = 4866,93 \text{ kN}}$$

Velikosti sečnových modulů deformace zemin podél dřívku piloty E_{si} jsou shrnuty v tabulce č. 7 níže. Průměrný sečnový modul se vypočítá jako vážený průměr.

Tabulka 7 Výpočet sečnových modulů E_s

Vrstva	Mocnosti (m)	I_d [-]	I_c [-]	E_s [MPa]	$E_s \cdot l_i$ [MN/m]
1	0,6	-	0,5	8,152	4,8912
2	5,5	0,5	-	24,152	132,83
3	7,5	0,7	-	41,896	314,22
4	2,5	-	1	20,052	50,13
5	1,1	-	0,5	8,152	8,9672
6	2,9	-	0,5	12,613	36,579
7	4,0	0,7	-	29,29	117,16
Suma	24,1				664,8
Průměr				27,58	

Průměrný sečnový modul:

$$\mathbf{E_{s,\text{prům}}} = E_s \cdot l_i / l = 664,8 / 24,1 = \mathbf{27,58 \text{ MPa}}$$

Pro odečítání hodnot základního příčinkového koeficientu a korekčního koeficientu:

$$K = E_b / E_{s,\text{prům}} = 31\,000 / 0,02758 = 1124$$

$$l/d = 24,1 / 1,18 = 20,42$$

$$K = 1124$$

$$\Rightarrow I_1 = 0,07$$

$$\Rightarrow R_k = 1,125$$

$$I = I_1 \cdot R_k = 0,79$$

Velikost sedání odpovídající zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření R_y :

$$\mathbf{s_y = I \cdot R_y / (d_{\text{prům}} \cdot E_{s,\text{prům}}) = 0,079 \cdot 4866,93 / (1,18 \cdot 27580) = 0,01091 \text{ m} = \mathbf{10,91 \text{ mm}}}$$

Souřadnice konce parabolické části křivky:

$$\mathbf{[s_y ; R_y] = [10,91 ; 4866,93]}$$

Mezní zatížení na patě při sedání 25 mm:

$$R_{pu} = \beta \cdot R_y \cdot s_{25} / s_y = 0,0738 \cdot 4866,93 / 10,91 = \mathbf{823,57 \text{ kN}}$$

Mezní zatížení při sedání 25 mm:

$$R_{bu} = R_{su} + R_{pu} = 4507,66 + 823,57 = \mathbf{5331,23 \text{ kN}}$$

Souřadnice konce parabolické části křivky:

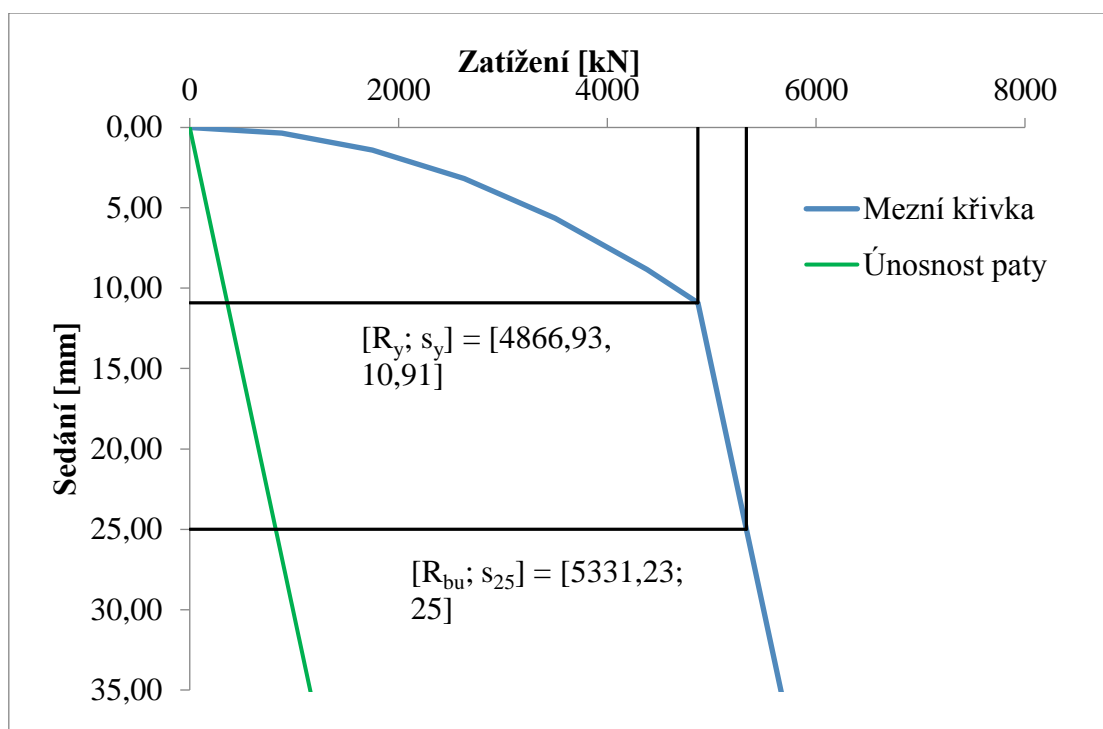
$$[s_{25}; R_{bu}] = [\mathbf{25}; \mathbf{5331,23}]$$

V tabulce č. 8 je popsán průběh mezní křivky piloty dle výpočtu a porovnán s hodnotami ze statické zkoušky provedené na mimosystémové pilotě.

Tabulka 8 Průběh mezní křivky sedání – porovnání s naměřenými hodnotami

	Stupeň zatížení	Zatížení	Vypočítané sedání	Naměřené sedání	Čas ustálení sedání při zkoušce
		[kN]	[mm]	[mm]	[hod]
1. větev křivky sedání $0 \leq R \leq R_y$	1	0	0,00	1,80	13:31
	2	880	0,36	2,51	13:53
	3	1750	1,41	2,90	14:16
	4	2630	3,18	3,23	14:39
	5	3500	5,64	3,54	15:02
	6	4380	8,83	4,02	15:24
	R_y	4867	10,91	-	-
2. větev křivky sedání $R_y \leq R \leq R_{bu}$	7	5250	22,53	4,58	15:47
	R_{bu}	5331	25,00	-	-
$R \geq R_{bu}$	9	6130	49,25	5,12	16:14
	10	7000	75,66	5,89	16:40
	11	7736	98,00	-	-

V grafu na obrázku č. 26 je znázorněna vypočítaná mezní zatěžovací křivka piloty.



Obrázek 26 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty

5.2.2 Skupina pilot

Sedání skupiny pilot lze modelovat několika různými způsoby. V tomto případě byl zvolen výpočet sedání fiktivního plošného kruhového základu nahrazujícího skupinu pilot. Sedání je počítáno v patách pilot.

Výpočet celkového sedání se ve smyslu normy ČSN 731001 počítá podle následujícího vzorce. Teorie sedání je znázorněna na obrázku č. 27.

- **Výpočet celkového sedání:**

$$s = \sum_{i=1}^n [h_i \cdot (\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}) / E_{oed,i}] \quad (6.15)$$

kde:

$\sigma_{z,i}$ je svislé napětí od přetížení uprostřed vrstvy mocnosti h_i

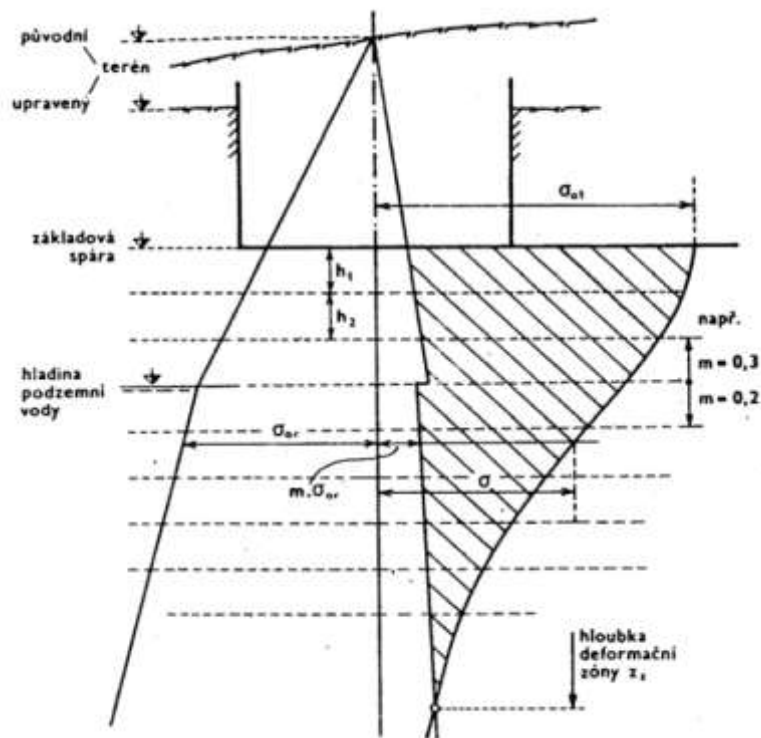
m_i opravný součinitel (viz tabulka č. 9)

$\sigma_{or,i}$ originální napětí uprostřed vrstvy

$E_{oed,i}$ oedometrický modul

n počet uvažovaných vrstev

h_i mocnost vrstvy



Obrázek 27 Teorie výpočtu sedání [11]

Tabulka 9 Opravný součinitel zatížení m

Druh základové půdy	m
<p>Silně stlačitelné jemnozrné zeminy tříd F1 až F8 (všechny tři následující znaky musí být splněny):</p> <ul style="list-style-type: none"> - s modulem přetvoření $E_{def} < 4 \text{ MPa}$ - nepřekonsolidované - konzistence měkké až tuhé <p>Násypy a jiné sypaniny, základové půdy dodatečně zatížené a dosud nezkonsolidované.</p> <p>Horniny tříd R1, R2, zdravé druhohorní a třetihorní sedimenty tříd R4 a R5.</p>	0,1
<p>Jemnozrné zeminy tříd F1 až F8, jimž nenáleží součinitel $m = 0,1$ ani $0,4$ ani $0,5$.</p> <p>Písky a štěrky tříd S1, S2, G1, G2 pod hladinou podzemní vody.</p> <p>Horniny třídy R3.</p>	0,2
<p>Písky a štěrky tříd S1, S2, G1 a G2 nad hladinou podzemní vody.</p> <p>Písky a štěrky hlinité, jílovité či s příměsí jemnozrné zeminy tříd S3, S4, S5, G3, G4, G5.</p> <p>Horniny tříd R4, R5 – kromě zdravých druhohorních a třetihorních sedimentů.</p>	0,3
<p>Horniny třídy R6 (eluvia).</p>	0,4

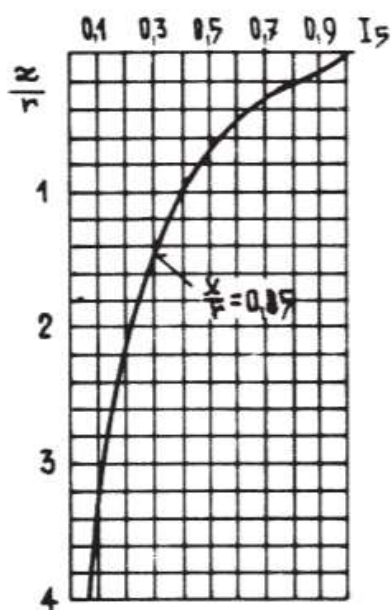
- **Napětí od rovnoměrně zatížené kruhové plochy základu:**

$$\sigma_{z,i} = f \cdot I_{5,i} \quad (6.16)$$

kde:

f je plošné zatížení v základové spáře,

$I_{5,i}$ koeficient stanovený z grafu na obrázku č. 28 pro danou vrstvu.



Obrázek 28 Koeficient I_5 pro charakteristický bod tuhého základu [11]

- **Geostatické napětí pro vrstevnaté podloží – původní napětí:**

$$\sigma_{or,i} = \gamma_i \cdot h_i \quad (6.17)$$

- **Oedometrický modul:**

$$E_{oed,i} = E_{def,i} \cdot \beta_i \quad (6.18)$$

kde:

$E_{def,i}$ je deformační modul jednotlivých vrstev,

β_i součinitel převodu – převzat z IGP.

VÝPOČET

Rozměry fiktivního základu:

$$D = 42,9 + 1,18 = 44,08 \text{ m (osa krajních pilot + průměr piloty)}$$

$$r = 22,04 \text{ m}$$

$$A = \pi \cdot D^2 / 4 = \pi \cdot 44,08^2 / 4 = 1526,065 \text{ m}^2$$

Hloubka založení:

$$d = 25 \text{ m}$$

Zatížení z horní stavby:

$$N = 1113,971 \text{ MN}$$

Sedání skupiny jako plošného základu bude taktéž počítáno pro nejkritičtější vrt L-1 a bude použita mezní křivka piloty z kapitoly 5.2.1. Pro výpočet sedání bude uvažováno přitížení základové spáry rovno zbývající síle v patách pilot při sedání $s_y = 10,91 \text{ mm}$. Jelikož při tomto sedání dochází k mobilizaci plášťového tření, každá pilota bude přenášet sílu $R_y = 4866,93 \text{ kN}$. Celková síla přenášená pláštěm pak bude:

$$R = 144 \cdot R_{yi} = 144 \cdot 4866,93 = 700,838 \text{ MN}$$

Celková síla v patách pilot je rozdílem zatížení z horní stavby a síly a pláště:

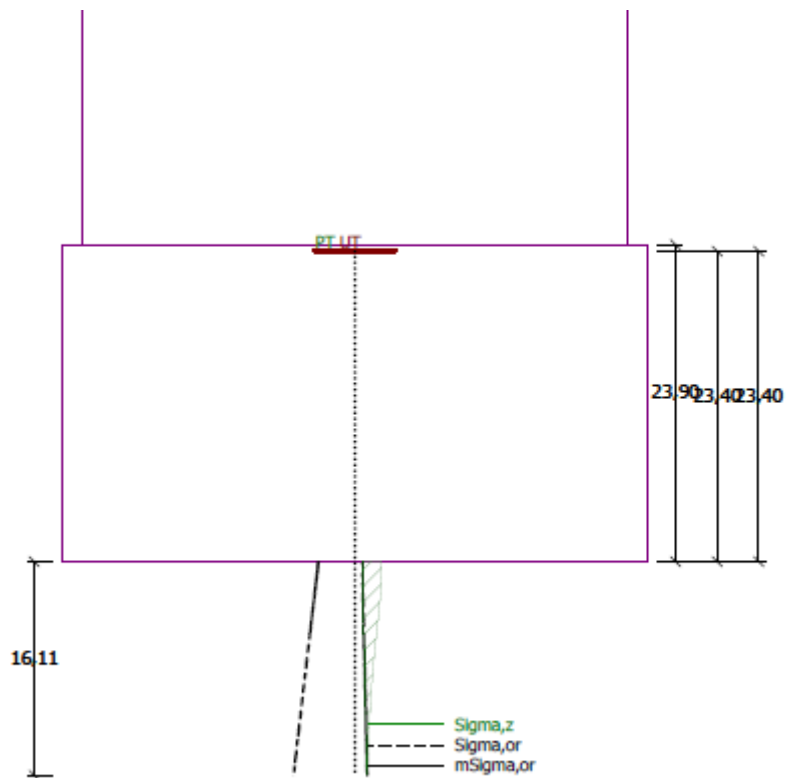
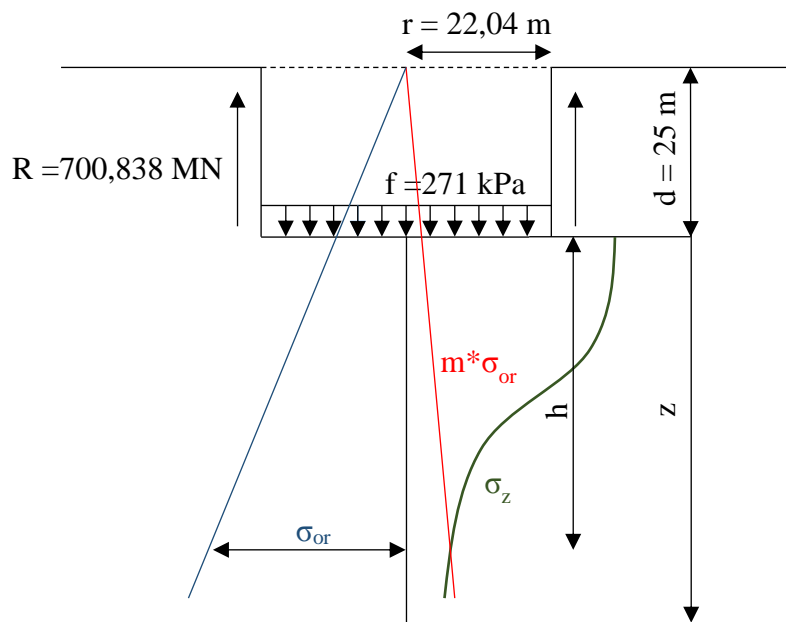
$$P = N - R = 1113,971 - 700,838 = 413,146 \text{ MN}$$

Přítížení v základové spáře od horní stavby:

$$f = P / A = 413,146 / 1526,065 = 0,271 \text{ MN/m}^2 = \mathbf{271 \text{ kPa}}$$

Na obrázku č. 29 níže je znázorněné schéma uvažované pro výpočet sedání fiktivního základu včetně předpokládaných průběhů napětí v podloží.

Výpočet sedání byl proveden v programu GEO5-Patka. Výsledky jsou uvedeny v obrázku č. 30. Podrobný výčet vstupních parametrů a typ výpočtu je popsán ve výstupu z programu GEO5 v příloze č. 1. Celkové sedání základu vychází 19,2 mm.



Obrázek 29 Schéma výpočtu sedání

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Průměrný modul přetvám. $E_{\text{def}} = 33,19 \text{ MPa}$

Základ je tuhý ($k=129,67$)

Sednutí kraje základu max. tlač.= 12,1 mm

Sednutí kraje základu min. tlač.= 12,1 mm

Posouzení excentricity zatížení

Maximální excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 36,5 mm

Hloubka deformační zóny = 16,11 m

Maximální natočení základu = 0,000 ($\tan^{\circ}1000$); (0,0E+00 °)

Obrázek 30 Výsledky sedání fiktivního základu

Z výsledků na obrázku č. 30 je patrné, že sedání fiktivního kruhového základu vychází v charakteristickém bodě 36,5 mm. Hloubka ovlivnění je pak 16,51 m od základové spáry. Podle vzorce dle přístupu b) dle docenta Masopusta tedy celkové sedání skupiny pilot vychází následovně:

$$s_y = 10,9 \text{ mm}$$

$$s_p = 36,5 \text{ mm}$$

$$s = s_y + s_p = 10,9 + 36,5 = 47,4 \text{ mm}$$

V tabulce č. 10 jsou uvedeny normové hodnoty mezního sedání. V tomto případě se jedná o druh stavby č. 1, jelikož silo je navrženo kloubově spojené se základovou deskou, tudíž by v důsledku nerovnoměrného sedání neměla vznikat přídatná namáhání vrchní stavby a nemělo by hrozit nebezpečí porušení prostupů a souvisejících konstrukcí. Hodnota sedání pro tyto stavby je omezena 120 mm pro konečné celkové poměrné sednutí.

Tabulka 10 Mezní hodnoty sedání dle ČSN ČSN-EN-1997-1 2006

Druh stavby	Konečné celkové průměrné sednutí $s_{m,lim}$	Nerovnoměrné sednutí		
	Hodnota (mm)	Druh	Hodnota	Název
1. Budovy a konstrukce u nichž nevznikají vlivem nerovnoměrného sedání přídatná namáhání a není nebezpečí porušení prostupů a souvisejících konstrukcí	120	$\frac{\Delta s}{L}$	0,003 0,006	RP ÚP
2. Konstrukce				
2.1 staticky určité	100	$\frac{\Delta s}{L}$	0,005	ÚP
2.2 železobetonové staticky neurčité	60	$\frac{\Delta s}{L}$	0,002	ÚP
2.3 ocelové staticky neurčité	80		0,003	ÚP
3. Vícepodlažní skeletové budovy				
3.1 železobetonové skelety s výplňovým zdívem	60	$\frac{\Delta s}{L}$	0,0015	RP
3.2 ocelové skelety s výplňovým zdívem	70		0,0025	ÚP
4. Vícepodlažní budovy s nosnými stěnami				
4.1 zděné z cihel a bloků se ztužujícími věnci	80	$\frac{\Delta s}{L}$	0,0015	RP
4.2 z velkoformových panelů a monolitického betonu	60	$\frac{\Delta s}{L}$	0,0015	ÚP
5. Železobetonové konstrukce				
5.1 Tuhé železobetonové konstrukce	200	$\frac{\Delta s}{B}$	0,003	N
5.2 Komíny do výšky 100 m	200	$\frac{\Delta s}{B}$	0,005	N
5.3 Komíny vyšší než 100 m	100		0,002	N
6. Jeřábové dráhy	50	$\frac{\Delta s}{L}$	0,0015	ÚP

ZÁVĚREČNÉ POSOUZENÍ:

$$s = 47,4 \text{ mm} \leq s_{m,lim} = 120 \text{ mm}$$

KONSTRUKCE Z HLEDISKA SEDÁNÍ VYHOVUJE

6 Modelování v programu Plaxis 3D

Modelování v programu Plaxis 3D bylo využito v této práci primárně k simulaci skupinového účinku mezi pilotami navrženými pod slínkové silo, který byl zanedbán při zjednodušených výpočtech sedání. Model měl také ve výpočtu zahrnout spolupůsobení základové desky s pilotami a zeminou v podloží.

6.1 Postup modelování

Postup modelování lze popsat následujícími body:

1. vytvoření geometrie modelu,
2. definice vstupních parametrů zemin a konstrukcí,
3. generování sítě konečných prvků a kontrola její kvality, příp. úpravy a zahušťování,
4. stanovení fází výstavby a kontrola okrajových podmínek,
5. nastavení výpočtu,
6. analýza výsledků.

6.2 Osamělá pilota

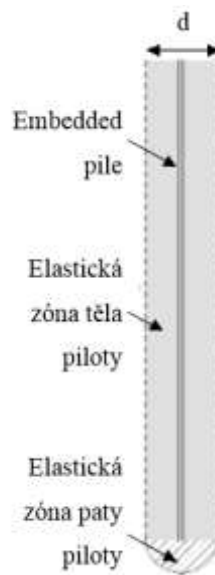
Jako první byla modelována osamělá pilota, která byla zatěžována postupně se zvyšujícím zatížením – nejprve byla aplikována poloviční síla (3868 kN), poté síla 6500 kN a na konec maximální síla z horní stavby 7736 kN.

6.2.1 Geometrie – osamělá pilota

Pilota

Pilota o průměru 1,18 m a délce 24,1 m byla modelována v programu Plaxis 3D jako typ „embedded pile“. Tento prvek je liniový prvek, který obsahuje ve své definici styčnou plochou, která modeluje spolupůsobení povrchu piloty s okolní zeminou (jak na plášti, tak v patě). Podle toho také vypadá zadávací tabulka tohoto prvku, která rozlišuje parametry pro liniový prvek, kterými jsou youngův modul pružnosti (E), průměr (d) a tíha (γ), a parametry styčné plochy, které jsou zadávány jako plášťové tření (T) a únosnost paty (F_{\max}). Zadávané parametry jsou vypsány v tabulkách č. 11 a 12.

Liniový prvek je uvažován jako lineárně elastický a interakce mezi pilotou a zemínou je modelována také lineárně elasticky s konečnou pevností. Přestože prvek embedded pile není objemovým prvkem, v jeho okolí je uvažován prostor, ve kterém není umožněno vzniku plastického přetvoření (elastická zóna), viz obrázek č. 31. Tento prostor je závislý na průměru piloty a je automaticky vypočítáván programem. Díky této funkci je možné pilotu uvažovat víceméně jako objemovou. Jedinou nevýhodou tohoto prvku je skutečnost, že Plaxis 3D není schopný zahrnout do výpočtu ovlivnění technologií vyrábění. Je proto doporučeno používat tento typ pilot pouze pro modelování vrtaných pilot, u kterých nedochází k tak velkému rozrušení zeminy v okolí při výrobě jako například u ražených pilot [15].



Obrázek 31 Elastická zóna v okolí embedded pile [15]

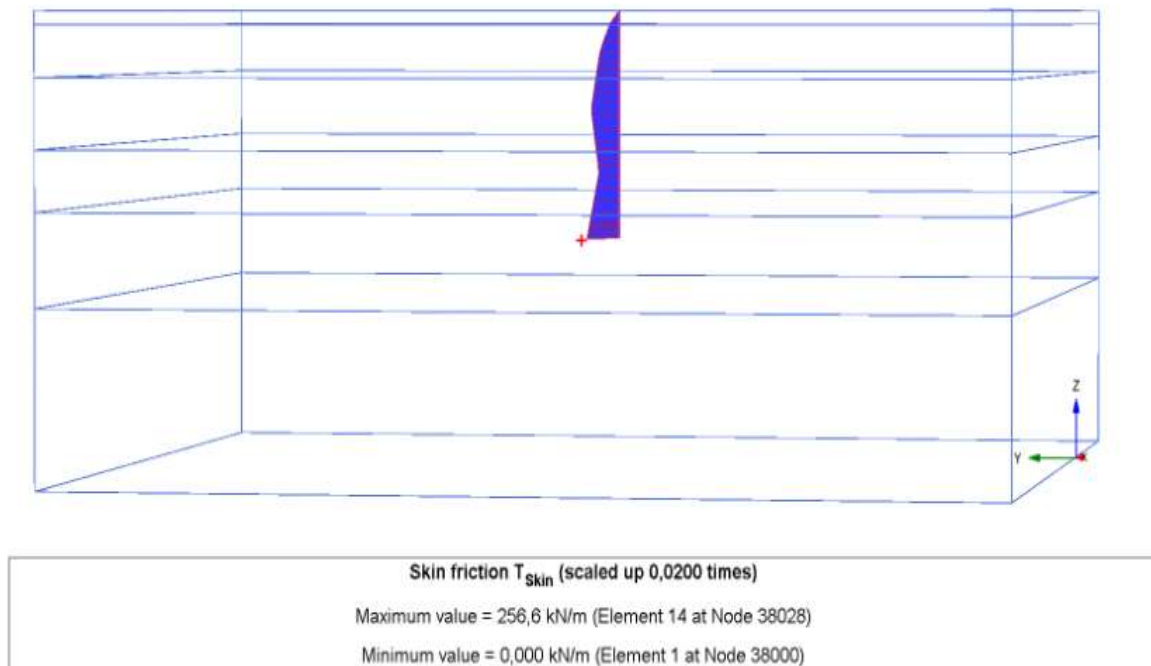
Tabulka 11 Vstupní parametry piloty

Vstupní parametr	Jednotky	Hodnota
E	[GPa]	31
d	[m]	1,18
γ	[kN/m ³]	5

Objemová tíha piloty se vkládá jako rozdíl objemové tíhy zeminy a piloty, jelikož pilota není uvažována jako prostorový prvek, ale pouze liniový (objem v okolí linie je tvořen zemínou => nahrazení betonem). Hodnoty tření na plášti jsou uvedeny v tabulce č. 12 a na obrázku 32 je znázorněn jeho průběh po délce piloty. (Důvod, proč je podloží děleno jen do pěti vrstev, je rozepsán v následující kapitole.)

Tabulka 12 Plášťové tření na pilotě – typ multi-linear

	L	T
	[m]	[kN/m]
1	0,00	0,00
2	1,20	67,28
3	4,25	150,51
4	10,75	222,91
5	17,75	161,01
6	23,00	230,26
7	25,00	256,6









Obrázek 32 Tření na plášti piloty – Plaxis 3D

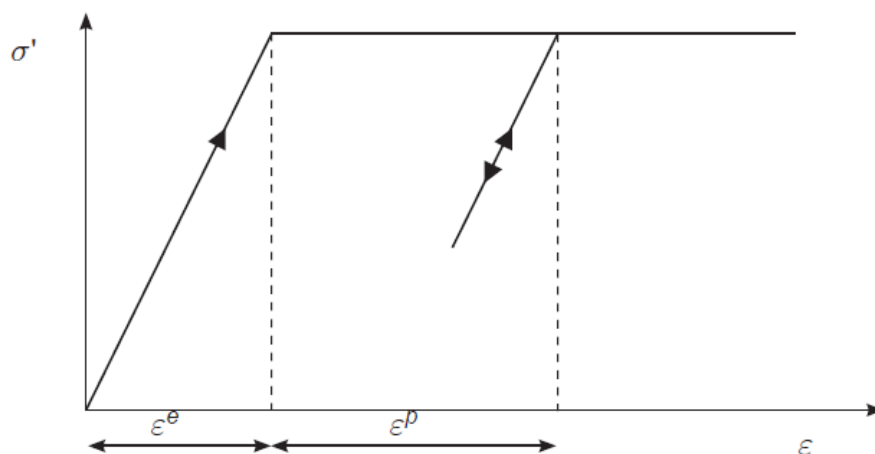
6.2.2 Materiálový model – osamělá pilota

Vstupní parametry zemin byly voleny podle průzkumu z vrtu L-1. Jelikož byly mocnosti zemin v některých místech příliš malé a bylo komplikované je zasítovat v programu Plaxis, byly vrstvy s podobnými parametry sloučeny a nahrazeny jednotnými parametry. Zjednodušený profil je znázorněn v tabulce č. 13 níže.

Tabulka 13 Zjednodušený profil podloží

č. v.	Barva	Mocnost	Typ zeminy	Slovní popis
		m		
1		0 – 1,5	CI/F6	Jíl se střední plasticitou
2		1,5 – 7,0	GF-G3	Stěrk s příměsí jemnozrnné zeminy
3		7,0 – 14,5	GP-G2	Stěrk špatně zrněný
4		14,5 – 21,0	CH/F8	Jíl s vysokou plasticitou
5		21,0 – 31,0	GC-G5	Stěrk jílovitý
6		31,0 – 50,0	CS/F4	Jíl písčitý

Při výpočtu sedání byl použit konstitutivní model zeminy Mohr-Coulomb, který lze v tomto případě aplikovat z důvodu výskytu štěrků, které mají podobný průběh zatěžovací křivky jako Mohr-Coulombova teorie. Průběh napětí v závislosti na deformaci Mohr-Coulombova elastického a ideálně plastického modelu je zobrazen na obrázku č. 33.



Obrázek 33 Základní idea elastického a ideálně plastického modelu (Mohr-Coulomb) [16]

Při zadávání parametrů zemin bylo potřeba zvolit nejvhodnější typ analýzy (odvodněné x neodvodněné parametry). Jílové vrstvy byly voleny jako Undrained (C), což je přístup uvažující krátkodobé chování zeminy, které je v případě výpočtu sedání vhodnější – kritické. Undrained (C) uvažuje neodvodněné chování zeminy a zadávají se totální parametry zemin, jako jsou:

a) pro přetvárné charakteristiky: neodvodněný Youngův modul pružnosti (E_{u50}), neodvodněný Poissonův součinitel (ν_u), který se pro neodvodněné podmínky volí blízký 0,5, nejčastěji 0,49 až 0,499,

b) pro pevnostní charakteristiky: totální soudržnost (c_u), a úhel vnitřního tření (ϕ_u), který je roven nule [17].

Jelikož je u soudržných zemin potřeba zadávat parametr E_{u50} , následuje rovnice pro výpočet tohoto parametru pro normálně konsolidované zeminy. V grafu na obrázku 34 je znázorněn fyzikální význam modulu, jež je sečnovým modul při 50% pevnosti zeminy[18].

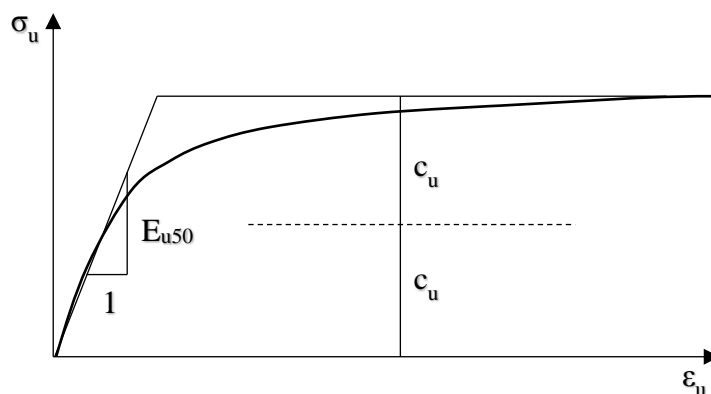
Modul pružnosti:

$$E_{u50} \approx 15\,000 \cdot c_u / I_p (\%) \quad (7.1)$$

kde:

c_u totální soudržnost,

I_p index plasticity.



Obrázek 34 Graf definující parametr E_{u50} [18]

Štěrkové vrstvy byly zadávány jako Drained, což znamenalo zadat efektivní parametry zemin, které byly k dispozici z průzkumů in-situ. Konkrétně se zadával efektivní Youngův modul pružnosti (E'), efektivní Poissonovo číslo (ν'), soudržnost (c'_{ref}), úhel vnitřního tření (ϕ') a dilatance (ψ).

V tabulce č. 14 jsou rozepsány jednotlivé parametry vrstev, které byly zadány do programu. Tyto parametry byly následně použity i pro další modely, které budou popsány v dalších kapitolách.

Tabulka 14 Vstupní parametry zemin

Soudržné zemin (Undrained (C))									
č. v.	Typ	Mosnost [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	I_p [%]	E_{u50} [kN/m ²]	ν_u [-]	c_u [kN/m ²]	ϕ_u [°]
1	CI/F6	1,5	20,0	20,0	30	25 000	0,49	50	0
4	CH/F8	6,5	20,5	21,0	40	26 250	0,49	70	0
6	CS/F4	19,0	20,5	20,5	15	45 000	0,49	45	0
Nesoudržné zemin (Drained)									
č. v.	Typ	Mosnost [m]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E' [kN/m ²]	ν' [-]	c'_{ref} [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]
2	GF-G3	5,5	21	21	100 000	0,25	0,5	35	5
3	GP-G2	7,5	21	21	125 000	0,2	0,5	38	8
5	GC-G5	10,0	21	21	70 000	0,3	6,0	33	3

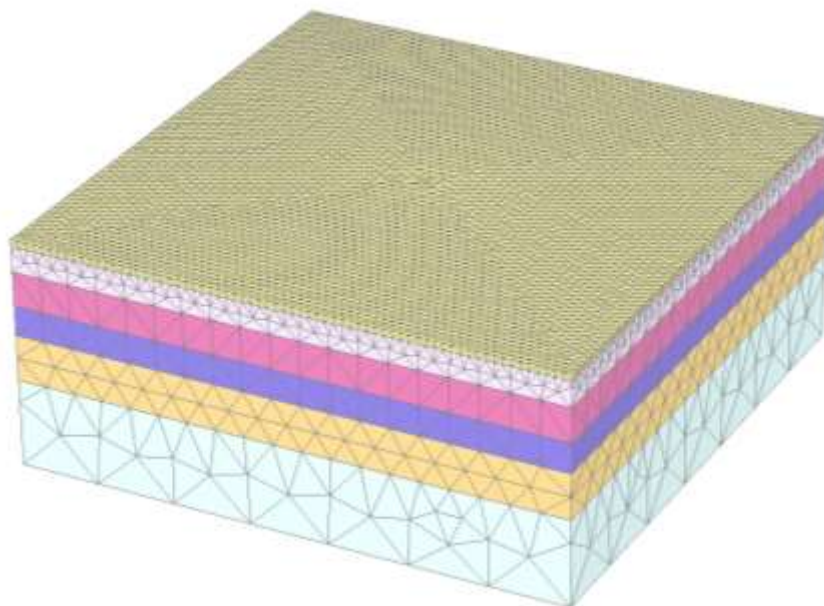
Pro nesoudržné zemin je ve vrstvách 2 a 3 uvedena hodnota $c'_{\text{ref}} = 0,2$. Tyto zemin mají v praxi soudržnost 0, jak je i zřejmé z IGP v místě stavby, ale protože Plaxis 3D může při zavedení nulové hodnoty soudržnosti počítat chybně, je doporučeno vkládat alespoň minimální hodnotu $c'_{\text{ref}} > 0,2$ [16].

6.2.3 Sít' konečných prvků – osamělá pilota

Sít' zeminového prostředí byla volena dle tloušťky vrstvy podloží tak, aby kvalita sítě dosáhla co největších hodnot a výpočet byl co nejpřesnější.

První vrstva byla zahuštěna s lokální hustotou 0,2, vrstvy 2., 3., 4. a 5. byly zasít'ovány s hustotou 0,7. Spodní vrstva jílu byla zasít'ována s lokální hustotou 2,0. Celková hustota sítě byla zvolena jako medium.

Kvalita zasít'ování dosáhla nejnižší hodnoty 34,04 %, což je uspokojivá hodnota. Rozložení sítě je patrné z obrázku č. 35 níže.



Obrázek 35 Zasít'ování modelu

6.2.4 Fáze výstavby a výpočet – osamělá pilota

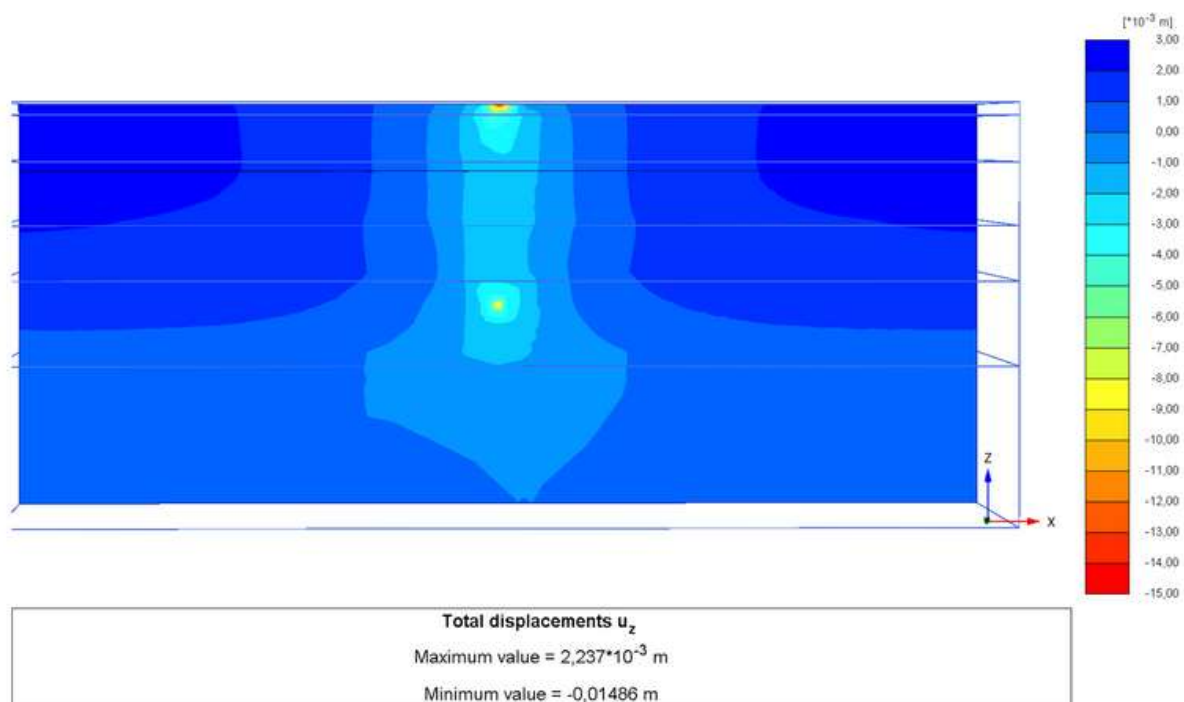
Výpočet sedání piloty probíhal po fázích, které byly celkově 3. Nejprve v Initial phase došlo k aktivaci zeminového prostředí, které bylo zadáno pomocí parametrů uvedených v tabulce č. 14. Následovala Fáze 1, ve které byla zhotovena (aktivována) pilota. Ve třetí a poslední fázi přišla na řadu aplikace bodového zatížení v hlavě piloty, které bylo rovno 7736 kN. Výpočet byl nastaven jako plastická analýza.

6.2.5 Výsledky – osamělá pilota

Pilota byla zatížena silou 7736 kN odpovídající síle z horní stavby. Bohužel průběh sedání neodpovídal skutečnosti, jak je viditelné z obrázku č. 36. Bylo proto nutné změnit vstupní parametry tření na plášti. V předchozím případě se při výpočtu vycházelo z mezní zatěžovací křivky piloty. Nové parametry plášťového tření byly odečítány na stejném principu. Z tabulek regresních koeficientů byly vybrány vyšší hodnoty tření, které ale stále odpovídaly průzkumu IGP. Průběh nově zadaného tření na plášti je popsán v následující tabulce č. 15.

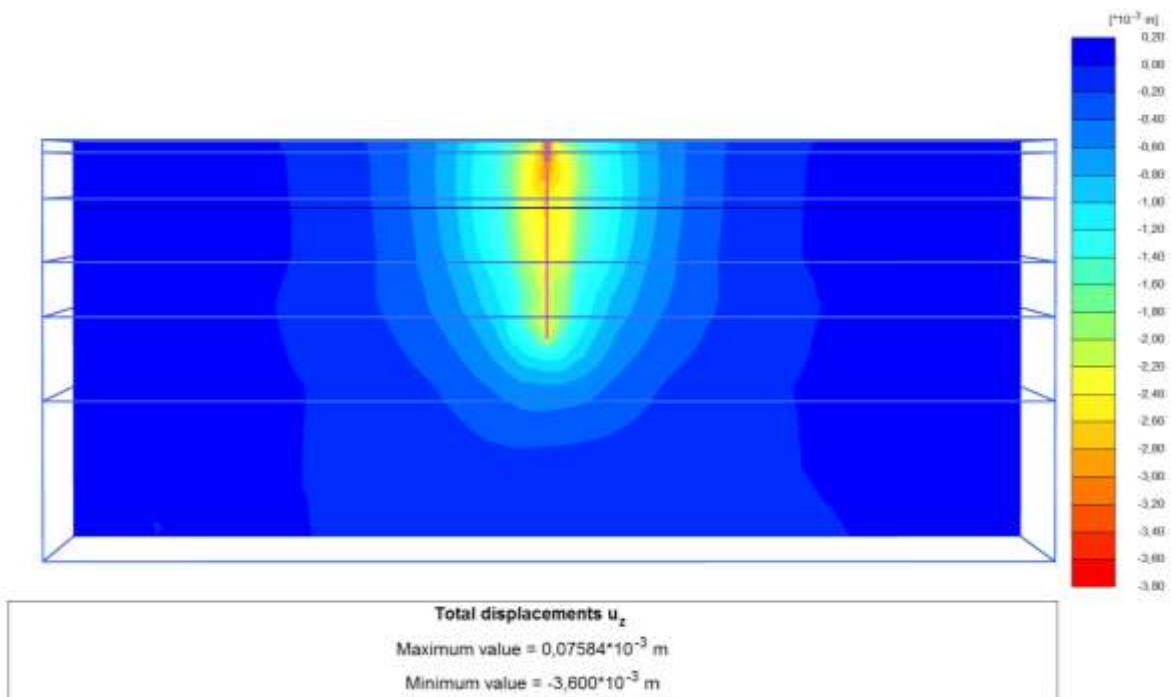
Tabulka 15 Nové plášťové tření

	L	T
	[m]	[kN/m]
1	0,00	0,00
2	1,00	35,42
3	4,25	190,61
4	10,75	367,58
5	17,75	210,07
6	25,00	384,27

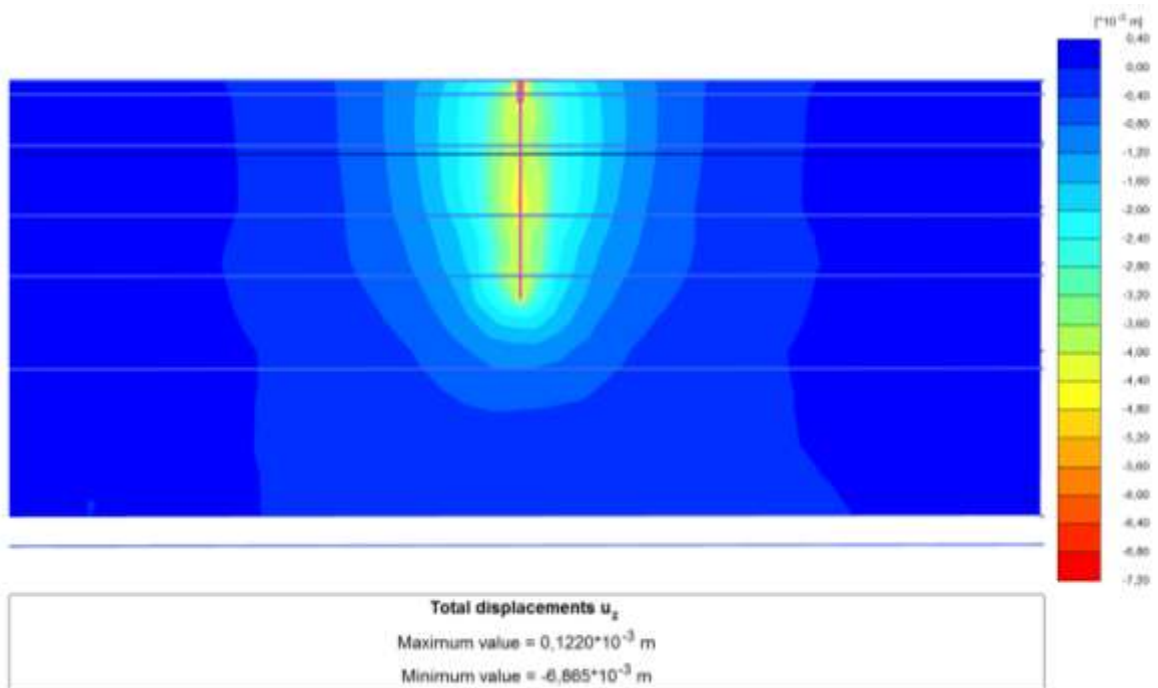


Obrázek 36 Sedání piloty při původním plášťovém tření - síla 7736 kN

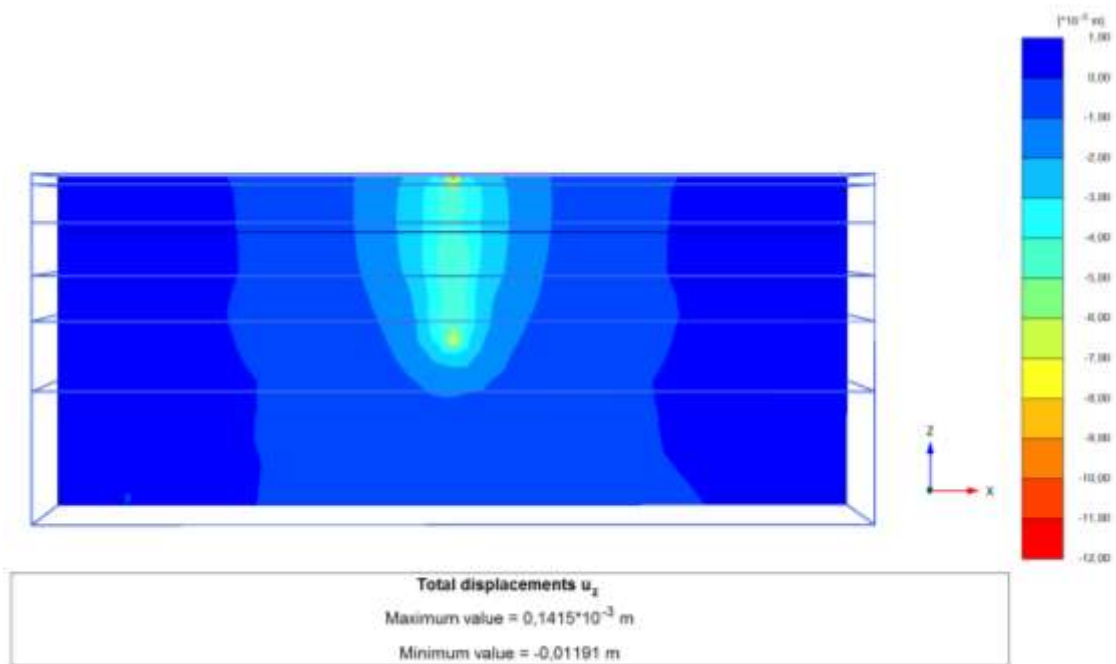
Byl vytvořen nový model se zlepšenými parametry plášťového tření. Pilota byla nejprve zatížena poloviční silou, tj. 3868 kN, pro kterou sedání vyšlo 3,60 mm a při které nevznikly žádné plastické body. Poté bylo aplikováno zatížení 6500 kN, při kterém sedání dosáhlo 6,87 mm a bylo stále víceméně rovnoměrné po celé délce piloty – viz obrázek č. 38. Při celkovém zatížení 7736 kN se průběh sedání razantně změnil a z obrázku č. 39 je viditelné, jak největší deformace, která je 11,91 mm, vzniká v hlavě piloty. Maximální sedání v patě pak dosahuje jen 8 mm. Je to způsobeno vznikem malého množství plastických bodů v okolí hlavy piloty.



Obrázek 37 Sedání piloty – síla 3868 kN



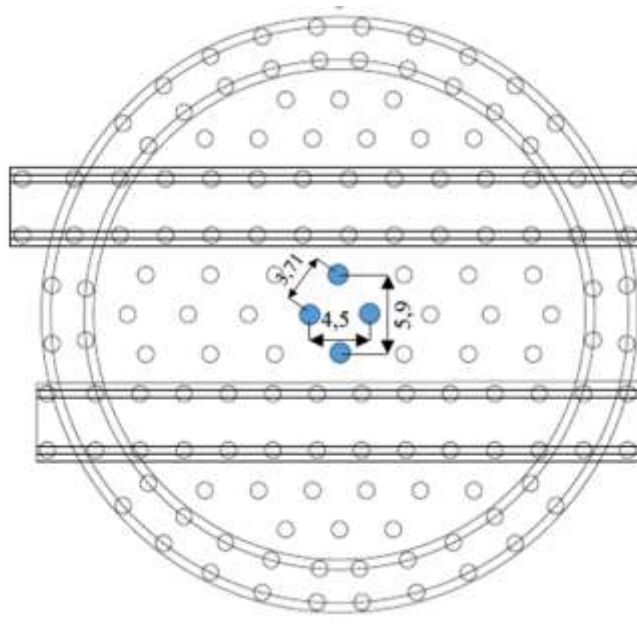
Obrázek 38 Sedání piloty – síla 6500 kN



Obrázek 39 Sedání piloty – síla 7736 kN

6.3 Skupina 4 pilot

Protože celkový model konstrukce je příliš složitý (144 pilot), na začátku modelování skupinového účinku bylo vhodné vyzkoušet sedání menší skupiny. Pro začátek byl zvolen výpočet sedání 4 pilot se stejnými roztečemi a vlastnostmi, jako mají piloty pod budoucím základem. Rozmístění pilot je zřejmé z obrázku č. 40.



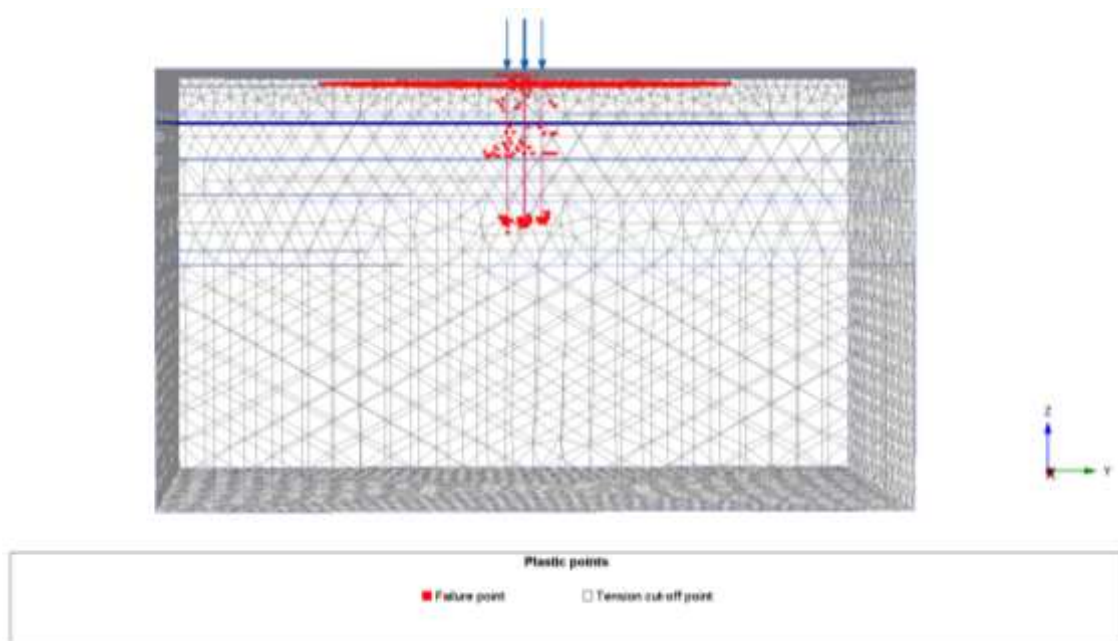
Obrázek 40 Rozmístění pilot ve skupině

6.3.1 Model – skupina 4 pilot

Piloty byly zadávány podobně jako pilota v kapitole 6.2. Byly zadávány jako prvky embedded piles se stejnými rozměry jako osamělá pilota a s novými parametry plášťového tření. Parametry zeminových vrstev byly také zachovány z předchozího výpočtu. Jediné, co se lišilo, bylo zasíťování modelu, které bylo provedeno následovně: 1. vrstva byla zasíťována s lokální hustotou 0,2, 2., 3., 4., a 5. vrstva byla zasíťována s hustotou 1,0 a vrstva 6. byla zasíťována s lokální hustotou 4,0. Celková minimální kvalita sítě dosáhla 23,9 %, což je považováno za dostačující pro smysluplné výsledky. Fáze výstavby zůstaly taktéž shodné s modelem osamělé piloty. Po instalaci všech 4 pilot bylo v poslední fázi aplikováno zatížení 7736 kN na každou hlavu piloty.

6.3.2 Výsledky – skupina 4 pilot

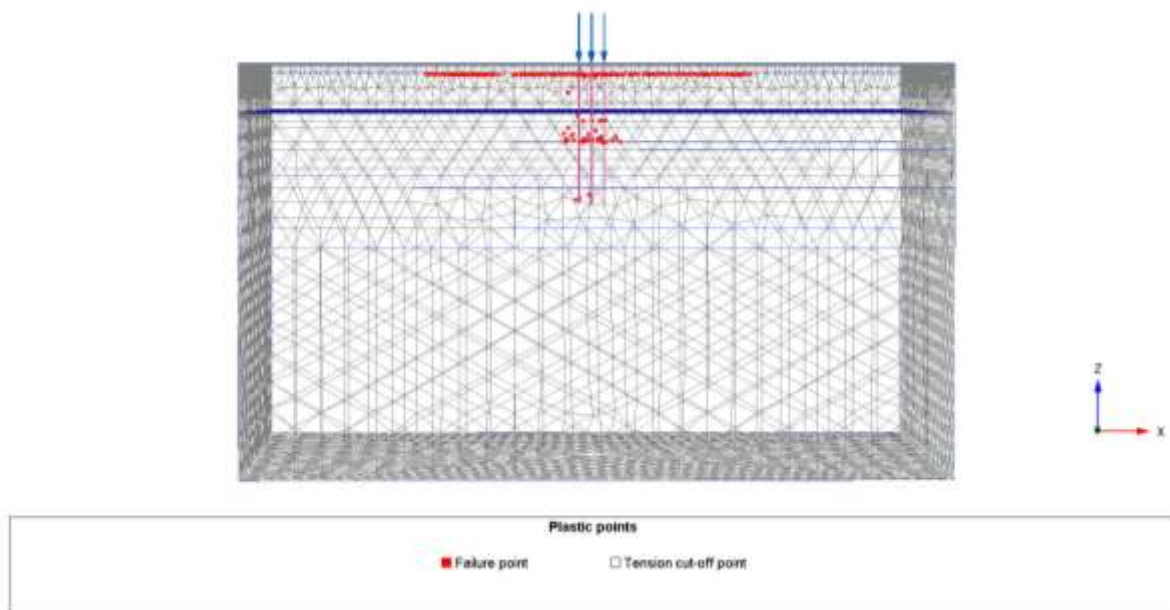
Při aplikaci síly 7736 kN a použití modelu Mohr-Coulomb pro všechny vrstvy docházelo ke značným komplikacím. Po zatížení se začaly v zeminovém prostředí objevovat plastické body, které vznikaly převážně ve vrstvách štěrků – viz obrázek č. 41 níže.



Obrázek 41 Vznik plastických bodů – 4 piloty, síla 7736 kN

Tyto plastické body způsobují sedání neúměrně skutečnosti, jelikož v praxi ke zplastizování šterkových vrstev nedochází. Celkové sedání 4 pilot vycházelo 25,79 mm.

Pro zmapování rozvoje plastických bodů byl model zatěžován různě velkými silami a byly pozorovány změny v chování modelu. Model byl nejprve zatížen poloviční silou (tj. 3868 kN). Při této síle plastické body nevznikaly a sedání vycházelo 8,82 mm. Další zkušební silou byla síla 5000 kN. Tato síla vyvodila sedání 12,64 mm. Následovalo zatížení silou 6500 kN. Při této síle se bohužel začaly objevovat první plastické body (obrázek č. 42) a sedání tak bylo nepříznivě ovlivněno. Výsledné sedání vycházelo 16,86 mm při vzniku plastických bodů ve 2. a 3. vrstvě zemin. Poslední fází bylo zatížení 7736 kN, které, jak již bylo zmíněno výše, vyvodilo sedání 25,79 mm a při kterém došlo ke vzniku plastických bodů ve vrstvách 1,2,3 a 5 (viz obrázek č. 41).



Obrázek 42 Vznik plastických bodů – 4 piloty, síla 6500 kN

Možná opatření

Podle manuálu k programu Plaxis 3D [16] a obecných informací o Mohr-Coulombově teorii je za zplastizování zodpovědný úhel vnitřního tření, soudržnost a dilatance. Byly proto provedeny kroky, které měly ověřit, zda je možné zplastizování zabránit a získat výsledky více odpovídající skutečnosti z hlediska chování zeminy při zatěžování.

Opatření pro omezení vzniku plastických bodů:

a) Zvýšení úhlu dilatance

Po zvýšení úhlu dilatance u všech štěrkových vrstev nedošlo k žádnému výraznému zlepšení situace. Sedání se zmenšilo jen cca o 1 mm v případě síly 7736 kN a plastické body se stále rozvíjely.

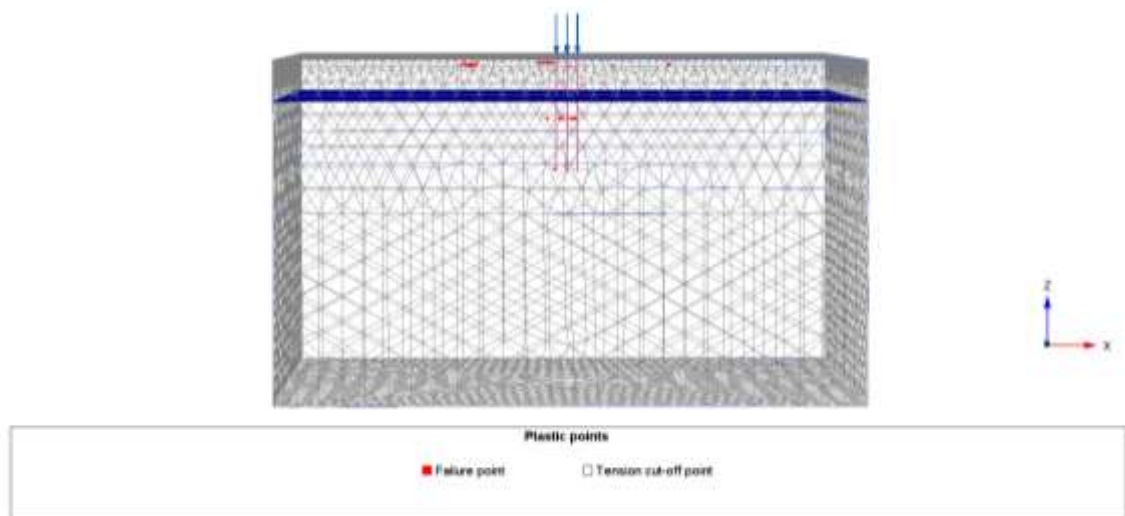
b) *Zvýšení úhlu vnitřního tření na maximální hodnoty z průzkumu a navýšení E'*

Dalším možným opatřením bylo navýšení úhlu vnitřního tření (φ) a modulu pružnosti (E') ve vrstvách štěrku na maximální hodnoty z průzkumů. Nové hodnoty jsou vypsány v tabulce č. 16.

Tabulka 16 Zlepšené hodnoty vnitřního úhlu tření φ

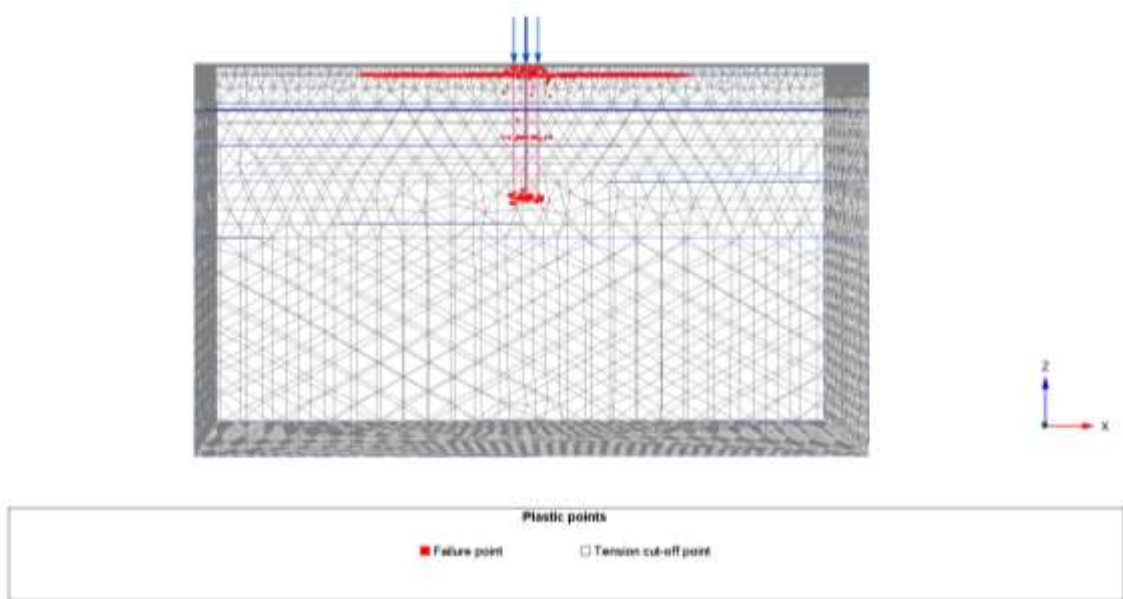
Zemina	φ	E'
	[°]	[kN/m ²]
GF/G3	36	120
GP/G2	44	250
GC/G5	34	80

Toto opatření výrazně pomohlo při redukci plastických bodů a pro sílu 6500 kN plastické body víceméně vymizely – viz obrázek č. 43. Sedání bylo v tomto případě redukováno na 14,89 mm.

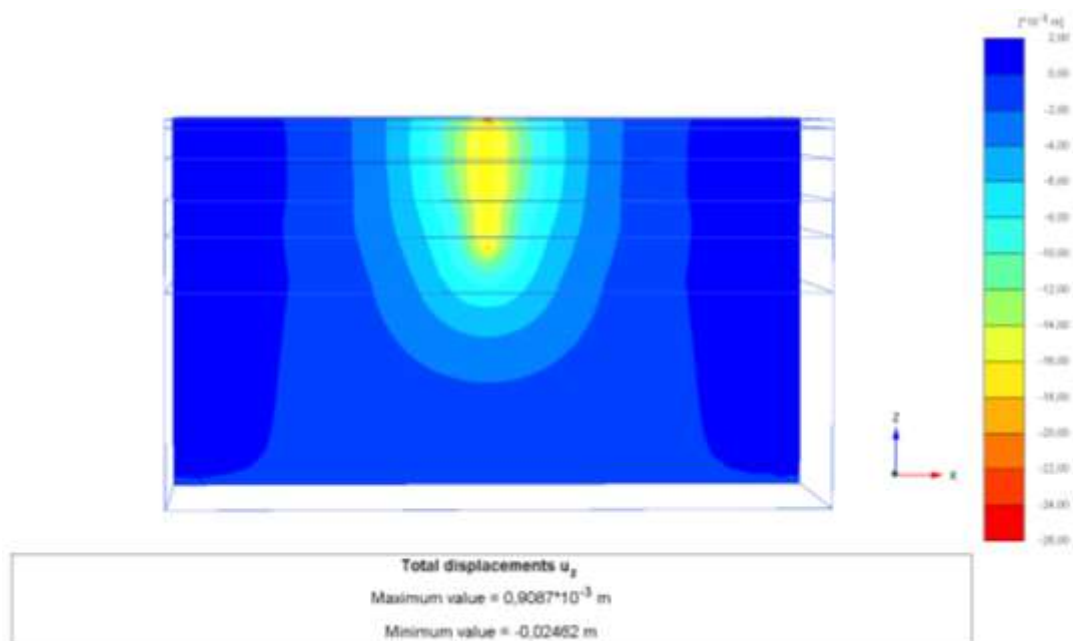


Obrázek 43 Vznik plastických bodů – 4 piloty, síla 6500 kN, zlepšení φ a E'

Pro výslednou sílu 7736 kN vyšlo sedání 24,6 mm. Plastické body se rozvíjely více a nejen ve štěrkových vrstvách (viz obrázek č. 44). Průběh sedání je znázorněn na obrázku č. 45. Je vidět, stejně jako u sedání jedné piloty zatížené maximální silou, že k největšímu sedání dochází pouze v hlavě a v bodě na patě, po délce dříku je sedání okolo 17 mm.



Obrázek 44 Vznik plastických bodů – 4 piloty, síla 7736 kN, zlepšení ϕ a E'



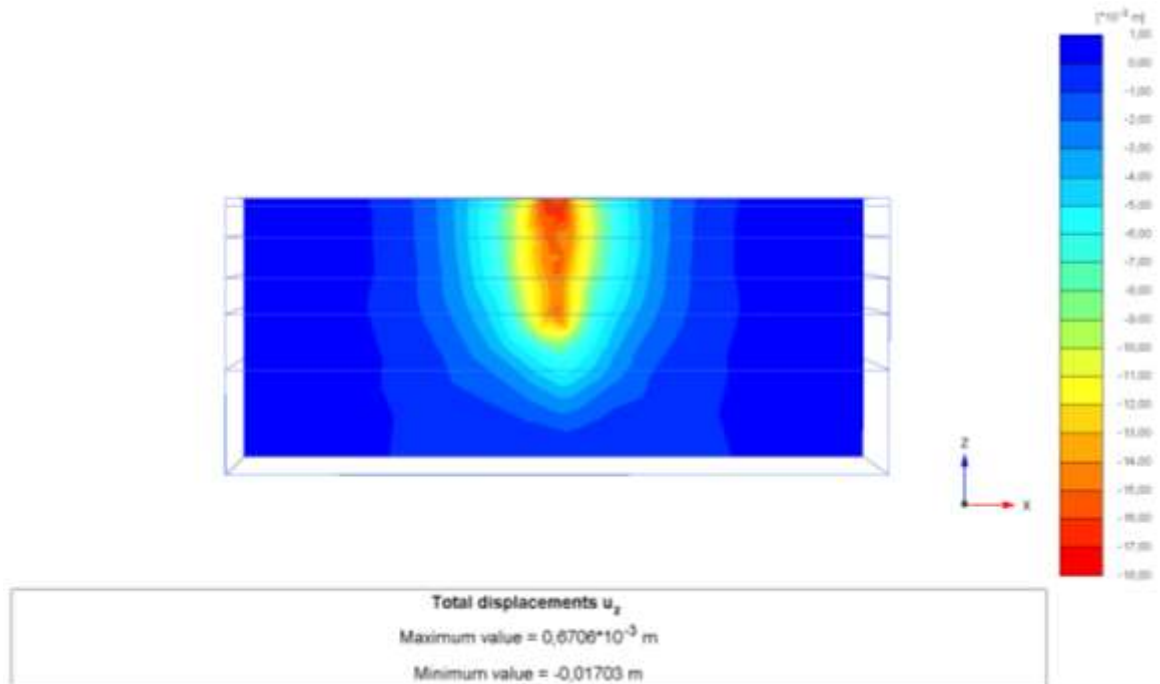
Obrázek 45 Sedání 4 pilot – síla 7736 kN, zlepšení ϕ a E'

c) *Navýšení soudržnosti*

Toto opatření nebylo možné provést, jelikož hodnoty soudržnosti pro štěrky jsou malé, či rovné nule. V manuálu Plaxisu je vysvětleno, že nulové hodnoty soudržnosti mohou způsobovat problémy při výpočtu, proto byla zadávána doporučená hodnota 0,2. Při aplikaci vyšších hodnot by výpočet neodpovídal skutečnosti a nebylo by možné parametry nijak podložit.

d) *Pružný model štěrku místo M-C*

Jednou z dalších možností jak zamezit vzniku plastických bodů bylo zavést lineární model pro štěrkové vrstvy. Tato možnost vyřešila problém plastických bodů a průběh sedání vypadá take realističtěji. Sedání v tomto případě vychází 17,03 mm a je viditelné z řezu na obrázku č. 46.



Obrázek 46 Sedání 4 pilot - síla 7736 kN, štěrkové vrstvy lineárně

6.4 Model celé konstrukce

Po analýze osamělé piloty a malé skupiny pilot následuje hlavní model celé konstrukce, který měl nasimulovat celkem čtyři spolupůsobení, jež ruční zjednodušený výpočet nedokáže dobře vystihnout. Jedná se o spolupůsobení:

1. pilot ve velké skupině mezi sebou,
2. desky a pilot,
3. desky a podloží,
4. pilot a podloží.

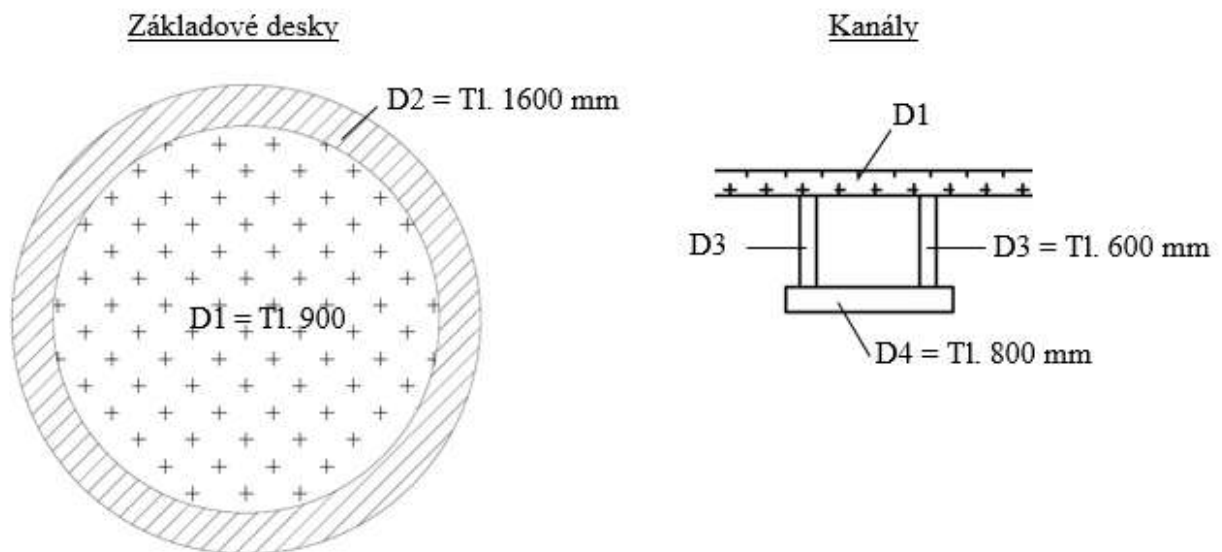
6.4.1 Geometrie – celý model

Pilota

Parametry pilot byly zadávány stejně jako pro osamělou pilotu v kapitole 6.2.1 a byly taktéž modelovány jako embedded piles. Rozdíly v modelování pilot byly v délkách, které závisely na rozměrech horní ztužující desky, a v rozmístění. Piloty byly namodelovány přesně podle návrhu (kpt. 5.1) a rozmístěny dle půdorysu pilot (obrázek č. 15). Plášťové tření bylo použito z tabulky č. 15.

Desky

Desky byly modelovány jako plate, což jsou prvky, které charakterizují tenké desky v zemině s nezanedbatelnou pevností v ohybu. Po zasíťování byly desky programem Plaxis rozděleny do 6 elementů, každý se 6 stupni volnosti. Desky byly počítány na základě Mindlinovské teorie, která dovoluje deflekcí elementů v závislosti na ohybu a smyku v desce [16]. Parametry desek jsou shrnuty v následující tabulce č. 17 a na obrázku č. 47.



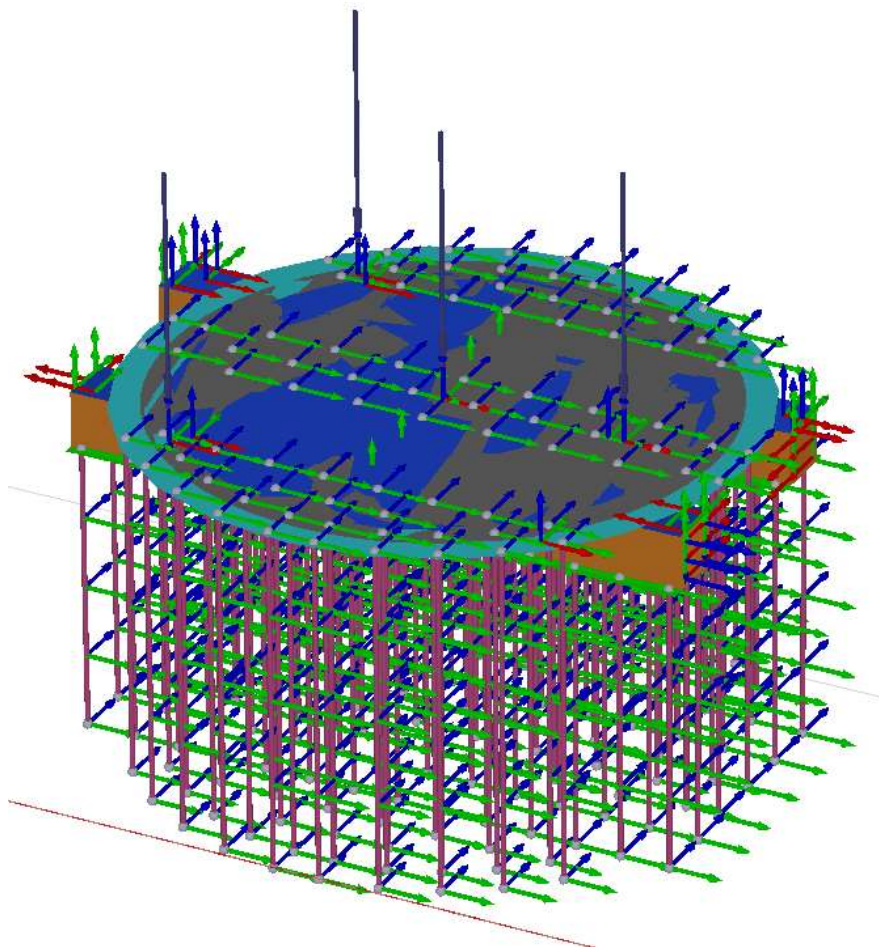
Obrázek 47 Desky

Tabulka 17 Rozměry desek – typ plate

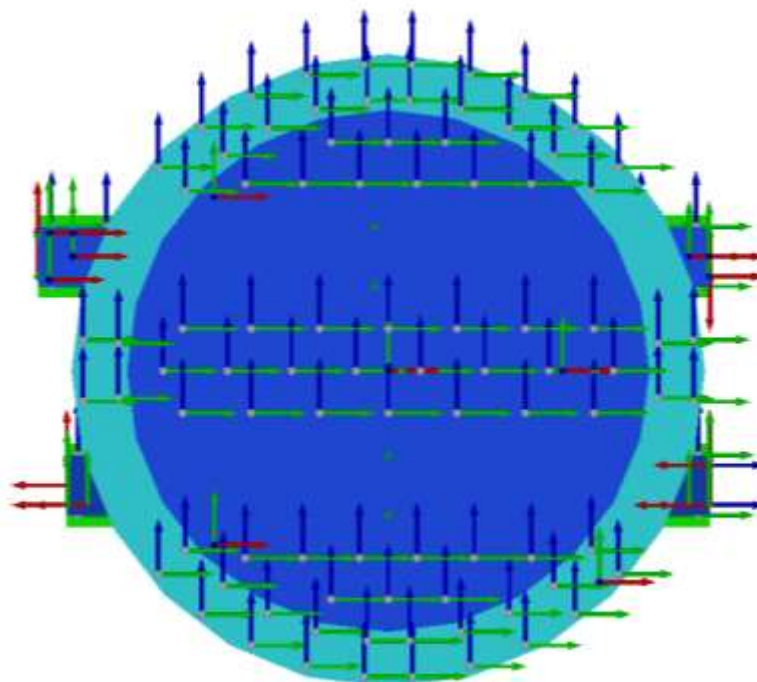
Deska	Tloušťka	Rozměry	E_{beton}
	[mm]	[m]	[GPa]
D1	900	$R = 18,275$	31
D2	1600	$R_{\text{vnější}} = 22,175$	
D3 delší kanál	600	$46,03 \times 3,2 \times 0,6$	
D3 kratší kanál		$45 \times 3,2 \times 0,6$	
D4 delší kanál	800	$46,03 \times 4,8 \times 0,8$	
D4 kratší kanál		$45 \times 4,8 \times 0,8$	

Celá konstrukce

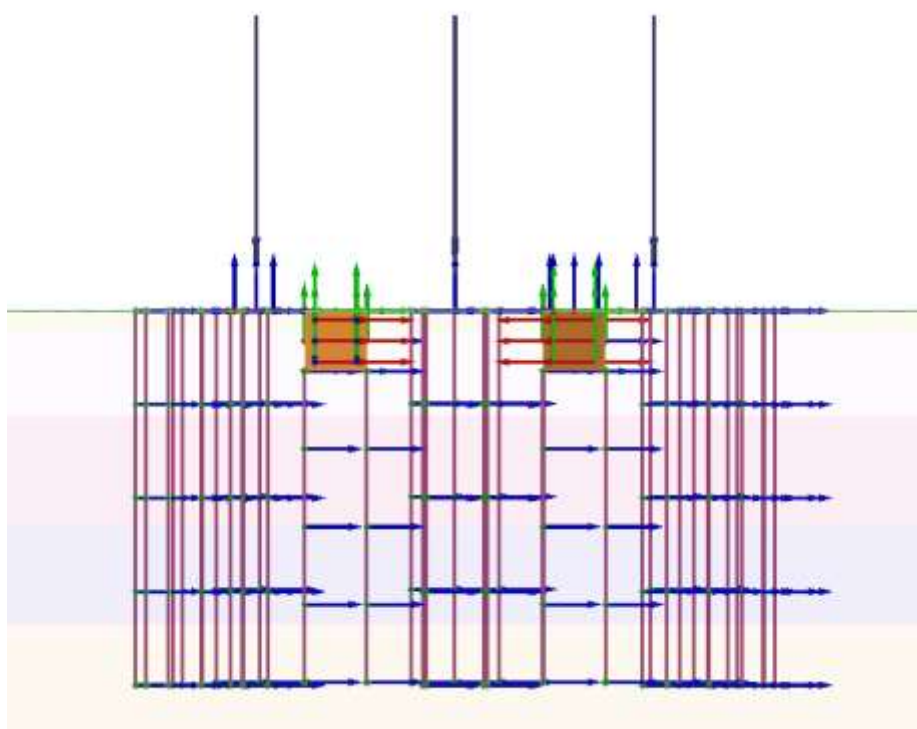
Konstrukce byla modelována ve 3D celá podle zadání. Zjednodušení geometrie nebylo možné, jelikož konstrukce nebyla souměrná. Celý model včetně bočního pohledu a půdorysu je zobrazen v následujících obrázcích č. 48, 49 a 50.



Obrázek 48 Model celé konstrukce



Obrázek 49 Půsorys modelu



Obrázek 50 Bokorys

6.4.2 Materiálový model – celý model

Materiálově je podloží zadáno dle tabulek 13 a 14. Pouze hloubka modelu byla navýšena na 70 m z důvodu možného ovlivnění sedání.

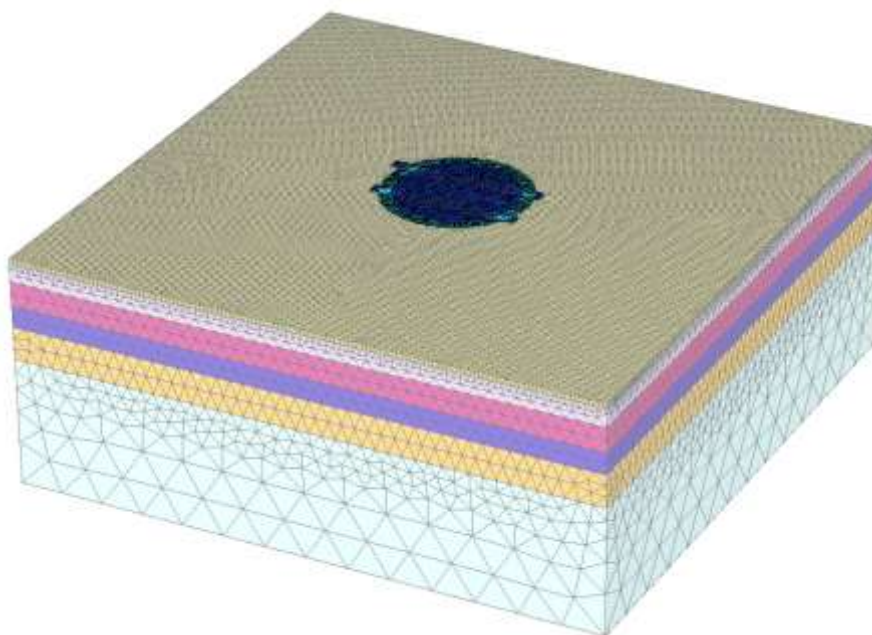
6.4.3 Sít' konečných prvků – celý model

Protože se jedná o složitou konstrukci obsahující mnoho prvků, bylo potřeba najít vhodnou kombinaci hustot sítí všech těchto prvků, aby výsledná kvalita alespoň trochu vyhovovala předpokladu pro správný výpočet. Jednotlivé vrstvy zeminy byly zasít'ovány s hustotami rozepsanými v tabulce č. 18 níže.

Tabulka 18 Lokální hustoty sítě vrstev zemin

Číslo vrstvy	Zemina	Lokální hustota sítě
1	CI/F6	0,1
2	GF-G3	0,2
3	GP-G2	0,3
4	CH/F8	0,3
5	GC-G5	0,3
6	CS/F4	1,0

Desky a piloty byly zasít'ovány s lokální hustotou 0,2. Protože se objevovala problematická místa pod kanály, byl v tomto místě vytvořen fiktivní objem, který měl zhuštěnou sít' na 0,1. Celý model byl pak zasít'ován s hustotou medium. Na obrázku č. Obrázek 51 Zasít'ování celého modelu je zobrazena sít' celého modelu. Celkový počet prvků se vyšplhal na více jak 500 000 a celková kvalita zasít'ování dosáhla 17,8 %.



Obrázek 51 Zasít'ování celého modelu

6.4.4 Fáze výstavby a výpočet – celý model

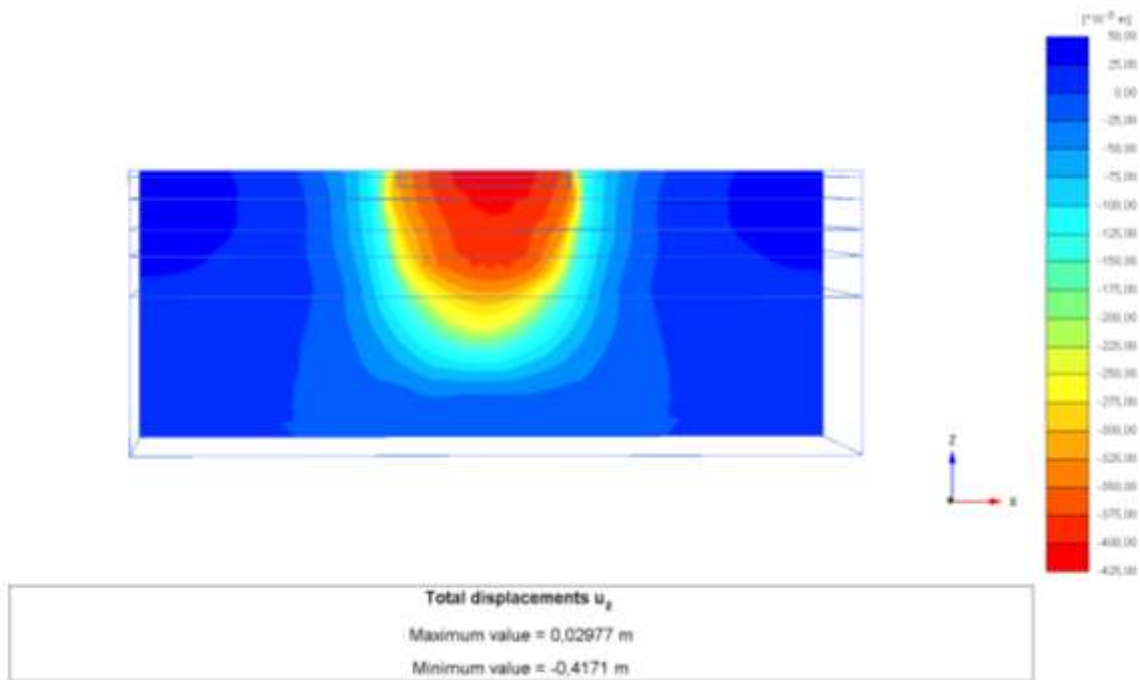
Při výpočtu celého základu bylo stanoveno 5 fází:

1. Initial phase = aktivace zeminového prostředí
2. Instalace pilot
3. Výkop kanálů a instalace desek v kanálech
4. Výstavba horní desky
5. Aplikace zatížení

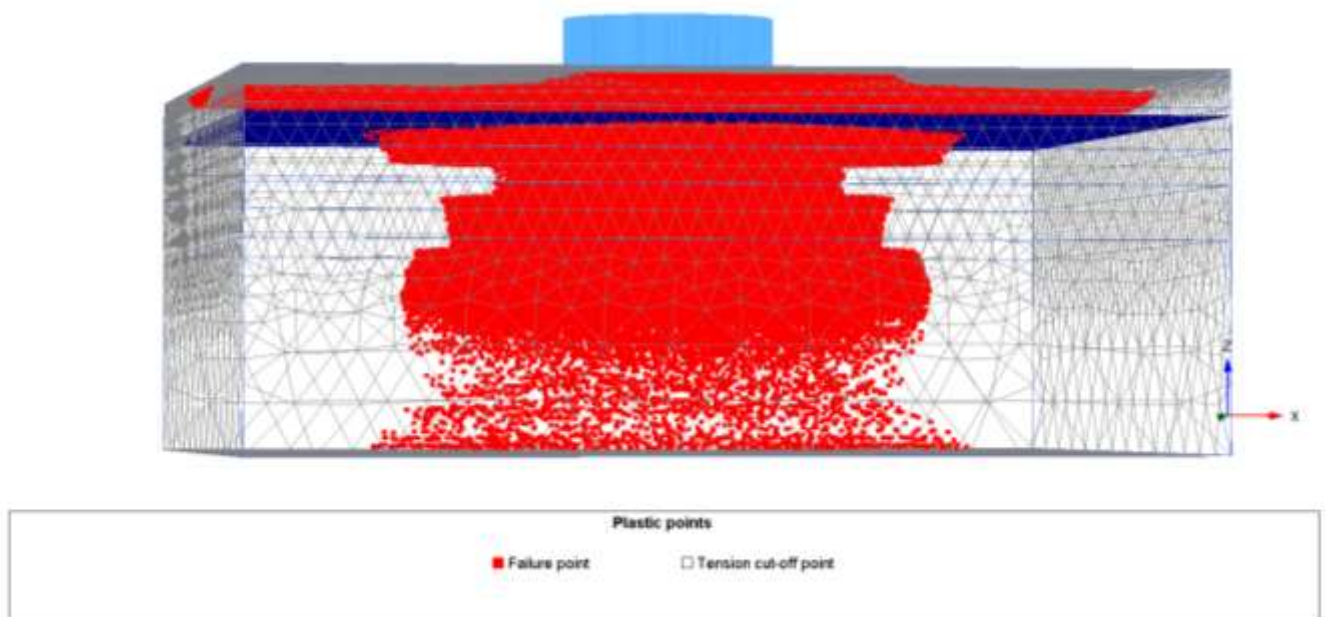
Výpočet probíhal po fázích jako plastická analýza. Při zadané hustotě zasít'ování trval výpočet pro maximální zatížení 857 kPa 18 hodin.

6.4.5 Výsledky – celý model

Jako první byl spočítán model plasticky se stejnými parametry zemin, jako v případě jedné piloty. Bohužel tento výpočet ukázal opravdu nesmyslnou hodnotu sedání, která se vyšplhala při zatížení 857 kPa na 417,1 mm (viz obrázek č. 52). Po přiblížení plastických bodů v modelu bylo jasné, co je zodpovědné za tuto nereálnou hodnotu sedání. Na obrázku č. 53 je viditelné, jaké obrovské množství plastických bodů vzniklo při zadání parametrů zemin podložených geotechnickým průzkumem.



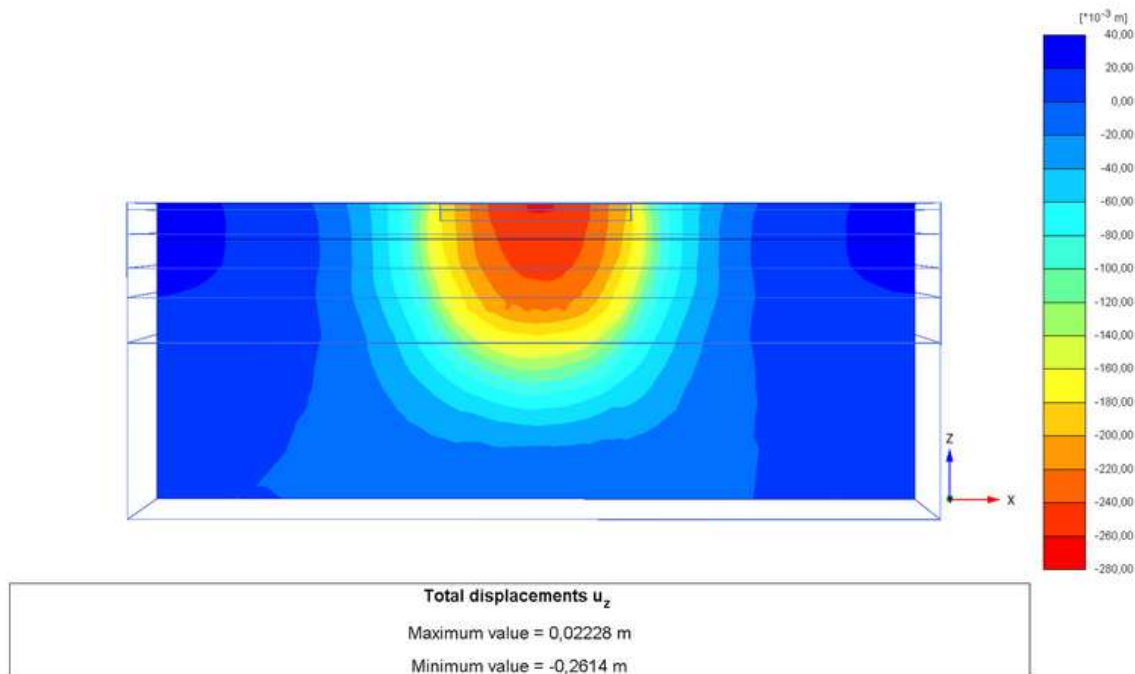
Obrázek 52 Sedání celého základu – 857 kPa



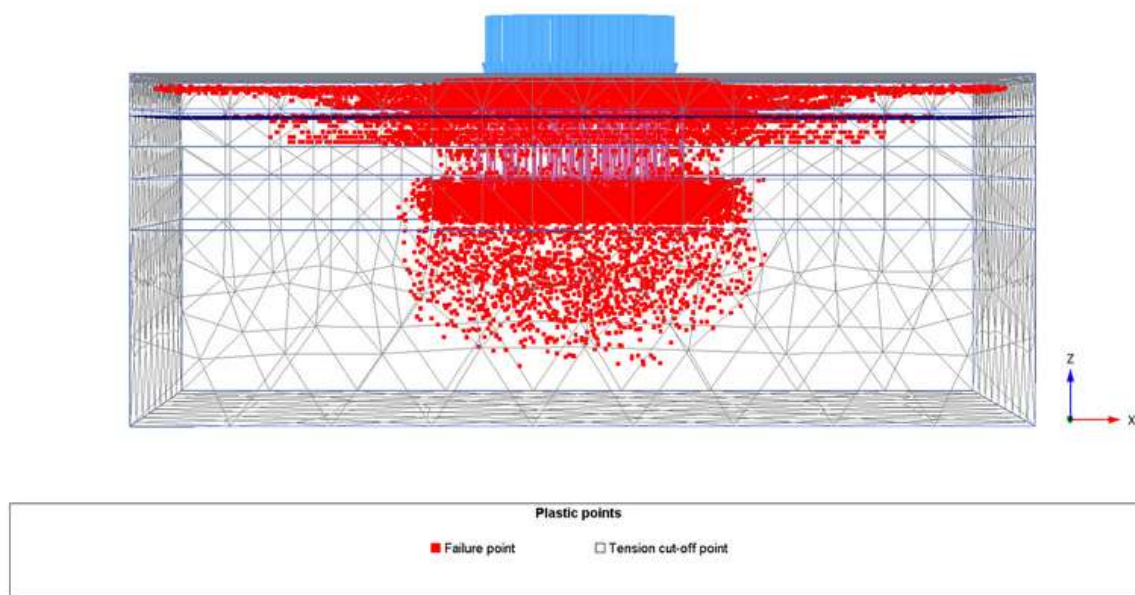
Obrázek 53 Vznik plastických bodů celého základu – 857 kPa

Při výpočtu složité konstrukce celého základu bylo tedy potřeba postupovat systematicky a snažit se nalézt vhodné nastavení výpočtu, aby výsledky odpovídaly realitě. Podle postupu popsaném v kapitole 6.3 mělo na redukci plastických bodů výrazný vliv navýšení hodnot úhlu vnitřního tření (φ) a modulu pružnosti (E') na maximální hodnoty z IGP. Výsledkem tohoto

kroku při zatížení polovičním zatížením (430 kPa) bylo sedání 89,2 mm. Došlo k redukci plastických bodů, ale stále nezanedbatelné množství v modelu zůstalo. Po aplikaci plného zatížení se plastické body dále rozvíjely a sedání dosáhlo stále nereálné hodnoty 261,4 mm (viz obrázek č. 54).

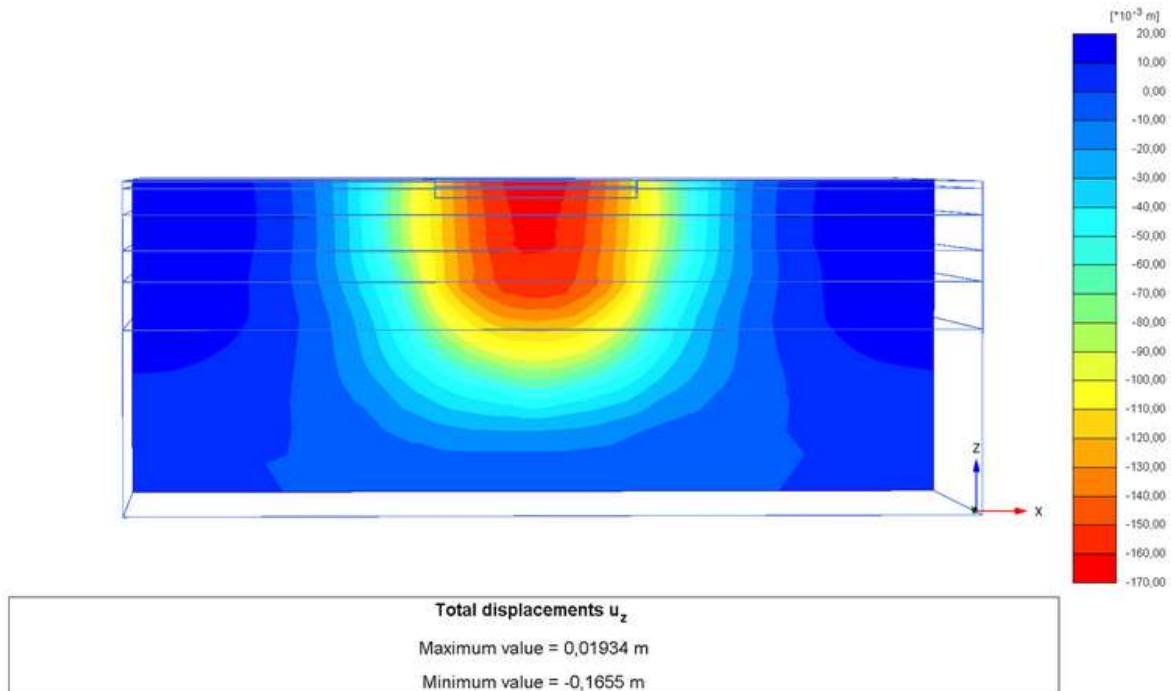


Obrázek 54 Sedání celého základu – 857 kPa, zlepšení ϕ a E



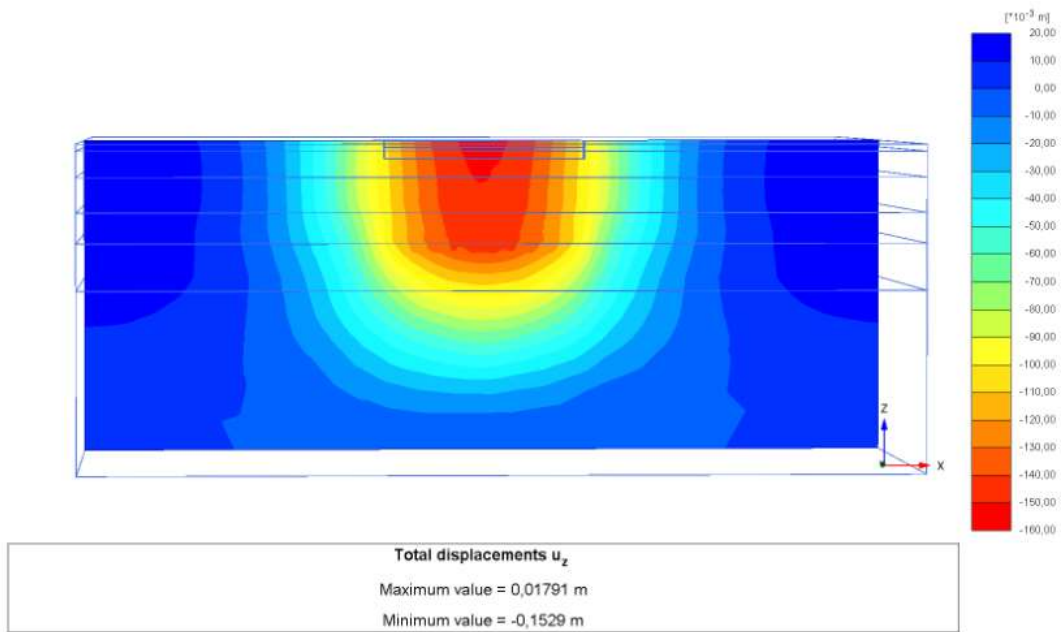
Obrázek 55 Vznik plastických bodů celého základu – 857 kPa, zlepšení ϕ a E

Další možností, která připadala v úvahu pro redukcii plastických bodů, bylo definovat štěrkové vrstvy lineárně. Vrstvy jílu zůstaly v konstitutivním Mohr-Coloumbovo modelu. Výsledkem tohoto opatření bylo sedání 165,5 mm viditelné z obrázku č. 56.



Obrázek 56 Sedání celého základu – plné zatížení 857 kPa, vrstvy štěrku lineárně

Poslední možností, která byla vyzkoušena, bylo zadání celého modelu do lineárního konstitutivního modelu a pozorování změn. Tento model však neodpovídá reálnému chování zeminy. S tímto zadáním vyšlo sedání pouze o 12,6 mm menší, než předchozí zkouška, tj. 152,9 mm (viz obrázek č. 57).



Obrázek 57 Sedání celého základu – plné zatížení 857 kPa, celé lineárně

7 Shrnutí výsledků a diskuze

7.1 Sedání osamělé piloty

Výsledky modelování v programu Plaxis 3D udávají, že sedání jedné piloty při zatížení silou 7736 kN dosáhne hodnoty 11,91 mm. Hodnota sedání, která byla naměřena statickou zatěžovací zkouškou (5,89 mm při zatížení 7000 kN), je v porovnání s výpočtenou hodnotou skoro poloviční. Je to pravděpodobně dáno polohou piloty, ve které byla zkouška vykonána. V kapitole 3.3 je podrobně rozepsáno složení vrtů, které byly provedeny v místě stavby, a je zřejmé, že podloží v místě stavby je značně rozmanité a složení základové půdy se i na malých vzdálenostech liší nejen mocnostmi vrstev, ale také samotným složením. Statická zkouška byla provedena v blízkosti vrtu CL-2, který prokázal výskyt lepších zemin (z hlediska zakládání), než vrt L-1, pro který byly provedeny ruční výpočty a model sedání, tudíž sedání v místě mimosystémové piloty vycházelo menší než sedání vypočítané.

7.2 Sedání skupiny pilot

Sedání skupiny pilot, které bylo počítáno v programu GEO5, vyšlo pro maximální zatěžovací sílu 857 kPa 36,5 mm. Výpočetní postup počítá se sedáním skupiny jako se sedáním velkého fiktivního základu, což zanedbává skupinový účinek pilot (ovlivnění ve skupině). Výpočet v programu Plaxis 3D měl za úkol tento účinek namodelovat a zahrnout. Při výpočtu malé skupiny (4 pilot) je již možné pozorovat vliv spolupůsobení pilot (viz tabulka č. 19).

Zatížení	Jedna pilota		Skupina 4 pilot	
	Sedání	Plast.body - vrstvy	Sedání	Plast. body - vrstvy
	[mm]		[mm]	
3868	3,60	NEVZNIKAJÍ	8,82	NEVZNIKAJÍ
5000	5,16	NEVZNIKAJÍ	12,64	NEVZNIKAJÍ
6500	6,87	NEVZNIKAJÍ	16,86	2., 3.
7736	11,91	1.	25,79	1., 2., 3., 5.

Tabulka 19 Porovnání sedání

Z tabulky je viditelné, že při zvýšení počtu pilot se sedání zvýšilo 2,45 krát při každém zatížení menším než 6500 kN (při zatížení největším není možné poměr zjistit objektivně, protože

výsledky mohou být ovlivněny výskytem velkého množství plastických bodů v modelu). Tento zjištěný poměr sedání u skupiny pilot je možné použít pro upřesnění ručního výpočtu z programu GEO5. Je možné přijmout úvahu, že pokud se sedání pilot ve skupině zvětšuje s koeficientem 2,45, celkové sedání skupiny pilot pak bude dle upravené teorie Masopusta [3] následovný:

$$s = 2,45 \cdot s_y + s_p = 2,45 \cdot 10,9 + 36,5 = 63,2 \text{ mm}$$

POSOUZENÍ:

$$s = 63,2 \text{ mm} \leq s_{m,lim} = 120 \text{ mm}$$

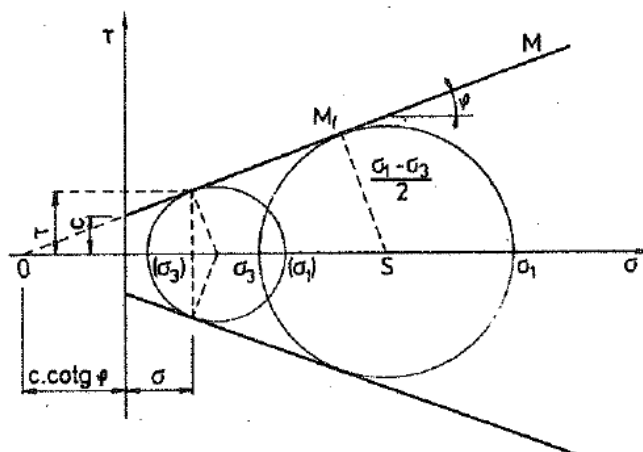
KONSTRUKCE Z HLEDISKA SEDÁNÍ VYHOVUJE.

Bohužel výsledky sedání celé konstrukce namodelované v programu Plaxis 3D neodpovídají realitě, a není je proto možné použít pro celkové posouzení.

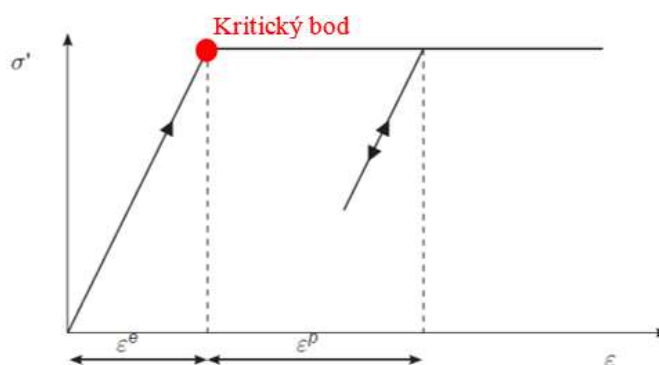
Při modelování zeminy v podloží byl zvolen konstitutivní model Mohr-Coulomb. Tento model je jednoduchým a nejrozšířenějším modelem, který popisuje lineární vztah mezi smykovým a normálovým napětím na hranici porušení zeminy. Na obrázku č. 58 je tento vztah zobrazen graficky. Určení mezního bodu, kdy elastická deformace přechází na plastickou (viz kritický bod na obrázku č. 59), závisí na třech parametrech: na úhlu vnitřního tření (ϕ), soudržnosti (c) a dilatanci (ψ). Vliv těchto tří parametrů na výpočet v programu Plaxis 3D byl vyzkoušen v kapitole 6.3. Bohužel i po navýšení parametrů na maximální hodnoty dle průzkumu IGP nebylo možné dosáhnout výsledků bez vzniku plastických bodů a u velkého modelu konstrukce byl vývoj těchto bodů gigantický.

Jediné řešení, které razantně snížilo sedání a přiblížilo se tak reálnějším hodnotám sedání, bylo stanovení chování štěrkových vrstev jako lineárně elastické. Lineárně elastický model je nejjednodušším modelem, který vychází z Hookova zákona a nedochází při něm k plastickému chování zeminy. Tento model je však vhodný pouze pro modelování homogenních a isotropních materiálů, což je při aplikaci na štěrkové vrstvy značně zavádějící. Je tedy otázkou, zda výsledky vypočítané se zeminami v tomto modelu jsou relevantní.

Hodnoty sedání při různých opatřeních jsou shrnuty v tabulce č. 20 níže.



Obrázek 58 Mohr-Coulombova teorie [3]



Obrázek 59 Kritický bod při plastizaci [16]

Tabulka 20 Shrnutí výsledků sedání celého základu

Opatření	Sedání [mm]
Žádné	417,7
Zlepšení φ , E , ψ , c u všech vrstev	261,4
Lineární model pro vrstvy štěrku	165,5
Všechny vrstvy lineárně	152,9

Další možnosti, jak vylepšit model:

1. Piloty v této práci byly modelovány jako embedded piles. Další možností, jak piloty namodelovat jsou tzv volume piles, které jsou tvořeny ne jako liniové prvky, ale jako prvky objemové (jsou tvořeny ze zeminového prostředí pouze změnou tíhy zeminy na tíhu betonu). Problém by však pravděpodobně nastal při síťování modelu, jelikož piloty

jsou příliš blízko u sebe a zasíťovat proluky mezi volume pilotami by mohlo být velice obtížné.

2. Další možností by byla zkuška jiného konstitutivního modelu zeminy, který by dokázal nasimulovat chování přítomných druhů zemin při tak vysokém zatížení. Nevýhodou však je, že pro ostatní konstitutivní modely nejsou dostupné hodnoty všech parametrů zemin potřebné pro simulaci a bylo by opět otázkou jejich správné navolení.

7.3 Porovnání výpočetních postupů

Vlastnosti různých posouzení, které byly provedeny v této práci, jsou shrnuty do několika bodů níže.

Statická zkuška piloty:

- ověření sedání přímo na staveništi + ověří i správné vyhotovení piloty,
- omezení maximální silou lisu,
- prováděno převážně jen na jednu pilotu => není možné posoudit skupinový účinek,
- nutná správná kalibrace a provádění (provést až po vytvrnutí betonu, počkat na ustálení napětí při zatěžování, atd.).

Výpočet dle Masopusta:

- rychlé a jednoduché.
- vychází ze skutečných případů zakládání,
- možnost zkreslení při volbě parametrů (nutná zkušenost projektanta),
- zanedbání skupinového účinku,

Plaxis 3D:

- důležitá volba vstupních parametrů zemin a konstrukcí – nutná znalost programu,
- ovlivnění velikostí modelu,
- dobře modeluje interakce zeminy a konstrukce,
- možná volba konstitutivního modelu zeminy,
- lze modelovat chování při větších zatížení, kterých při zkouškách in-situ není možné dosáhnout

Závěr

Předmětem této diplomové práce bylo posouzení hlubinného založení slínkového sila v obci Ladce v západním Slovensku. Slínkové silo, které bylo navrženo jako skladovací prostor pro 85 000 tun slínku, je založeno na 144 pilotách o průměru 1,18 m sahajících do hloubky 25m. Piloty jsou v hlavách ztuženy kruhovou základovou deskou o tloušťkách 0,9 m a 1,6 m a pod deskou jsou vybudovány dva rovnoběžné kanály o světlostech 3,6 x 3,2 m dělek 45 a 47,03 m.

Na začátku této práce byla popsána sila a zásobníky, jejich charakteristika a účel. Následoval popis možností zakládání staveb s ohodnocením vhodnosti pro řešené slínkové silo. Další kapitoly už se věnovaly přímo zadanému silu, popisovaly jeho rozměry, zatížení vstupující do základů, geotechnické podmínky v místě stavby a návrh založení, které bylo dále posuzováno.

Posouzení navrženého základu bylo v této práci provedeno dvěma způsoby. První způsob posuzoval základ z hlediska 2. mezního stavu dle teorie J. Masopusta, a to na základě mezní zatěžovací křivky piloty. Druhým způsobem bylo modelování ve specializovaném programu Plaxis 3D. V místě stavby byla provedena statická zkouška mimosystémové piloty, a výsledky výpočtů mohly být porovnány s chováním piloty přímo in-situ.

Jednalo se o založení stavby na skupině pilot, a proto hlavní otázkou při posuzování bylo spolupůsobení pilot ve skupině. Při výpočtu dle J. Masopusta bylo nejprve počítáno sedání osamělé piloty do okamžiku plné mobilizace plášťového tření. Poté bylo modelováno sedání skupiny pilot jako sedání velkého fiktivního základu založeného v patách pilot. V tomto postupu však došlo k zanedbání spolupůsobení jednotlivých pilot mezi sebou. K simulaci tohoto vzájemného ovlivnění ve skupině měl sloužit model, který byl konstruován v Plaxis 3D. Nejprve byl vytvořen pracovní model jedné osamělé piloty a zjištěno její sedání. Následoval model celé konstrukce. Protože se však jednalo o geometricky složitou stavbu, která byla zatížena značným tlakem z horní stavby, při výpočtu docházelo k mnoha problémům. Chování zeminy neodpovídalo skutečnému chování horninového prostředí, docházelo k plastizaci štěrkových vrtev, a sedání základu dosahovalo nereálných hodnot. Výsledky sedání celé konstrukce tudíž nebylo možné použít. Pro výsledné posouzení byl na malé skupině 4 pilot zjištěn koeficient skupinového efektu a tím byl upraven výpočet dle J. Masopusta.

Na první pohled se může zdát, že přesné modelování v celosvětově používaném matematickém programu vede vždy ke správným výsledkům. Realita je však taková, že při práci se specializovanými softwary je potřeba mnoho zkušeností, jak s prací v daném programu, tak i z praxe. Při tvorbě modelu je nutné správně zadat parametry zemin i konstrukcí a malá

odchylka či chyba dokáže výsledky významně změnit. Důležitá je také správná volba konstitutivního modelu, který v tomto případě byl uvažován jako Mohr-Coulombův model. Program Plaxis 3D nabízí mnoho možností volby, problém však nastává v dostupnosti informací o podloží z inženýrskogeologických průzkumů. Provázanost mezi projektantem a inženýrským geologem selhává a parametry, které požadují programy, nejsou ve většině případů možné z IGP vyčíst.

Zdroje

[1] Svoboda, L. a kolektiv. *Stavební hmoty*. 2. vydání. Bratislava: Jaga group, s. r. o., 2007. ISBN 978-80-8076-057-1

[2] *Pojiva – cement* [online]. Střední průmyslová škola stavební v Českých Budějovicích. [cit. 8. 1. 2017]. Dostupné z: http://www.spsstavcb.cz/download2/633_2467_cs_12_pojiva_-_cement.pdf

[3] Masopust, J. *Vrtané piloty*. 1. vydání. Praha: Čeněk a Ježek, 1994. 263 s. ISBN 8023827553

[4] *Zásobníky na obilí* [online]. Morkus Morava s.r.o.: ©2012 [cit. 8. 1. 2017]. Dostupné z: <http://www.sila-nadrze.cz/zasobniky-obili.html>

[5] *Fotogalerie* [online]. SILOwelding. [cit. 8. 1. 2017] Macromedia, Inc.: ©2005. Dostupné z: <http://www.silowelding.sk/FotogalerieCZ.html>

[6] *Průzkum a diagnostika staveb* [online]. Koncept CB s.r.o. [cit. 8. 1. 2017]. Dostupné z: <http://www.konceptcb.cz/pruzkum.htm>

[7] *Skladování* [online]. Univerzita Jana Evangelisty Purkyně v Ústí nad Labem, Fakulta životního prostředí. [cit. 8. 1. 2017] Dostupné z: http://fzp.ujep.cz/ktv/uc_texty/pt3/4%20Skladovani.pdf

[8] *Správné uskladnění zrnin a olejnin* [online]. Profí Press s. r. o.: ©2013 [cit. 8. 1. 2017]. Dostupné z: <http://ze.medelec.cz/spravne-uskladneni-zrnin-a-olejnin/>

[9] *Manipulace a skladování cementu* [online]. Svaz výrobců Betonu [cit. 8. 1. 2017]. Dostupné z: <http://www.ebeton.cz/pojmy/manipulace-skladovani-cementu>

[10] *Nové možnosti skladování obilí, kukuřice, řepky a dalších zrnin* [online]. PAWLICA s.r.o.: ©2014 [cit. 8. 1. 2017]. Dostupné z: <http://www.pawllica.sk/aktuality/2015/02/25/nove-moznosti-skladovani/>

[11] Masopust, J. *Zakládání staveb 1*. Praha: ČVUT, 2015. 166s. ISBN 978-80-01-05837-4.

[12] *Plošné základy* [online]. ČKAIT: © 2016 [cit. 8. 1. 2017]. Dostupné z: <http://www.profesis.cz/files/dokumpdf/tp1.9.5/tp195-kap3pdf.pdf>

[13] *Základové konstrukce* [online]. Plavacek: ©2006 [cit. 8. 1. 2017]. Dostupné z: <http://fast10.vsb.cz/perina/ps1/zaklady-plosne.html>

[14] *Hlubinné základy* [online]. ČKAIT: © 2016 [cit. 8. 1. 2017]. Dostupné z: <http://www.profesis.cz/files/dokumpdf/tp1.9.5/tp195-kap4pdf.pdf>

[15] Dao, T. P. T., *Validation of PLAXIS Embedded Piles For Lateral Loading*. Delft University of Technology, 1. 4. 2011. Dostupné z: <http://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:a713bc26-25b7-49d4-bef0-9103ea395474?collection=education>

[16] Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs W. M. *PLAXIS 2015: Manual*. Netherlands, c2015. ISBN ISBN-13:978-90-76016-19-1.

[17] Chalmovský, J. *Základy matematického modelování v geotechnice s využitím programu Plaxis*, ISBN 978-80-214-4938-1.
Dostupné z: https://issuu.com/oktaedr/docs/oktaedr_zaklady_matematickeho_model

[18] Teng F., *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. (přednáška) Taipei: NTUST, 2016.

Seznam norem

- ČSN 73 1001. Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy
- ČSN EN 1536 Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty
- ČSN EN 206-1 Beton-Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 197-1 Cement-Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití
- ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
- STN 73 1001 Geotechnické konštrukcie. Zakladanie stavieb
- STN EN 1998-1/NA/Z1 Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť

Seznam obrázků

Obrázek 1 Ocelový zásobník – násypka [4]	5
Obrázek 2 Betonové a ocelové silo [5, 6].....	5
Obrázek 3 Evropské dělení pilot [14].....	9
Obrázek 4 Mapa znázorňující zájmové území	11
Obrázek 5 Příčný řez silem.....	12
Obrázek 6 Půdorys.....	13
Obrázek 7 Vodorovné reakce z ocelové konstrukce	16
Obrázek 8 Svislé reakce z ocelové konstrukce.....	17
Obrázek 9 Rozmístění vrtaných sond z roku 2009.....	20
Obrázek 10 Rozmístění vrtů z průzkumů 2015	21
Obrázek 11 Vrt L-1.....	22
Obrázek 12 Vrt CL-1	23
Obrázek 13 Vrt CL-2.....	23
Obrázek 14 Vrt CL-3	24
Obrázek 15 Půdorys pilot	26
Obrázek 16 Protokol zkušební piloty	27
Obrázek 17 Poloha zatěžovací zkoušky	28
Obrázek 18 Průběh sedání během statické zatěžovací zkoušky	29
Obrázek 19 Průběh napětí v tenzometrech	30
Obrázek 20 Průběh zatěžovací síly.....	30
Obrázek 21 Schéma pro výpočet mezní únosnosti skupiny pilot [3]	31
Obrázek 22 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty [3]	32
Obrázek 23 Schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině [3].....	34
Obrázek 24 Příčinkový koeficient sedání I_1 [3].....	36
Obrázek 25 Průběh koeficientu R_k [3]	36
Obrázek 26 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty	41
Obrázek 27 Teorie výpočtu sedání [11]	42
Obrázek 28 Koeficient I_5 pro charakteristický bod tuhého základu [11].....	43
Obrázek 29 Schéma výpočtu sedání	45
Obrázek 30 Výsledky sedání fiktivního základu	46
Obrázek 31 Elastická zóna v okolí embedded pile [15]	49

Obrázek 32 Tření na plášti piloty – Plaxis 3D.....	50
Obrázek 33 Základní idea elastického a ideálně plastického modelu (Mohr-Coulomb)	51
Obrázek 34 Graf definující parametr E_{u50} [18]	52
Obrázek 35 Zasítování modelu	54
Obrázek 36 Sedání piloty při původním plášťovém tření - síla 7736 kN.....	55
Obrázek 37 Sedání piloty – síla 3868 kN	56
Obrázek 38 Sedání piloty – síla 6500 kN	56
Obrázek 39 Sedání piloty – síla 7736 kN	57
Obrázek 40 Rozmístění pilot ve skupině	58
Obrázek 41 Vznik plastických bodů – 4 piloty, síla 7736 kN.....	59
Obrázek 42 Vznik plastických bodů – 4 piloty, síla 6500 kN.....	60
Obrázek 43 Vznik plastických bodů – 4 piloty, síla 6500 kN, zlepšení φ a E'	61
Obrázek 44 Vznik plastických bodů – 4 piloty, síla 7736 kN, zlepšení φ a E'	62
Obrázek 45 Sedání 4 pilot – síla 7736 kN, zlepšení φ a E'	62
Obrázek 46 Sedání 4 pilot - síla 7736 kN, šterkové vrstvy lineárně	63
Obrázek 47 Desky	64
Obrázek 48 Model celé konstrukce	65
Obrázek 49 Působys modelu	66
Obrázek 50 Bokorys	66
Obrázek 51 Zasítování celého modelu.....	68
Obrázek 52 Sedání celého základu – 857 kPa.....	69
Obrázek 53 Vznik plastických bodů celého základu – 857 kPa.....	69
Obrázek 54 Sedání celého základu – 857 kPa, zlepšení φ a E	70
Obrázek 55 Vznik plastických bodů celého základu – 857 kPa, zlepšení φ a E	70
Obrázek 56 Sedání celého základu – plné zatížení 857 kPa, vrstvy šterku lineárně.....	71
Obrázek 57 Sedání celého základu – plné zatížení 857 kPa, celé lineárně	72
Obrázek 58 Mohr-Coulombova teorie [3]	75
Obrázek 59 Kritický bod při plastizaci [16]	75

Seznam tabulek

Tabulka 1 Hodnoty sedání ze statické zkoušky	28
Tabulka 2 Hodnoty sedání ze statické zkoušky – pokračování	29
Tabulka 3 Regresní koeficienty pro jednotlivé typy zemin a hornin	34
Tabulka 4 Sečnové moduly deformace E_s (MPa) pro piloty v nesoudržných zeminách.....	35
Tabulka 5 Sečnové moduly deformace E_s (MPa) pro piloty v soudržných zeminách	35
Tabulka 6 Hodnoty plášťového tření	38
Tabulka 7 Výpočet sečnových modulů E_s	39
Tabulka 8 Průběh mezní křivky sedání – porovnání s naměřenými hodnotami	40
Tabulka 9 Opravný součinitel zatížení m	42
Tabulka 10 Mezní hodnoty sedání dle ČSN ČSN-EN-1997-1 2006.....	47
Tabulka 11 Vstupní parametry piloty	49
Tabulka 12 Plášťové tření na pilotě – typ multi-linear.....	50
Tabulka 13 Zjednodušený profil podloží.....	51
Tabulka 14 Vstupní parametry zemin	53
Tabulka 15 Nové plášťové tření	55
Tabulka 16 Zlepšené hodnoty vnitřního úhlu tření φ	61
Tabulka 17 Rozměry desek – typ plate	65
Tabulka 18 Lokální hustoty sítě vrstev zemin.....	67
Tabulka 19 Porovnání sedání	73
Tabulka 20 Shrnutí výsledků sedání celého základu.....	75

Seznam příloh

Příloha 1: Návrh výztuže

Příloha 2: Návrh monitoringu

Příloha 3: Vstupní parametry pro výpočet v GEO5

Příloha 4: Technická zpráva

Příloha 5: Půdorys desky a pilot M 1:100

Příloha 6: Příčné řezy a výkres tvaru M 1:100

Příloha 7: Výkres výztuže M 1:25