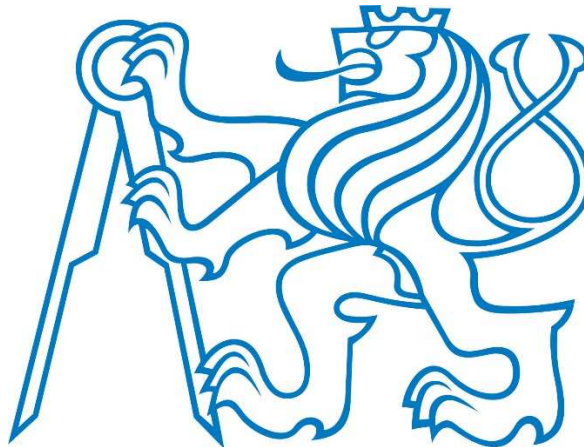


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Antonín Kašpar

POSOUZENÍ SKUPINY PILOT  
VERIFICATION OF PILE GROUP

Magisterský studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí diplomové práce: doc. Ing. Jan Pruška, Dr.

Praha, leden 2017



K

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Kašpar</u>	Jméno: <u>Antonín</u>	Osobní číslo: <u>377780</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra geotechniky</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Posouzení skupiny pilot</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Verification of Pile Group</u>	
Pokyny pro vypracování: Student provede rešeršní práci o způsobu navrhování skupiny pilot, podrobněji se zaměří na navrhování podle Eurokódu 1997 a podle metody Aoki & Velloso. Popis reálné konstrukce - geologie, návrh, způsob provádění. Výpočet reálné skupiny pilot dle EC 7 a metody Aoki & Velloso. Porovnání výpočtů dle výše uvedených metod a verifikace numerickým modelem MKP.	
Seznam doporučené literatury: EC 1997-1, Masopust: Vrtané piloty, odborné články z EIZ,	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>doc. Dr. Ing. Jan Pruška</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>4. 10. 2016</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>8. 1. 2017</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
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 vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího doc. Ing. Jana Prušky, Dr.

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

V Praze dne 8.1.2017

.....

Bc. Antonín Kašpar

## **Poděkování:**

V první řadě bych chtěl poděkovat svým rodičům, kteří za mnou vždy stáli a umožnili mi dosáhnout vysokoškolského vzdělání, za což jim budu celoživotně vděčný.

Dále bych chtěl poděkovat doc. Ing. Janu Pruškovi, Dr. za jeho odborné vedení, důležité připomínky, praktické rady, zajímavé přednášky a za veškerou trpělivost a čas, který mi věnoval při zpracování této diplomové práce.

Děkuji také panu ing. Marco Aurélio Flores Apaza za cenné podklady pro moji diplomovou práci, za jeho optimismus a za motivaci k realizaci mé diplomové práce.

V poslední řadě bych chtěl poděkovat panu ing. Janu Mrázkovi ze společnosti Čeněk a Ježek s.r.o. a spolupracovníkům z týmu přípravy zakázek z divize 5 společnosti Metrostav a. s. za všechny podklady pro diplomovou práci.

## **Abstrakt**

Obsahem této diplomové práce je představení alternativního a světově využívaného způsobu výpočtu únosnosti skupin pilot či osamělých pilot na základě metody Aoki & Velloso. Tato velice efektivní metoda vyžaduje, jako hlavní vstupní parametr výpočtu, počet úderů stanovených podle standardní penetrační zkoušky (SPT).

Výpočet podle zmíněné metody byl aplikován pro návrh hlubinného založení válcovny *Mini Ocelárny SSM Strážské* na Slovensku. Pro získání vstupních parametrů do výpočtu, byla provedena korelace počtu úderů z dynamické penetrační zkoušky (DP) na počet úderů SPT zkoušky. Výsledky byly porovnány s běžně užívanými výpočty v ČR pro návrh pilotových konstrukcí a včetně zohlednění požadavků ČSN EN 1997-1 : *Navrhování geotechnických konstrukcí*. Pro porovnání výsledků únosnosti a sedání, byla také provedena numerická analýza v programu PLAXIS 3D.

Teoretická část diplomové práce popisuje geotechnický průzkum a postup výstavby na řešeném území, penetrační zkoušky SPT, DP a statickou penetrační zkoušku CPT, korelační vzorce pro převod počtu úderů z DP na SPT, metodu Aoki & Velloso a program PLAXIS 3D.

**Klíčová slova:** *Skupina pilot, metoda Aoki & Velloso, penetrační zkoušky, korelace mezi DP a SPT, zatížení pilot, PLAXIS 3D*

## **Abstract:**

The main content of this diploma thesis is the presentation of the Aoki & Velloso method for the calculation of the bearing capacity of singles piles or group of piles. The number of blows from the standard penetration test (SPT)  $N_{SPT}$  is one of the basic input parameters that are required in this easy and effective method. To reach this parameter, it was necessary to make a correlation between the number of blows from the dynamic probing (DP) and the  $N_{SPT}$ .

The Aoki & Velloso method was used for the calculation of the bearing capacity and the settlement of piles from the project *Mini Ocelárny SSM Strážské* in Slovakia. The results were compared with calculations based on the Czech standard ČSN EN 1997-1 and with a numerical analysis model designed in the software PLAXIS 3D.

The theoretical part of this diploma thesis includes the description of the construction stages and the geological conditions in the project *Mini Ocelárny SSM Strážské*, CPT, SPT and DP field testing, correlation formula to determine equivalent SPT values from DP values, Aoki & Velloso method and the numerical model.

**Keywords:** *Group of piles, Aoki & Velloso method, penetration tests, correlation between DP and SPT values, load on piles, numerical modelling, PLAXIS 3D*

# Obsah

<b>Úvod</b> .....	<b>10</b>
<b>1 Pilotové základy</b> .....	<b>12</b>
1.1 Základní rozdělení pilotových základů .....	12
1.2 Statické působení pilotových základů .....	14
<b>2 Skupiny pilot</b> .....	<b>15</b>
2.1 Únosnost skupiny pilot.....	16
2.2 Sedání skupiny pilot .....	17
<b>3 Penetrační zkoušky</b> .....	<b>20</b>
3.1 Dynamické penetrační zkoušky .....	20
3.1.1 Standardní penetrační zkouška (SPT) .....	21
3.1.1.1 Vývoj standardní penetrační zkoušky.....	22
3.1.1.2 Pracovní postup .....	23
3.1.1.3 Opravné faktory.....	26
3.1.2 Dynamická penetrační zkouška (DP).....	27
3.1.2.1 Vývoj dynamické penetrační zkoušky .....	27
3.1.2.2 Druhy zařízení .....	28
3.1.2.3 Pracovní postup zkoušky.....	29
3.1.2.4 Výsledky zkoušky a vyhodnocení.....	30
3.1.2.5 Porovnání DP a SPT zkoušky .....	31
3.2 Statická penetrační zkouška (CPT) .....	31
3.2.1 Vývoj statické penetrační zkoušky.....	32
3.2.2 Druhy penetrometrů .....	33
3.2.3 Pracovní postup .....	34
<b>4 Korelace mezi DP a SPT zkouškou</b> .....	<b>36</b>
4.1 Vysvětlení problematiky .....	36
4.2 Volba korelačního vzorce.....	36
4.3 Korelační vzorec dle MacRobert, Kalumba a Beales.....	38
4.3.1 Úvod .....	38
4.3.2 Popis lokalit.....	38
4.3.2.1 Gope, Central Kalahari Desert, Botswana.....	38
4.3.2.2 Beluluane Industrial Park, Matola, Mosambik.....	39
4.3.2.3 Milnerton, Kapské Město, Jižní Afrika.....	40
4.3.2.4 Parow, Kapské Město, Jižní Afrika.....	41
4.3.2.5 Bellville, Kapské Město, Jižní Afrika .....	41
4.3.2.6 Umdloti, Durban, Jižní Afrika.....	42
4.3.3 Odvození empirického vzorce.....	43
4.3.4 Porovnání korelačních vzorců.....	47

<b>5</b>	<b>Metoda Aoki &amp; Velloso .....</b>	<b>49</b>
5.1	Úvod do problematiky .....	49
5.2	Metoda Aoki & Velloso .....	50
5.3	Únosnost piloty .....	51
5.4	Sedání piloty .....	55
5.4.1	Pružné zkrácení piloty .....	56
5.4.2	Svislá deformace zeminy vlivem stlačení .....	58
5.4.3	Mezní zatěžovací křivka .....	62
5.4.3.1	Metoda Van Der Deen .....	62
5.4.3.2	Určení mezní zatěžovací křivky podle Nelsona Aokiho .....	62
<b>6</b>	<b>Projekt Mini ocelárna ve Strážském .....</b>	<b>64</b>
6.1	Lokalita .....	65
6.2	Geomorfologie a klimatické poměry .....	65
6.3	Geologické poměry .....	66
6.3.1	Všeobecné geologické poměry .....	66
6.3.2	Inženýrskogeologické poměry stavebního objektu SO-050 – Válcovna .....	66
6.4	Hydrogeologické poměry .....	68
6.5	Agresivita podzemní vody .....	69
6.6	Radonový průzkum geologického podloží .....	69
6.7	Tektonika .....	69
6.8	Seismicita .....	70
6.8.1	Historický vývoj seismicity v dané oblasti .....	70
6.8.2	Oblast seismicity .....	70
6.8.3	Klasifikace seismicity .....	70
6.9	Metodika průzkumných prací .....	70
6.9.1	Vrtané sondy .....	71
6.9.2	Dynamické penetrační sondy .....	72
6.10	Návrh pilot .....	72
6.11	Provedení pilot .....	73
<b>7</b>	<b>Výpočet únosnosti a sedání skupiny pilot .....</b>	<b>75</b>
7.1	Výpočtová únosnost osamělé piloty dle ČSN EN 1997-1 .....	75
7.2	Výpočtová únosnost osamělé piloty dle metody Aoki & Velloso .....	85
7.3	Výpočtová únosnost skupiny pilot .....	90
7.3.1	Únosnost skupiny pilot .....	90
7.3.2	Sedání skupiny pilot .....	91
7.3.3	Model v programu GEO5 – Skupina pilot .....	92
<b>8</b>	<b>Numerické modelování .....</b>	<b>95</b>
8.1	Software PLAXIS .....	95
8.2	Postup modelování .....	95



8.3	Rozhraní .....	95
8.4	Geologie .....	96
8.5	Materiálový model .....	96
8.6	Zadávaní konstrukce .....	96
8.7	Zatížení.....	98
8.8	Sít' konečných prvků .....	99
8.9	Fáze výpočtu .....	100
8.10	Výsledky výpočtu.....	101
8.10.1	Sedání skupiny pilot .....	101
8.10.2	Vnitřní síly.....	103
8.10.3	Výsledky výpočtu osamělé piloty .....	104
8.11	Porovnání hodnot .....	107
	<b>Závěr.....</b>	<b>108</b>
	<b>Seznam použitých symbolů a zkratk .....</b>	<b>111</b>
	<b>Seznam použité literatury.....</b>	<b>114</b>
	<b>Internetové stránky .....</b>	<b>116</b>
	<b>Přílohy .....</b>	<b>107</b>
	Příloha č. 1: Záznam dynamické penetrační zkoušky	

## ÚVOD

Od druhé poloviny 20 století začaly být prosazovány empirické metody pro výpočet únosnosti pilot, které tak měly nahrazovat již využívané klasické analytické vzorce. Důvodem je fakt, že většina analytických metod vyžaduje znalost parametrů zemin jako je úhel vnitřního tření  $\phi$  nebo soudržnost  $c$ , které se zjišťují na základě pracných a finančně náročných laboratorních zkoušek. Naopak, empirické metody většinou využívají údaje z polních zkoušek, které v praxi často bývají jediným podkladem pro navrhování základů [DÉCOURT, 2015].

Od svého vzniku se standardní penetrační zkouška (SPT) zkouška stala, a to zejména v rozvojových zemích, klíčovou polní zkouškou dodávající vstupní parametry pro výpočet únosnosti osově zatížených pilot na základě semiempirických metod. Jednoduchost a finanční dostupnost přístrojů této zkoušky jsou hlavními důvody jejího rostoucího a rozsáhlého využívání. SPT je dodnes využívána jako hlavní polní zkouška pro mnoho geotechnických inženýrů a její výstupy jsou používány v různých metodách pro výpočet únosnosti pilot založených na zpětné analýze zatěžovacích zkoušek jako referenční a kalibrační prvky [BEZERRA, 2014].

Cílem této diplomové práce bylo provést rešerši o způsobu navrhování skupiny pilot s podrobnějším zaměřením na návrhy podle EC 1997 a podle semiempirické metody Aoki & Velloso, které se použily pro výpočet reálné skupiny pilot a verifikaci numerickým modelem MKP. Do cílů této diplomové práce také patří popis reálné konstrukce, včetně způsobu provádění a geologických podmínek dané lokality.

Metoda Aoki & Velloso je semiempirická metoda, která vyžaduje jako hlavní vstupní parametr výpočtu, počet úderů stanovených podle standardní penetrační zkoušky (SPT). Jelikož se v ČR tato zkouška nepoužívá, byl vybrán projekt ocelárny SSM Strážské na Slovensku, který je založen na skupinách pilot a jeho geotechnický průzkum obsahuje výsledky z dynamické penetrační zkoušky (DP). Pro získání vstupních parametrů do výpočtu, byla provedena korelace počtu úderů z dynamické penetrační zkoušky (DP) na počet úderů SPT zkoušky.

Teoretická část práce obsahuje rešeršní práci o pilotových základech, skupinách pilot, penetračních zkouškách SPT, CPT a DP, o korelačních vzorcích pro převod počtu úderů z DP na SPT, o metodě Aoki & Velloso a o projektu ocelárny SSM Strážské.

Praktická část obsahuje výpočet únosnosti osamělé piloty a skupiny pilot na základě metody Aoki & Velloso, metody podle Masopusta z knihy „Vrtané piloty“ (1994) a pomocí programů GEO5. Na závěr byl proveden numerický model řešené skupiny pilot pomocí metody konečných prvků (MKP) v softwaru PLAXIS 3D a výsledné porovnání všech výsledků.

# 1 Pilotové základy

Zakládání staveb na pilotách představuje základní a nejrozšířenější metodu hlubinného zakládání průmyslových, obytných a inženýrských staveb u nás i ve světě. Z důvodu vývoje nových technologií ve stavebnictví a vzrůstajícím poptávkám po způsobu založení objektů v náročných geologických a dispozičních podmínkách došlo k významnému rozvoji hlubinných základů. K těm se přistupuje z několika důvodů:

- V případě, že plošné založení je neekonomické: velká spotřeba materiálu, velké hloubky výkopu
- Ve složitých základových poměrech: trvalá hladina podzemní vody, málo únosná půda
- Při zakládání výškových budov: pro zajištění dostatečné tuhosti budovy

Hlavní účel hlubinných základů je tedy přenést veškeré zatížení z vrchní stavby do hlubších a únosnějších vrstev podloží z důvodu nedostatečné únosnosti zeminy v základové spáře nebo z důvodu zvýšené stlačitelnosti zeminy (riziko podemletí vodou). Snižování sedání a jeho rozvoje jsou dalším důležitým přínosem hlubinných základů. [Vaněček, 2011]

## 1.1 Základní rozdělení pilotových základů

Piloty jsou prvkem hlubinného základu s rozsáhlou škálou tvarů, materiálu a proveditelnosti. Systém klasifikace pilot není pevně stanovený, neboť se stále vyvíjejí nové metody pro jejich provádění a modelování. V současnosti již existuje kolem 100 druhů pilot. Je možné je rozdělit podle některých základních parametrů [Vaněček, 2011]:

### a) podle použitého materiálu:

- betonové (železobetonové, předpjaté)
- ocelové
- dřevěné

### b) podle sklonu:

- svislé
- šikmé

### c) podle příčného rozměru:

- mikropiloty (příčný rozměr do 0,15 m, respektive 0,25 m s cementem)
- maloprofilové (příčný rozměr od 0,15 m do 0,6 m)
- velkoprofilové (příčný rozměr nad 0,6 m do 3,0 m)

**d) podle vzájemného statického ovlivnění:**

- osamělé
- skupinové (zohlednění – míra účinnosti, skupinový účinek sedání)

**e) podle způsobu namáhání:**

- tlačené
- tažené
- ohýbané (kombinace tlaku nebo tahu – příčně zatížené)
- namáhané na vzpěr (speciální případy tlačných pilot)

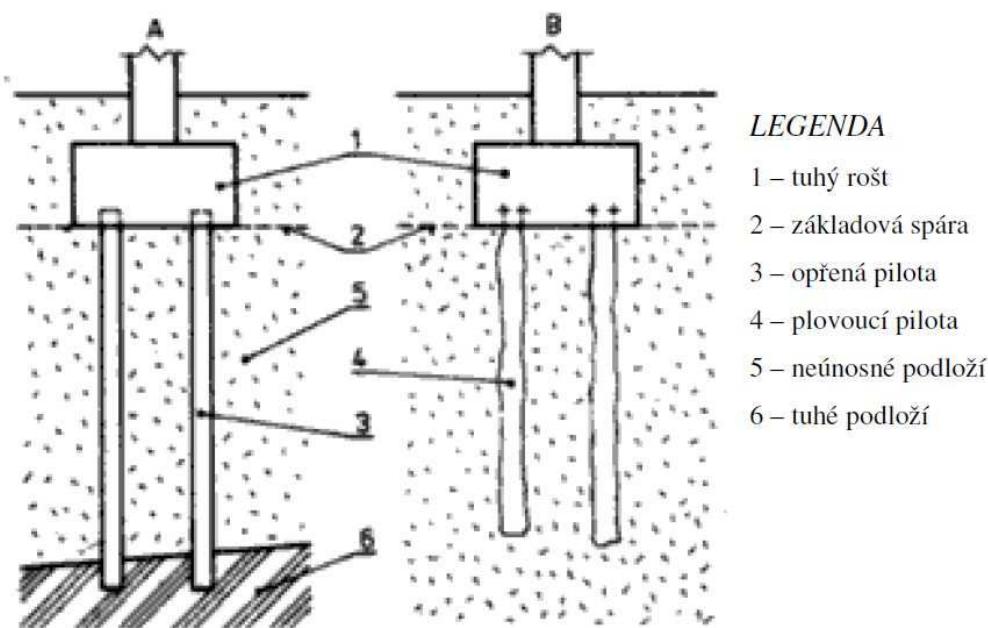
**f) Podle technologie postupu výroby**

- Ražené piloty: zemina z prostoru, kde se pilota nachází, není odtěžena, ale je stlačena do stran a pod patu piloty
- Vrtané piloty: v průběhu provádění budoucí piloty je zemina z vrtu vytěžena
- Maloprofilové a velkopřůměrové piloty: přechodové typy technologií výroby ražených pilot (dřevěné, vyztužené, předpjaté, ocelové, spřažené atp.)

## 1.2 Statické působení pilotových základů

Piloty na rozdíl od plošných základů přenášejí vnější svislé tlakové zatížení nejen patou, ale převážně pláštěm. Podle způsobu přenosu zatížení do základové půdy a vzájemného statického chování podílu těchto dvou složek na celkovou (mezní) únosnost se piloty rozdělují do tří skupin [Vaněček]:

- **opřené** (o únosné skalní podloží) : větší část zatížení přenáší především pata, pokud se prokáže dostatečná čistota povrchu piloty a spolehlivé uložení v celé ploše, pak lze plně využít únosnost ŽB dříku piloty
- **plovoucí**: větší část zatížení přenáší především plášť a únosnost na patě piloty je téměř nulová, posuzují se v málo únosné základové půdě na sedání podle II. GK
- **vetknuté** (do únosnějších vrstev) : platí pro případy pilot ve vrstevnaté zemině, kde o celkové únosnosti rozhoduje jak plášť, tak i pata piloty



Obr. 1 Způsob přenosu zatížení do zeminy: (A) opřená pilota, (B) plovoucí pilota  
[Vaněček]

## 2 Skupiny pilot (citováno podle Masopust 1994 – Vrtané piloty)

V případě extrémně velkých soustředěných zatížení, kdy nevystačíme s návrhem jedné vrtané piloty, jsme nuceni navrhnout více těchto pilot do skupiny, která tvoří jeden statický celek se základovou konstrukcí. Piloty ve skupině jsou v hlavách spojeny patkou nebo deskou, což většinou zajišťuje takovou tuhost systému, že posuny pilot se řídí sedáním, nakloněním, případně vodorovným posunem této patky. Norma ČSN 73 1002 (1988) – Pilotové základy (dnes již neplatná) také definovala nejmenší přípustné vzdálenosti pilot. U maloprofilových pilot byla tato hodnota 2,5.d, u velkop průměrových pak 1,5.d, vždy však nejméně  $d + 0,5$  m, aby se co nejvíce ušetřilo na rozměrech roznášecí patky. Dále je též třeba posoudit jednak protlačení sloupu do patky a jednak protlačení pilot do patky. V souvislosti s návrhem skupiny pilot vzniká otázka jejich vzájemného statického ovlivňování. K tomu dochází teoreticky v případě osových vzdáleností pilot menších než 6.d, tedy vlastně ve všech případech.

Za skupinu pilot se obvykle nepovažuje uspořádání pilot v jedné řadě, např. při obvyklém navrhování pilot pod základovými pásy nosných stěn bytových staveb nebo pod opěrami mostů.

Piloty se obvykle pod základy rozmísťují tak, aby každá pilota byla osově a přibližně stejně zatížena, tzn., že těžiště skupiny pilot by se mělo shodovat s působišťem svislé zatížení  $R$ . Prakticky to ale nelze vždy zajistit především z těchto důvodů:

- zatížení se obvyčejně skládá ze stálého a nahodilého, přičemž složka zatížení nahodilého mění působišťe
- i malá nepřesnost v poloze piloty může způsobit změnu zatížení do jednotlivých pilot až o několik desítek procent

Je-li výslednice vnějšího zatížení šikmá vzhledem k ose pilot, vzniká též vodorovná složka zatížení, která namáhá piloty ve skupině vodorovnou silou. Velkop průměrové vrtané piloty se obvyčejně nenavrhují jako šikmé, i když šikmost do sklonu zhruba 1:8 lze běžně zajistit. Ta je však s ohledem na působící vodorovné síly stejně většinou nedostatečná a navíc piloty jsou schopny přenášet značná příčná zatížení.

## 2.1 Únosnost skupiny pilot

V případě centricky zatížené skupiny pilot opřených o skalní podloží nebo vetknutých do poloskalního podloží a do ulehlých písků či štěrků je výpočtová únosnost skupiny pilot dána součtem únosností jednotlivých pilot. Sedání této skupiny není většinou třeba zvláště posuzovat a je zhruba stejné, jako je sedání piloty osamělé. Výpočtová únosnost centricky zatížené skupiny pilot vetknuté do soudržných zemin se stanoví jako součet únosností jednotlivých pilot nebo jako únosnost zemního tělesa opsaného skupině pilot (obr. 2.1). Únosnost tohoto zemního tělesa tvaru hranolu s obdélníkovou podstavou  $b_x \times b_y$  je dána vztahem [Fine]:

$$R_g = 2 \cdot l \cdot (b_x + b_y) \cdot c_{us} + N_{cg} \cdot c_{ub} \cdot b_x \cdot b_y \quad (2.1)$$

kde:

$l$  délka pilot

$b_x$  menší rozměr podstavy zemního tělesa ve tvaru hranolu

$b_y$  větší rozměr podstavy zemního tělesa ve tvaru hranolu

$c_{us}$  průměrná totální soudržnost zeminy podél dříků pilot ( $\varphi_u \approx 0$ )

$c_{ub}$  totální soudržnost zeminy v patách pilot

$N_{cg}$  součinitel únosnosti pro skupinu pilot v soudržné zemině

Součinitel únosnosti pro skupinu pilot v soudržné zemině je závislý na poměru délky pilot ku menšímu rozměru podstavy zemního tělesa ve tvaru hranolu.

Pro podmínku  $l/b_x \leq 2,5$  platí:

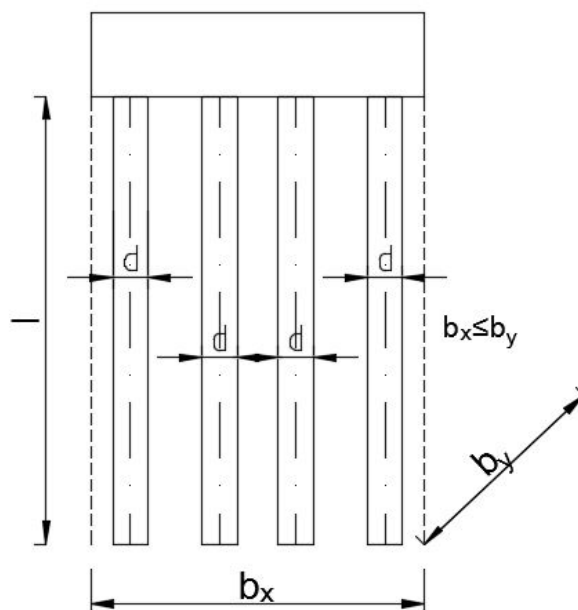
$$N_{cg} = 5 \cdot \left[ \left( 1 + 0,2 \cdot \frac{b_x}{b_y} \right) \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot \frac{l}{b_x} \right) \right] \quad (2.2)$$

Pro podmínku  $l/b_x > 2,5$  platí:

$$N_{cg} = 7,5 \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot \frac{b_x}{b_y} \right) \quad (2.3)$$

**Poznámka:** Zemní těleso představuje hranol, jehož podstavu tvoří rovina vedená patami pilot a jeho stěny jsou svislé roviny, ležící ve vzdálenosti jednoho průměru piloty vně od os krajních řad pilot. Zemní blok, do něhož se vnáší celkové zatížení pilotové skupiny, odporuje smykem podél stěn - plášťovým třením a dále únosností svojí podstavy – paty [Fine].

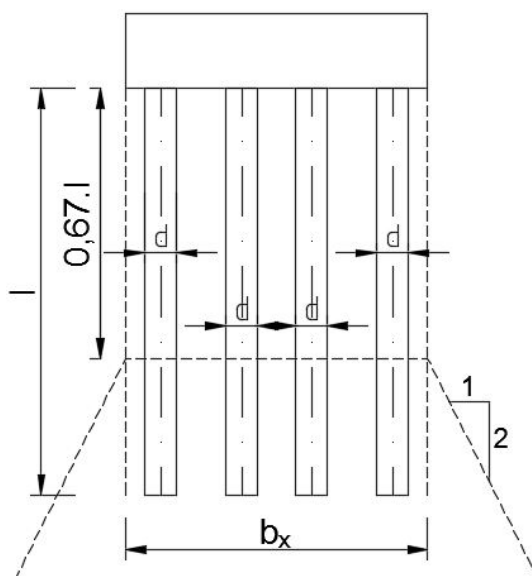




Obr. 2.1 Pilotová skupina: Schéma pro výpočet únosnosti

## 2.2 Sedání skupiny pilot

Sedání skupiny pilot vetknutých do soudržných zemin lze spočítat jako sedání fiktivního plošného základu v hloubce  $0,67 \cdot l$  ( $l$  je délka pilot) ve smyslu ČSN 73 1101 (dnes již neplatná), přičemž se do výpočtu zahrne vliv hloubky založení a vliv mocnosti deformační zóny.



Obr. 2.2 Statické schéma pro výpočet sedání pilotové skupiny

Jedná-li se o čtvercovou skupinu  $n$  pilot spojených v hlavách tuhou deskou, lze stanovit podle metody Poulouse sednutí pilotové skupiny  $s_s$  jako  $\zeta$  násobek sednutí  $s_0$  osamělé piloty za předpokladu, že piloty přenáší shodnou sílu. Předně je třeba stanovit součinitel tuhosti  $K_s$  dle vzorce:

$$K_s = \frac{E_b \cdot A_p}{\bar{E}_s \cdot A} \quad (2.4)$$

kde:

$E_b$  modul deformace (pružnosti) betonu piloty

$\bar{E}_s$  průměrný sečnový modul deformace zeminy podél piloty

$A_p$  plocha průřezu piloty

$A = B^2/n$ , kde:

$n$  počet pilot ve skupině

$B^2$  plocha čtverce opisujícího skupinu pilot v úrovni jejich pat

Poté co se stanoví součinitel tuhosti  $K_s$ , je možné zjistit faktor skupinového účinku  $\zeta$  na základě tabulky 2.1. Tabulka platí pro skupiny pilot vetknutých do únosných vrstev zeminy, kde působící síla na plášti nepřevyšuje sílu v patě. Pro skupiny pilot opřené o málo stlačitelné podloží stanovujeme součinitel účinku  $\zeta$  na základě tabulky 2.2, přičemž v rovnici 2.4 uvažujeme  $\bar{E}_s$  jako  $E_s$  horniny pod patami pilot.

Tab. 2.1 Faktor skupinového účinku  $\zeta$  pro sedání čtvercové skupiny pilot vetknutých do únosné zeminy podle Poulouse [POULOS, MATTES, 1977]

n		2 <sup>2</sup>			3 <sup>2</sup>			4 <sup>2</sup>			5 <sup>2</sup>		
l/d	a/d \ K <sub>s</sub>	100	1000	∞	100	1000	∞	100	1000	∞	100	1000	∞
10	2	2,25	2,54	2,52	3,80	4,42	4,48	5,49	6,40	6,53	7,20	8,48	8,68
	5	1,73	1,88	1,90	2,49	2,82	2,85	3,25	3,74	3,82	3,98	4,70	4,75
25	2	2,14	2,65	2,87	3,64	4,84	5,29	5,38	7,44	8,10	7,25	10,28	11,25
	5	1,74	2,09	2,19	2,61	3,48	3,74	3,54	4,96	5,34	4,48	6,50	7,03
100	2	2,31	2,26	3,16	4,05	4,11	6,15	6,14	6,50	9,92	8,40	9,25	14,35
	5	1,88	2,01	2,64	2,94	3,33	4,87	4,05	4,98	7,54	5,18	6,75	10,55

Tab. 2.2 Faktor skupinového účinku  $\zeta$  pro sedání čtvercové skupiny pilot opřených o nestlačitelné podloží podle Poulouse [POULOS, MATTES, 1977]

n		2 <sup>2</sup>			3 <sup>2</sup>			4 <sup>2</sup>			5 <sup>2</sup>		
l/d	a/d \ K <sub>s</sub>	100	1000	∞	100	1000	∞	100	1000	∞	100	1000	∞
10	2	1,14	1,00	1,00	1,31	1,00	1,00	1,49	1,00	1,00	1,63	1,00	1,00
	5	1,08	1,00	1,00	1,12	1,02	1,00	1,14	1,02	1,00	1,15	1,03	1,00
25	2	1,62	1,05	1,00	2,57	1,16	1,00	3,28	1,33	1,00	4,13	1,50	1,00
	5	1,36	1,08	1,00	1,70	1,16	1,00	2,00	1,23	1,00	2,23	1,28	1,00
100	2	2,26	1,81	1,00	3,95	3,04	1,00	5,89	4,61	1,00	7,93	6,40	1,00
	5	1,84	1,67	1,00	2,77	2,52	1,00	3,74	3,47	1,00	4,68	4,45	1,00

V obou tabulkách je značeno:

$l$  délka pilot

$d$  průměr piloty

$a$  osová vzdálenost pilot ve skupině

$n$  typ čtvercové skupiny

$K_s$  součinitel tuhosti skupiny pilot

### 3 Penetrační zkoušky

Penetrační metody, ať už dynamické nebo statické, jsou založeny na principu zatlačování (nebo zarážení) normového hrotu do zemního prostředí za současného měření odporu prostředí proti vniku hrotu. Z důvodu jejich způsobu provádění, jsou tyto metody vhodné pouze pro zeminy či nejvýše poloskalní horniny. Penetrační zkoušky zemin a obecně polní zkoušky zemin mají oproti laboratorním zkouškám řadu výhod. Zeminy jsou zkoušeny ve svém přirozeném prostředí, což umožňuje zahrnout do výpočtů chování celého zemního masivu. Kromě toho jsou oproti laboratorním zkouškám finančně dostupnější a přináší okamžité výsledky. [ČSN EN ISO 22476-2]

Penetrační zkoušky mají významné uplatnění především pro návrh pilotových základů. Je možné stanovit různé podobnostní vztahy mezi pilotou a penetračním hrotem pro výpočet únosnosti piloty a také usoudit na chování pilot při jejich realizaci (např. dynamickou zkouškou lze připodobnit k provádění beraněných pilot). Navíc je, podle současných platných evropských norem, možné navrhnout pilotové základy přímo z výsledků penetračních zkoušek. [ČERNÝ, 2015]

V této diplomové práci budou rozebrány tři druhy penetračních metod, které jsou při použití s přímými průzkumnými metodami neocenitelným doplňkem pro provádění geotechnického průzkumu (GTP) a návrhu pilotových základů. Jedná se o dynamickou penetrační zkoušku (DP), standardní penetrační zkoušku (SPT) a statickou penetrační zkoušku (CPT).

#### 3.1 Dynamické penetrační zkoušky

Dynamické penetrační zkoušky patří k nejstarším geotechnickým polním zkouškám a byly vytvořeny pro zjišťování mechanických vlastností zemin a pro navrhování základových konstrukcí, obzvláště pro návrh prefabrikovaných pilotových základů, protože způsob jejich provádění je analogický s prováděním dynamických penetračních zkoušek. [SPAGNOLI, 2007]

Statická penetrační zkouška se liší od dynamické penetrace metodou vhánění sondovacího soutyčí do zeminy. Zatím co první zkouška zatlačuje hrot do zeminy penetrační soupravou při konstantní rychlosti, druhá zkouška zaráží soutyčí s hrotem do zeminy za

pomocí padajícího závaží. Odpor zeminy se tudíž určuje počtem úderů na vniknutí do zeminy o určitou délku. [KOUDELA, 2016]

Z literatury je známo, že existuje velké množství zarážecích přístrojů, hrotů a způsobů jak provádět dynamické penetrace. V této diplomové práci budou popsány dvě nejznámější dynamické penetrační zkoušky: Standardní penetrační zkouška (SPT – standard penetration test) a dynamická penetrační zkouška (DP – dynamic probing test).

Mezi zmíněnými dynamickými penetracemi je světově nejpoužívanější SPT zkouška. Tento fakt byl způsoben především odbornou publikací od Terzaghiho a Pecka „Soil Mechanics in Engineering Practice (1948)“, která představovala první SPT korelaci, což vedlo k velkému množství výzkumů, ve kterých se testovaly SPT zkoušky a následně se vytvářely empirické vztahy [BROMS, FLODIN, 1988]. Nicméně, popularita DP zkoušky v poslední době vzrostla, neboť je založena na podobném principu jako SPT a zároveň je jednoduchá a levná [WARREN, 2007]. Podrobný popis a porovnání těchto zkoušek je uveden dále.

### 3.1.1 Standardní penetrační zkouška (SPT)

**Standardní penetrační zkouška** (Standard Penetration Test – **SPT**) je uznávaná jako jedna z nejpobulárnějších, nejběžnějších a nejekonomičtějších polních zkoušek na celém světě. Na základě získaných údajů je možné určit konzistenci jemnozrnných zemin, ulehlost nesoudržných zemin či únosnost zkoušených hornin. Běžné metody navrhování základových konstrukcí využívají výsledky SPT zkoušek a to zejména v Jižní Americe [SCHNAID, 2000].

Zkouška umožňuje zjistit mechanické vlastnosti zemin a hornin na základě odporu na hrotu  $q_u$ , který se určí z počtu úderů  $N$  nutných pro zaražení normovaného hrotu o délce 30 cm pomocí beranu hmotnosti 63,5 kg, který padá z výšky 76 cm. Zkouška se provádí v průběhu jádrového vrtání, ve zvolené hloubce po vytěžení vrtného jádra. [ČERNÝ, 2015]

Kromě toho, že vykazuje běžné výsledky dynamických penetračních zkoušek (jako např. penetrační odpor), SPT zkouška také slouží částečně jako prostředek geotechnického průzkumu, neboť umožňuje odběr vzorků zemin pro laboratorní zkoušky a určit hladinu podzemní vody. Penetrace může být pod hladinou vody a, přesto, že je určena zejména pro hrubozrnné zeminy, vykazuje dobré výsledky i v prostředí jemnozrnných zemin nebo poloskalních horninách. [SCHNAID, 2000].

Shrnuto, výhody SPT zkoušky jsou:

- odebírání vzorků zemin

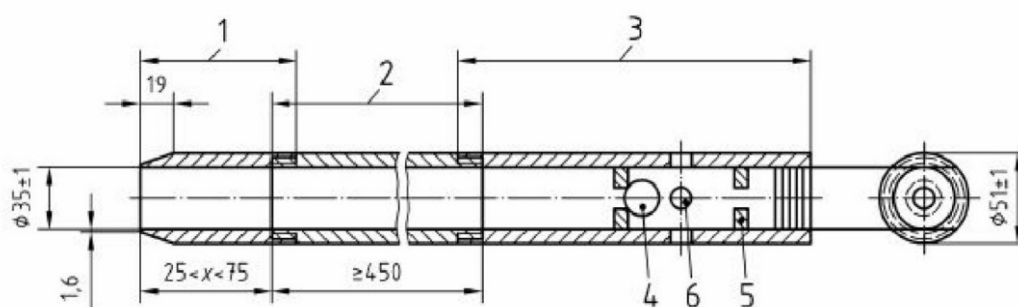
- uspořádání vrstev dané lokality
- určení penetračního odporu v každém intervalu hloubky penetrace
- identifikace hladiny podzemní vody
- jednoduchost zařízení
- nízké náklady a pořizovací cena

Zmíněná metoda, i přes veškeré její výhody, se v ČR téměř nepoužívá, což autor této práce považuje za velký nedostatek v geotechnické sféře a doporučuje znovu „oživit“ SPT jako velice rychlou a jednoduchou polní zkoušku s kvalitními výsledky.

### 3.1.1.1 Vývoj standardní penetrační zkoušky

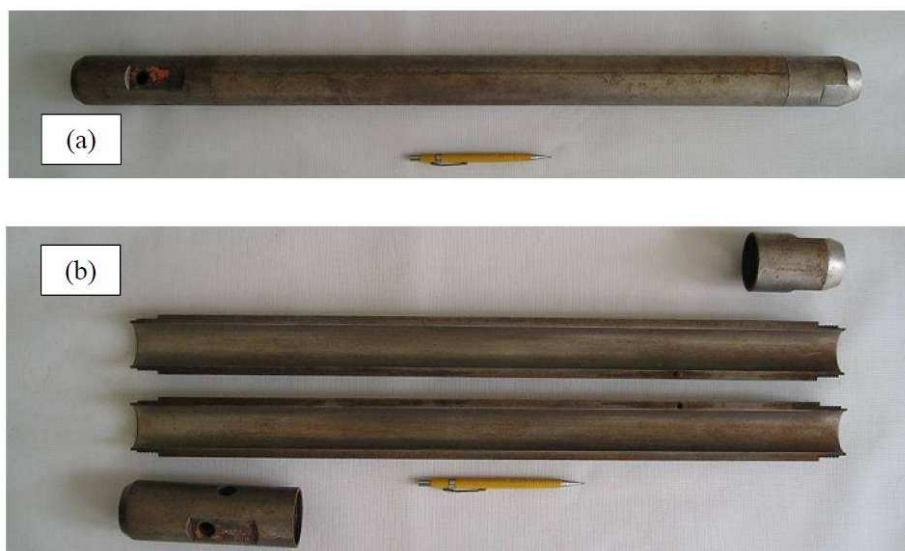
Metoda měla svoji první zmínku kolem roku 1902 v článku napsaném inženýrem Charles R. Gow z Francie, jehož cílem bylo informovat o zlepšení procesu identifikace podloží pro geotechnické účely. Charles R. Gow vyvinul a zavedl první odběrný přístroj s průměrem 1 palce (25,4 mm) a délkou 12 palců (300 mm) se skoseným koncem, který byl dynamicky zarážen do zeminy pomocí 50 kg váhou.

V roce 1927 inženýři L. Hart & F. A. Fletcher ze společnosti Gow Co., dceřiné společnosti Raymond Beton Pile Co. (Spojené státy americké), sestrojili trubkový odběrný přístroj s vnějším průměrem 51 mm a vnitřním 35 mm složený z 3 částí (břítová část, pouzdro a spojník) přišroubovaných k sobě (viz obr. 3.1) a s označením jako typ Raymond. Tělo odběrného přístroje bylo možné podélně rozebrat na dvě poloviny, což umožňovalo vizualizaci vzorku půdy a její vyjmutí (viz obr. 3.2) [ROGERS, 2009]



Obr. 3.1 Odběrný přístroj typu Raymond [ČSN EN ISO 22476-3]

Legenda: 1 – Břítová část, 2- dělené pouzdro, 3- spojník, 4- zpětný ventil, 5- zarážka koule, 6- odvzdušňovací otvor,  $x$ - délka břítové části



Obr. 3.2 Odběrný přístroj typu Raymond: a- zavřený, b- otevřený [BEZERRA, 2014]

H. A. Mohr, představil v roce 1930 techniku pro využívání odběrného přístroje pomocí 63,5 kg beranu, který padal z výšky 76,2 cm a společně s ing. Gordonem F. A. Fletcherem představili první specifikace penetrační metody, které se používají dodnes: NSPT byl počet úderů potřebný k dosažení penetrace odběrného přístroje do zeminy, resp. horniny do hloubky 30 cm po počáteční penetraci (která se uvažuje 15 cm), tak jako je tomu i v dnešní době.

V roce 1948 byla popsána metoda SPT v klasické knize “Soil Mechanics in Engineering Practice” od ing. Karla Terzaghiho a ing. Ralpha Pecka, což zařadilo SPT mezi světově nejpraktikovanější penetrační metody [Tsutsumi, 2000].

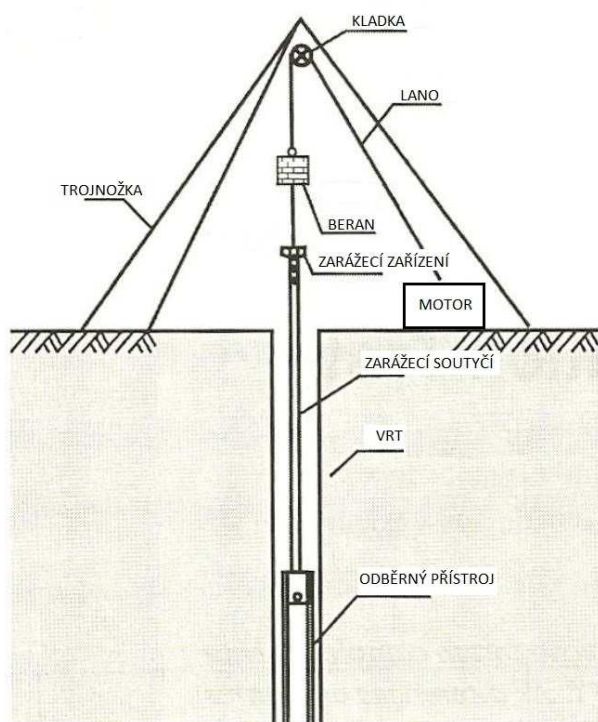
### 3.1.1.2 Pracovní postup

Nejprve je nutné provést vrt do požadované zkušební hloubky a zajistit čisté a nepoškozené dno vrtu. Jestliže použijeme pažení pro provedení vrtu, nesmíme ho zarazit pod úroveň, ve které začíná penetrační zkouška. Při zkoušení pod hladinou podzemní vody (dále HPV) je nutné dbát na vyloučení průsaku vody dnem vrtu, aby nedocházelo k sufózi. Z tohoto důvodu se ve vrtu udržuje HPV ve vrstvě s nejvyšším potenciálem vodního tlaku a to i v průběhu vytahování.

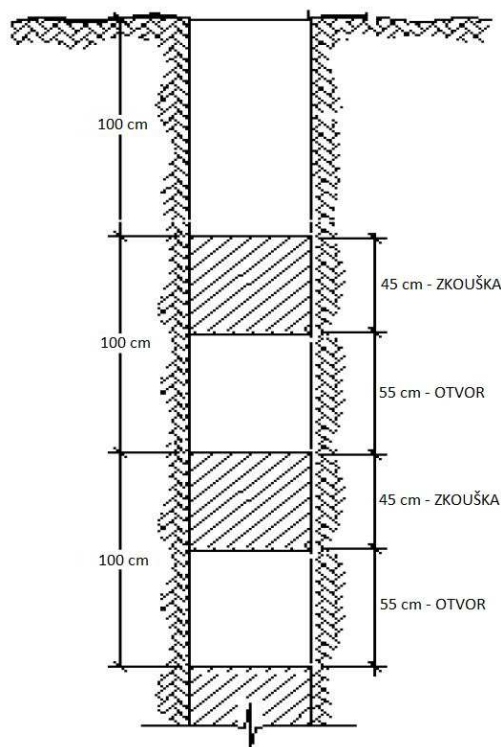
Poté co je vrt připraven ke zkoušení se vpustí do jeho dna odběrný přístroj se zarážecím soutyčím, které se následně připojí na zarážecí zařízení. Odběrný přístroj se nejprve musí zarazit do počáteční hloubky 150 mm pomocí volného pádu beranu o hmotnosti 63,5 kg z výšky 760 mm a musí se zaznamenat počet úderů (N<sub>0</sub>) nutný pro dosažení této

hloubky (obr. 3.3). Následně se odběrný přístroj zaráží samým způsobem do hloubky 300 mm po 150 mm úsecích. Po dosažení každého úseku se zaznamená potřebný počet úderů ( $N_n$ ). Zdvihání beranu probíhá buď mechanicky (za pomoci motorového stroje) nebo manuálně (za pomoci lidské síly) [ČSN EN ISO 22476-2].

Zkouška se běžně provádí po 55 cm, to znamená že, na každém metru vrtu je v prvních 45 cm provedena zkouška a ve zbylých 55 cm se zanedbává. Tento postup je popsán níže na obr. 3.4 [FERREIRA, QUIRINO, SOARES, 2013].



Obr.3.3 Zařízení pro zkoušku SPT  
[SCHNAID,2000]



Obr. 3.4 postup prací při zkoušce SPT  
[FERREIRA, QUIRINO, SOARES, 2013]

Celkový počet úderů  $N$  potřebných k penetraci 300 mm vrstvy po počátečním zaražení je nazýván penetračním odporem dané vrstvy a je dán následujícím vzorcem:

$$N = N_n + N_{n+1} \quad [-] \quad (3.1)$$

kde:

$N_n$  počet úderů nutných pro zaražení do hloubky 150 mm od počátečního zaražení

$N_{n+1}$  počet úderů nutných pro zaražení do hloubky 300 mm od počátečního zaražení

Dá se tedy říci, že v každé zkoušené penetrační hloubce 450 mm, která je rozdělena na 3 úseky po 150 mm, se zaznamenávají hodnoty počtu úderů pouze na posledních dvou úsecích.

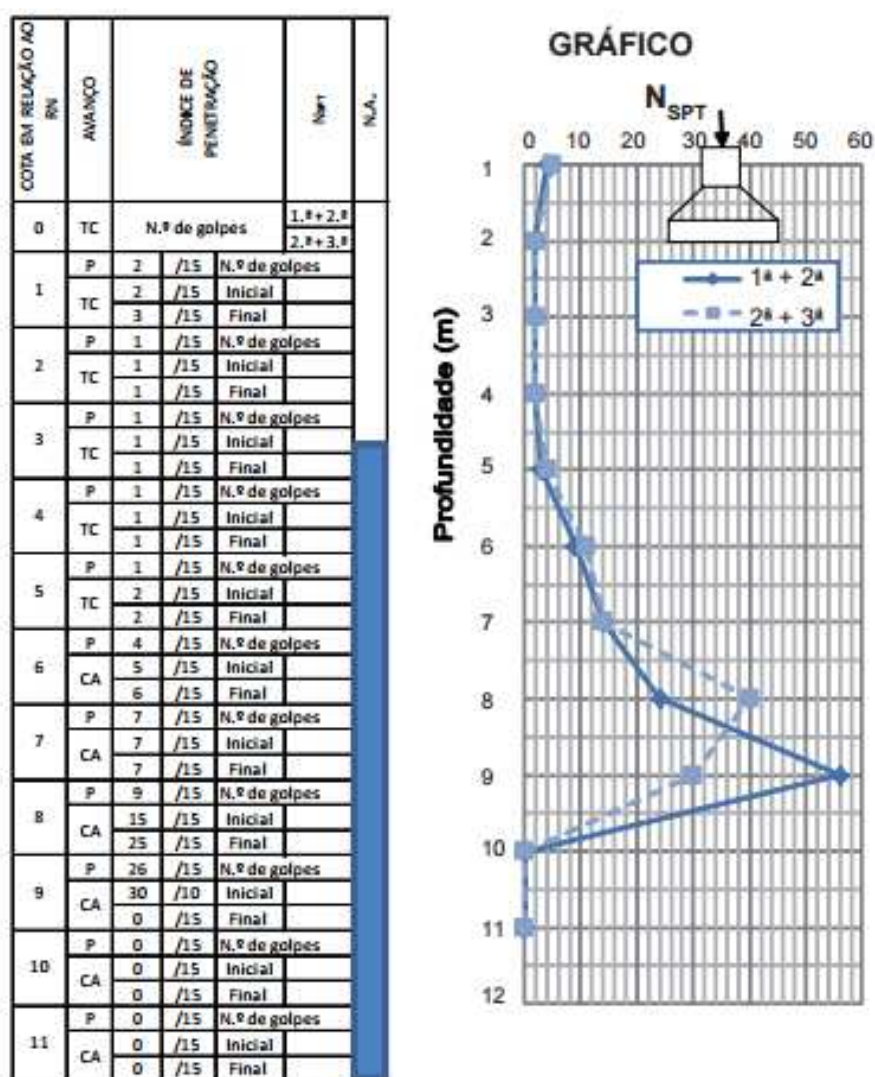


Pokud se odběrný přístroj, při počátečním zaražení, zatlačí do zeminy po úroveň ventilu a více, tak se dané zatlačení nezapočítává do počátečního zaražení a tato informace musí být zapsána do závěrečného protokolu.

Jestliže je dosažena celková potřebná hloubka (tj. 450 mm) nebo je dosažen celkový počet úderů 50 ( $N=50$ ), zkouška může být ukončena. V tvrdých zeminách a poloskalních horninách může být celkový počet úderů navýšen na 100 ( $N=100$ ). [ČSN EN ISO 22476-3]

Součástí penetrační zkoušky je také odebrání porušených zkušebních vzorků pro pojmenování a popis zkoušených vrstev.

Výsledkem standardní penetrační zkoušky je průběh odporu zeminy vůči odběrnému přístroji, podél celé délky vrtu, znázorněný grafem (viz obr. 3.5).



Obr. 3.5 Záznam Standardní penetrační zkoušky [Canal do engenheiro]

## 3.1.1.3 Opravné faktory

Hodnoty  $N$  se mohou měnit v závislosti na zkušebních přístrojích, na způsobu provádění a také na geotechnických podmínkách. Proto se používají opravné faktory, které tyto odchylky znatelně eliminují. Podle ČSN EN ISO 22476-3 se v pískách mají zohledňovat následující opravné faktory:

- Faktor energie předané zaráženímu soutyčí
- Faktor ztráty energie vlivem délky soutyčí
- Faktor vlivu tíhy nadloží v pískách

Při využití všech těchto opravných faktorů, je možné vyjádřit opravený počet úderů následujícím vzorcem:

$$N_{60} = \frac{E_r}{60} \cdot \lambda \cdot C_N \cdot N \quad (3.2)$$

kde:

$N_{60}$  opravený počet úderů při uvažování energetického poměru  $E_r=60\%$  [-]

$E_r$  energetický poměr [%]

$\lambda$  opravný faktor pro energetické ztráty vlivem délky tyče v pískách [-]

$C$  opravný faktor pro svislé napětí vlivem tíhy nadloží zeminy v pískách [-]

$N$  skutečný počet úderů ze zkoušky SPT [-]

Energetický poměr ( $E_r$ ) je poměr, vyjádřený v procentech, mezi skutečně předanou energií beranem na zarážecí tyče ( $E_{meas}$ ) a teoretickou energií volného pádu beranu ( $E_{theor}$ ). V ČR se pro všeobecný návrh běžně uvažuje referenční energetický poměr  $E_r=60\%$ . V tabulce 3.1 jsou uvedeny hodnoty energetického poměru v různých zemích a jejich příslušný typ zarážecího zařízení [ČSN P ENV 1997-3].

Tab. 3.1 [ČSN P ENV 1997-3]

Země	Beránek	Způsob uvolnění	$E_r$ (%)	$E_r / 60$
Severní a Jižní Amerika	prstencové závaží	2 otáčky lana	45	0,75
	bezpečnostní beránek	2 otáčky lana	55	0,92
	automatický beránek	odpadák	55 až 80	0,92 až 1,38
Japonsko	prstencové závaží	2 otáčky lana	65	1,08
	prstencové závaží	automatický odpadák	75	1,3
Čína	prstencové závaží	2 otáčky lana	50	0,83
	automatický beránek	odpadák	70	1,0
Spojené království	bezpečnostní beránek	2 otáčky lana	50	0,83
	automatický beránek	odpadák	60	1,0
Itálie	prstencové závaží	odpadák	65	1,08

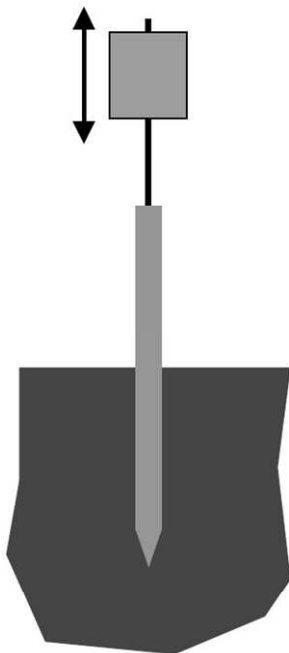
### 3.1.2 Dynamická penetrační zkouška (DP)

**Dynamická penetrační zkouška** (dynamic probing test - **DP**) stanovuje odpor zemin a poloskálních hornin proti vnikání kužele za pomoci beranu o známé hmotnosti, který padá při konstantní výšce. Počet úderů nutný k zaražení kužele do stanovené hloubky následně definuje penetrační odpor (viz obr. 3.6). Podrobnosti k provádění zkoušky upravuje ČSN EN ISO 22476-2.

DP zkouška má stejnou filozofii jako SPT zkoušky. Její základní rozdíl oproti statické penetrační zkoušce je využívání kuželového hrotu pro penetraci místo odběrného přístroje a fakt, že zkouška se provádí kontinuálně [Universidade de Aveiro].

#### 3.1.2.1 Vývoj dynamické penetrační zkoušky

Kořeny této zkoušky vznikaly společně se statickou penetrační zkouškou, která je podrobně popsána v předchozí podkapitole. S postupem vývoje penetračních hrotů a zařízení se začaly objevovat normy a doporučení, které je popisovaly. Jednou z prvních světově využívaných norem pro dynamickou penetraci byla německá norma DIN 4094 (1974), která popisovala 6 druhů přístrojů pro penetrační zkoušku. Největší z těchto přístrojů byl SRS15 (viz obr 3.7), který přibližně odpovídal dnešní těžké dynamické penetraci (HDP). [New Civil Engineer]



Obr. 3.6 Schéma DP zkoušky  
[Técnico Lisboa]



Obr. 3.7 Dynamický penetrometr SRS 15  
[KONDOLF, BATALLA 2005]

V roce 1977 byly podle ISSMFEE standardizovány 4 druhy přístrojů pro provádění DP zkoušek: lehké, střední, těžké a velmi těžké. Zmíněné rozdělení se dodnes používá [New Civil Engineer]. Dnešní platná norma v ČR, která upravuje dynamické penetrační zkoušky je ČSN EN ISO 22476 – 2.

### 3.1.2.2 Druhy zařízení

Podle tíhy břemene a dalších parametrů rozlišujeme DP na 4 druhy:

- Lehká dynamická penetrace (Dynamic probing light – **DPL**)
- Střední dynamická penetrace (Dynamic probing medium – **DPM**)
- Těžká dynamická penetrace (Dynamic probing heavy – **DPH**)
- Velmi těžká dynamická penetrace (Dynamic probing super heavy – **DPSH**)

Lehká zařízení (hmotnost břemene = 10 kg) se dají přenášet ručně a tudíž mají výhodu možnosti přepravy na těžce dostupná místa. Zařízení pro DPM (hmotnost břemene = 30 kg) je o něco těžší a obvykle se převáží vozíkem. DPH (hmotnost břemene = 50 kg) a DPSH (hmotnost břemene = 62,5 kg) mají vlastní kola a pásy a většinou jsou kombinované s jiným zařízením jako např. statickou penetrační zkouškou nebo rotačními vrtačkami. [SALÁK, 2006]

DP zkoušku dále rozlišujeme podle geometrie kuželové koncovky, délky a průměru zarážecího soutyčí a rychlosti zarážení hrotu do zeminy. Podrobné charakteristiky zařízení pro dynamickou penetrační zkoušku podle popisuje následující tabulka 3.2.

Tab. 3.2 Rozměry a hmotnosti pro čtyři typy přístrojů na dynamickou penetraci [ČSN EN ISO 22476-2].

Přístroj na dynamickou penetraci	Značka	Jednotky	DPL (lehká)	DPM (střední)	DPH (těžká)	DPSH (velmi těžká)	
						DPSH - A	DPSH - B
Zarážecí zařízení							
hmotnost beranu, nového	<i>m</i>	kg	10 ± 0,1	30 ± 0,3	50 ± 0,5	63,5 ± 0,5	63,5 ± 0,5
výška pádu	<i>h</i>	mm	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	750 ± 20
Kovadlina							
průměr	<i>d</i>	mm	50 < <i>d</i> < <i>D<sub>h</sub></i> <sup>a</sup>	50 < <i>d</i> < <i>D<sub>h</sub></i> <sup>a</sup>	50 < <i>d</i> < 0,5 <i>D<sub>h</sub></i> <sup>a</sup>	50 < <i>d</i> < 0,5 <i>D<sub>h</sub></i>	50 < <i>d</i> < 0,5 <i>D<sub>h</sub></i> <sup>a</sup>
hmotnost (max.) (včetně vodící tyče)	<i>m</i>	kg	6	18	18	18	30
90° Kužel							
jmenovitá plocha základny	<i>A</i>	cm <sup>2</sup>	10	15	15	16	20
průměr základny, nové	<i>D</i>	mm	35,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	45,0 ± 0,3	50,5 ± 0,5
průměr základny, opotřebované (min.)		mm	34	42	42	43	49
délka pláště (mm)	<i>L</i>	mm	35,7 ± 1	43,7 ± 1	43,7 ± 1	90,0 ± 2 <sup>b</sup>	51 ± 2
délka hrotu kužele		mm	17,9 ± 0,1	21,9 ± 0,1	21,9 ± 0,1	22,5 ± 0,1	25,3 ± 0,4
max. dovolené opotřebování hrotu		mm	3	4	4	5	5
Zarážecí soutyčí <sup>c</sup>							
hmotnost (max.)	<i>m</i>	kg/m	3	6	6	6	8
průměr OD (max.)	<i>d<sub>i</sub></i>	mm	22	32	32	32	35
odchylka tyče <sup>d</sup>							
nejnižších 5 m		%	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
zbytek		%	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Měrná práce za úder	$\frac{mgh}{A}$ $E_n$	kJ/m <sup>2</sup>	50	100	167	194	238
<sup>a</sup> <i>D<sub>h</sub></i> průměr beranu, v případě čtvercového tvaru se za shodný s průměrem uvažuje menší rozměr beranu.							
<sup>b</sup> pouze pro kužel na ztraceno							
<sup>c</sup> maximální délka tyče nesmí překročit 2 m							
<sup>d</sup> odchylka tyče od svislice							
POZNÁMKA Udané tolerance jsou tolerance výrobní.							

## 3.1.2.3 Pracovní postup zkoušky

Dynamická penetrační zkouška probíhá zarážením soutyčí do země, které musí být ve vertikální poloze, aby nedocházelo k jejímu ohybu. Zarážení se provádí pomocí padajícího beranu, jehož hmotnost a výška pádu jsou stanoveny podle normy ČSN EN ISO 22476 – 2. Rychlost úderů beranu na soutyčí se má pohybovat v rozmezí 15 až 30 úderů za minutu. Na každých 100 mm penetrace se zaznamenává počet úderů, který se následně značí jako *N<sub>10</sub>*. Plášťové tření tyčí o zeminu může mít velký vliv na výsledný počet úderů. Tento jev se dá redukovat pootáčením soutyčí, což se běžně provádí po každém dosaženém metru nebo po

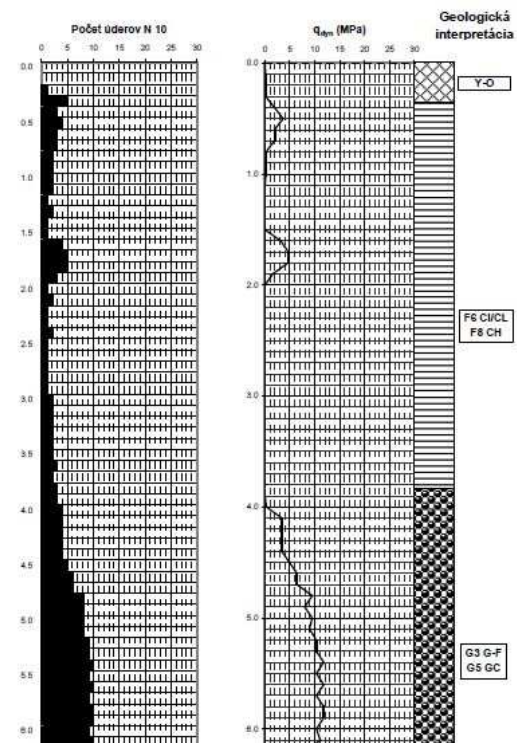
dosažení 50 úderů. Soutyčí se pootáčí o 1,5 otáčky nebo dokud není dosaženo maximálního kroutícího momentu, který je měřen pákovým dynamometrem nebo běžným momentovým klíčem. Kroutící moment následně používáme pro redukování počtu úderů  $N_{10}$ . Zkouška se běžně ukončuje při překročení hodnoty  $N_{10}=50$  nebo při dosažení požadované hloubky. [SALÁK, 2006]

### 3.1.2.4 Výsledky zkoušky a vyhodnocení

Výsledkem zkoušky je graf, který kontinuálně udává počet úderů v závislosti na hloubce. Kromě toho nám zkouška ještě udává kroutící moment, který je běžně zaznamenáván po 1m úsecích. Výsledný graf DP zkoušky je zobrazen na obrázku 3.8.

#### Záznam dynamickej penetračnej skúšky

Názov zakázky: Oceliarne Strážske										
Odberateľ: PROMT s.r.o. Robotnícka 1A, Martin 036 01										
Sonda číslo: DP-1										
Dátum skúšky: 22/06/2007										
Operátori: Tomeček, Pétery										
Vyhodnotil: Mgr. Juraj Soták										
Typ penetračnej súpravy: GEOTOOL GTR 780										
Tiaž baranidla Q (kN):	0,63kN $N_{10} = N_{10} - 0,025 \cdot M_v$ Oprava na $M_v$									
Výška pádu baranidla h (m):	0,75m $N_{10} = 1,2 \times N_{10} + 4,5$ Oprava na h.p.v.									
Priemerná plocha hrotu A (m <sup>2</sup> ):	0,0015m <sup>2</sup> $q_{dyn} = Q^2 / N \cdot A \cdot s \cdot (Q+q)$									
Vrcholový uhol hrotu :	90° Hĺbka hladiny podz.vody - 4,0m p.t.									
Tiaž jednej tyče:	0,063kN s - zrazenie hrotu 1 úderom									
Tiaž hrotu:	0,0032kN s - zrazenie hrotu 1 úderom									
Frekvencia úderov baranidla:	15/min Tiaž kovadliny: 0,04kN									
<b>Hĺbka v cm</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>30</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>60</b>	<b>70</b>	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>100</b>
$N_{10}$	0	1	5	3	4	3	3	2	2	2
M(N.m)	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74
$N_{max}$	-1,6	-0,9	3,2	1,2	2,2	1,2	1,2	0,2	0,2	0,2
$N_{min}$	0,1	0,1	0,1	1,2	2,2	1,2	1,2	0,2	0,2	0,2
$q_{dyn}$ (MPa)	0,2	0,2	0,2	2,0	3,7	2,0	2,0	0,3	0,3	0,3
Uľahnutosť	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$E_{dyn}$ (MPa)	-	-	-	-	18,3	9,8	9,8	1,3	1,3	1,3
<b>Hĺbka v cm</b>	<b>110</b>	<b>120</b>	<b>130</b>	<b>140</b>	<b>150</b>	<b>160</b>	<b>170</b>	<b>180</b>	<b>190</b>	<b>200</b>
$N_{10}$	2	1	2	1	1	4	5	5	3	1
M(N.m)	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
$N_{max}$	0,0	-1,0	0,0	-1,0	-1,0	2,0	3,0	3,0	1,0	-1,0
$N_{min}$	0,0	-1,0	0,0	-1,0	-1,0	2,0	3,0	3,0	1,0	-1,0
$q_{dyn}$ (MPa)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,1	4,7	4,7	1,6	0,0
Uľahnutosť	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$E_{dyn}$ (MPa)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	15,8	23,5	23,5	7,8	0,0
<b>Hĺbka v cm</b>	<b>210</b>	<b>220</b>	<b>230</b>	<b>240</b>	<b>250</b>	<b>260</b>	<b>270</b>	<b>280</b>	<b>290</b>	<b>300</b>
$N_{10}$	2	1	2	1	1	1	1	1	1	2
M(N.m)	85	85	85	85	85	85	85	85	85	85
$N_{max}$	-0,1	-1,1	-1,1	-0,1	-1,1	-1,1	-1,1	-1,1	-1,1	-0,1
$N_{min}$	-0,1	-1,1	-1,1	-0,1	-1,1	-1,1	-1,1	-1,1	-1,1	-0,1
$q_{dyn}$ (MPa)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Uľahnutosť	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$E_{dyn}$ (MPa)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Hĺbka v cm</b>	<b>310</b>	<b>320</b>	<b>330</b>	<b>340</b>	<b>350</b>	<b>360</b>	<b>370</b>	<b>380</b>	<b>390</b>	<b>400</b>
$N_{10}$	2	3	2	2	2	2	3	3	3	4
M(N.m)	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
$N_{max}$	-1,8	-1,8	-1,8	-1,8	-1,8	-0,8	-1,8	-0,8	-0,8	0,3
$N_{min}$	-1,8	-1,8	-1,8	-1,8	-1,8	-0,8	-1,8	-0,8	-0,8	0,3
$q_{dyn}$ (MPa)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3
Uľahnutosť	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$E_{dyn}$ (MPa)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,7
<b>Hĺbka v cm</b>	<b>410</b>	<b>420</b>	<b>430</b>	<b>440</b>	<b>450</b>	<b>460</b>	<b>470</b>	<b>480</b>	<b>490</b>	<b>500</b>
$N_{10}$	4	4	4	4	5	8	8	8	7	8
M(N.m)	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220
$N_{max}$	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-0,5	0,5	0,5	2,5	1,5	2,5
$N_{min}$	2,7	2,7	2,7	2,7	3,9	5,1	5,1	7,5	6,3	7,5
$q_{dyn}$ (MPa)	3,4	3,4	3,4	3,4	4,9	6,5	6,5	9,5	8,0	9,5
Uľahnutosť	-	-	-	-	-	K	K	SU	K	SU
$E_{dyn}$ (MPa)	17,1	17,1	17,1	17,1	24,7	27,5	27,5	34,7	31,3	34,7
<b>Hĺbka v cm</b>	<b>510</b>	<b>520</b>	<b>530</b>	<b>540</b>	<b>550</b>	<b>560</b>	<b>570</b>	<b>580</b>	<b>590</b>	<b>600</b>
$N_{10}$	8	9	9	10	9	10	9	10	10	9
M(N.m)	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220
$N_{max}$	2,5	3,5	3,5	4,5	3,5	4,5	3,5	4,5	4,5	3,5
$N_{min}$	7,5	8,7	8,7	9,9	8,7	9,9	8,7	9,9	9,9	8,7
$q_{dyn}$ (MPa)	8,9	10,3	10,3	11,8	10,3	11,8	10,3	11,8	11,8	10,3
Uľahnutosť	SU	SU	SU	SU	SU	SU	SU	SU	SU	SU
$E_{dyn}$ (MPa)	33,5	36,6	36,6	39,5	36,6	39,5	36,6	39,5	39,5	36,6
<b>Hĺbka v cm</b>	<b>610</b>	<b>620</b>	<b>630</b>	<b>640</b>	<b>650</b>	<b>660</b>	<b>670</b>	<b>680</b>	<b>690</b>	<b>700</b>



Obr.3.8 Záznam Dynamickej penetračnej zkoušky [TerraTest s.r.o.]

Z výsledků DP zkoušky je možné vyjádřit měrný dynamický penetrační odpor  $q_{dyn}$  z kterého se následně stanovují vlastnosti zemin nebo tloušťky vrstev. Vzhledem

k různým faktorům, které mohou ovlivňovat výsledné hodnoty, se musí vyhodnocení brát spíše jako předpoklad než přesně daný výsledek. Z tohoto důvodu se doporučuje vykonávat DP zkoušky s jinými průzkumnými metodami a jejich výsledky následně porovnávat [SALÁK, 2006].

### 3.1.2.5 Porovnání DP a SPT zkoušky

DP zkouška představuje stejnou filozofii penetrace jako SPT zkoušky, nicméně existují mezi těmito zkouškami několik odlišností. Z této kapitoly lze shrnout následující výhody a nevýhody DP zkoušek oproti SPT zkouškám:

#### a) Výhody:

- Možnost stanovení měrného dynamického odporu na hrotu
- Kontinuální záznam penetračního odporu
- Zkouška se provádí bez potřeby předvrtu, který může způsobovat změny v přirozeném stavu zemin

#### b) Nevýhody:

- Existuje mnoho typů penetračních hrotů a způsobů provádění DP zkoušky což vytváří velikou rozmanitost korelačních vzorců pro empirické vyjádření vlastností zemin a pro výpočet únosnosti základových konstrukcí
- Nepoužívá odběrný přístroj pro penetraci, tudíž není možné získat odběrné vzorky zemin z různých vrstev.

## 3.2 Statická penetrační zkouška (CPT)

**Statická penetrační zkouška** (Cone Penetration Test - **CPT**) je univerzální prostředek pro geotechnický průzkum, který v posledních letech vykazuje rostoucí uplatnění v projektech s vyšším stupněm technického a hospodářského významu. Bez porušení podloží udává informace o typu zeminy, geotechnických parametrech jako smykové pevnosti, hustotě, modulu pružnosti, stupně konsolidace, atd. Výsledky zatěžovacích zkoušek potvrzují, že CPT zkouška uvádí realitně dobrou simulaci spolupůsobení základové konstrukce a zeminy kolem něho, proto se velice často používá pro návrh pilotových základů a výpočtu jejich předpokládaného sedání (zvláště v písčítých zeminách).

Základní penetrační měření může být doplněno různými zařízeními, které zaznamenávají další veličiny jako např. pórový tlak, rychlost seismických vln, měrný odpor,

hydraulickou vodivost, chemické složení nebo vysílají událost penetrování v reálném čase (pomocí video-hrotů). [LAHUTA, 2006]

Statická penetrační zkouška je založena na principu zatlačení ocelového hrotu penetrační soupravou do zeminy konstantní rychlostí a měřením hodnoty odporu na hrotu  $q_c$ , resp. lokálního pláštěvého tření  $f_s$ . Za pomoci snímačů hrotu jsou ukládány informace o průběhu penetrace do záznamového zařízení, které se následně vyhodnocují. I přesto, že výsledky CPT zkoušky jsou uváděny graficky nebo číselně, jejich vyhodnocování je poměrně náročné. Podrobnější informace o této penetrační zkoušce jsou níže uvedeny. [Fine s.r.o.]

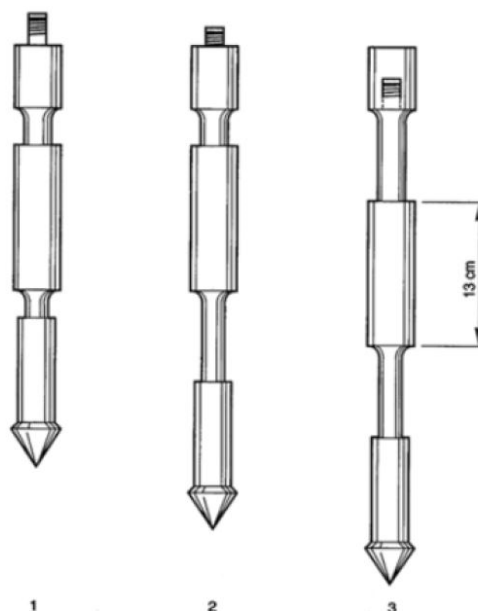
### 3.2.1 Vývoj statické penetrační zkoušky

První zmínky o této zkoušce popsal Alexander Collin ve Francii kolem roku 1846. Poté se vývoj této zkoušky soustředil především do Holandska, Švédska, Norsku a USA, kde byla uskutečněna, v roce 1929, první kuželová zkouška v píscích inženýrem Karlem von Terzaghim.

První penetrometr byl vyvinut v Holandsku v roce 1932 inženýrem Pieterem Barentsenem, který tento přístroj využil pro realizaci experimentální CPT zkoušky na výstavbu silnice poblíž města Gouda. Jednalo se ocelový hrot s plochou  $10 \text{ cm}^2$  a vrcholovým úhlem  $60^\circ$  zatlačovaný do země pomocí vlastní váhy těla obsluhy přístroje (viz obr. 3.9).



Obr. 3.9 První CPT zařízení  
[Gouda geo-equipment]



Obr. 3.10 Hrot s třecí manžetou – typ Begemann  
[KOUDELA, 2016]



Barentsenten vynalezl způsob, jak přesně měřit odpor zeminy proti vnikání kuželového hrotu. Použitím ručního lisu zatlačoval hrot do zeminy a potřebnou sílu pro zatlačení měřil manometrem, který snímal tlak hydraulické kapaliny.

Vylepšení tohoto systému bylo provedeno Vermeidenem v roce 1948 přidáním ochranné manžety, aby nedocházelo k vniku zeminy mezi kužel a ochranou trubku. Další inovací bylo třecí pouzdro pro měření odporu na plášti, který vyvinul Begemann v roce 1953 (viz obr. 3.10). Tento systém byl pak schopný měřit plášťové tření a odpor na hrotu. Tyto mechanické "holandské hroty" jsou stále používány v mnoha zemích světa [Ground investigation].

V roce 1965 Fugro vyvinul elektrický hrot, s velikostí a tvarem, který tvoří základ pro všechny moderní CPT hroty používané v dnešní době. Elektrický hrot mohl současně zaznamenávat měření plášťového tření a odporu na hrotu při konstantní penetraci což urychlovalo a zpřesňovalo výsledky zkoušky. Postupem času byly vyvinuty další snímače, které byly umístěny přímo v hrotu a zaznamenávaly rychlost vniku, teploty zeminy, pórového tlaku nebo kolmost sondy [Ground investigation].

### 3.2.2 Druhy penetrometrů

Stejně tak jako se vyvíjely penetrační hroty, kladl se důraz na modernizaci zatláčecích zařízení. Nejdříve se používaly jen ručně ovládané přístroje, ale z důvodu nutnosti pronikání do větších hloubek a pevnějších zemin, byly vyvinuté hydraulické systémy poháněné spalovacími motory a následně i elektromotory. Statické penetrometry se dělí podle výkonu na:

- **Lehké penetrometry:** Jsou malé a jednoduché, ideální do míst s obtížným přístupem. Jejich ovládání bývá ruční, tlačná kapacita je měřena hydraulickým snímačem síly s maximální výkoností obvykle do 40 kN.
- **Středně těžké penetrometry:** Jedná se o univerzální přístroje vhodné do tužších zemin. Jejich výsledná tlačná síla se pohybuje kolem 100 kN což umožňuje dosáhnout větších hloubek (až 20 m). K dosažení vyššího penetračního výkonu je nutné použít těžší stroje, které jsou umístěny na přípojních vozících nebo na samohybných pásech (viz obr. 3.11)
- **Těžké penetrometry:** Jedná se o těžké a drahé přístroje, bývají umístěny na dvojnápravových podvozcích či na nákladních automobilech. Díky jejich vysoké tlačné síle (až 300 kN), jsou schopné penetrovat do zemin s velice pevnou konzistencí, ulehlých stěrků nebo do poloskalních hornin. [SAXENA, SHARMA, 2003]



Obr. 3.11: Středně těžká penetrační souprava Pagani TG 63-100 [Direct industry]

### 3.2.3 Pracovní postup

Nejprve se připraví vhodné místo pro zakotvení penetrační soustavy. Ta by měla mít dostatečně velkou plochu okolo sebe, nejlépe vodorovnou a s rozstupem nejméně 2 m od ostatních vrtů, z důvodu ovlivňování výsledků. Kotvení soupravy je zajištěno soustavou talířových kotev okolo soupravy a musí být provedeno tak, aby zajistilo dostatečnou protireakci zatlačecím tlakům.

Po řádném ukotvení soupravy se zvolí adekvátní penetrační hrot se snímači údajů, které chceme naměřit, a následně se skalibrují. Poté se zahájí penetrace normovaného hrotu, s průměrem 35,7 mm a vrcholovým úhlem 60°, do zeminy pomocí soustavou jednometrových tyčí, které jsou postupně k sobě připojovány šroubovým spojem. Rychlost penetrace je konstantní a normově stanovena na  $(20 \pm 5)$  mm/s. Během průběhu penetrační zkoušky se zaznamenávají hodnoty odporu na hrotu  $q_c$ , lokálního plášťového tření  $f_s$  a další veličiny podle využívaných snímačů.

Odpor na hrotu  $q_c$  vyjadřuje poměr měřené síly na špičce penetračního hrotu  $Q_c$  a plochy kolmého průřezu špičky  $A_c$  (viz vzorec 3.3).

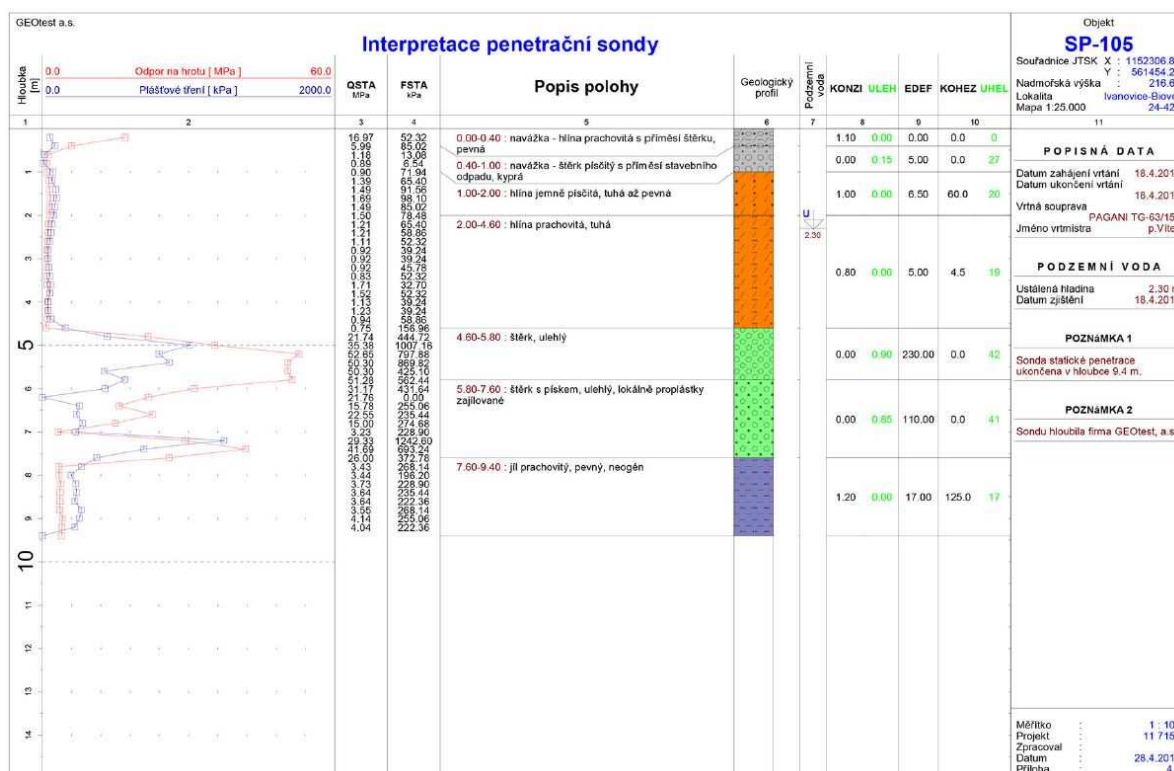
$$q_c = \frac{Q_c}{A} \quad [\text{MPa}] \quad (3.3)$$

Lokální plášťové tření  $f_s$  vyjadřuje poměr měřené síly na třecí manžetě  $F_s$  a plochy jejího pláště  $A_s$  (viz vzorec 3.4).

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad [\text{kPa}] \quad (3.4)$$

Zkouška je ukončena, pokud bylo dosaženo požadované penetrační hloubky anebo z důvodu překročení bezpečnostních faktorů zkoušky jako je například nadměrné vychýlení penetračního hrotu nebo překročení maximálního zatížení penetračního hrotu a měřícího systému.

Výsledkem zkoušky je číselný nebo grafický záznam penetračního odporu a plášťového tření v závislosti na hloubce (viz obr. 3.12). Výsledky mohou být doplněny dalšími hodnotami podle využití doplňkových senzorů, které detekují teplotu, elektrický odpor, vodivost, pH, paprsky gama, pórové tlaky a další.



Obr. 3.12: Záznam a vyhodnocení statické penetrační [KOUDELA, 2016]

I přesto že výsledky jsou dané v grafické nebo číselné formě, jejich vyhodnocování je poměrně náročné a to z několika důvodů: penetrace hrotu do zeminy nemusí vždy probíhat stejně a to kvůli nehomogenitě prostředí nebo špatně nakalibrované penetrační soustavě což vede k rozdílnému zaznamenávání penetračních odporů a následně ke špatnému vyhodnocení zkoušky. I přes veškeré počítačové modely a automatizace zařízení je přítomnost zkušeného geologa nepostradatelná pro dobré vyhodnocování procesu penetrační zkoušky.

## 4 Korelace mezi DP a SPT zkouškou

### 4.1 Vysvětlení problematiky

Jelikož náplní této diplomové práce je představit efektivní využití semi-empirické metody Aoki & Velloso (viz kapitola 5) pro návrh únosnosti pilot, je potřeba znát hodnoty NSPT (počet úderů potřebný k dosažení 300 mm penetrace dle SPT zkoušky), neboť jsou zásadním vstupním parametrem pro zmíněnou metodu. Bohužel, využívání standardní penetrační zkoušky oproti dynamické penetrační zkoušce v ČR nemá tradici, tudíž nebylo možné najít konkrétní projekt, který by řešil pilotové základy a zároveň obsahoval potřebné vstupní parametry pro výpočet, tj. hodnoty  $N_{SPT}$ .

Autor této diplomové práce se rozhodnul využít projekt na založení ocelárny SSM Strážské (viz kapitola 6), který obsahuje výsledky dynamických penetračních zkoušek (DP) a korelovat počet úderů DP na počet úderů standardní penetrační zkoušky ( $N_{SPT}$ ). Je evidentní, že tento krok vytvoří jen hrubou aproximaci výsledků, ale je naprosto dostačující pro prezentaci metody Aoki & Velloso. Navíc je možné pozorovat po celém světě tendence vyvíjet a zdokonalovat korelační vzorce pro převod  $N_{DP}$  na  $N_{SPT}$  anásledně hodnoty využívat pro návrh základových konstrukcí [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011] a [SPAGNOLI, 2007].

Hlavní problém pro vytvoření obecně platného korelačního vzorce mezi oběma zkouškami je fakt, že dynamická penetrace DP s kuželovým hrotem není standardizována, na rozdíl od SPT zkoušky, která má jednoznačně stanoveny rozměry odběrného přístroje, hmotnost beranu a výšku pádu. Tento problém se odborníci pokusili eliminovat prostřednictvím Eurokódů nebo standardů, které obsahují určitou radu ke správnému postupu při provádění zkoušky, ale obecně není k dispozici žádná přesná korelace mezi hodnotami získanými z penetrometrů s kuželovým hrotem a geotechnickými parametry zemin [SPAGNOLI, 2007].

### 4.2 Volba korelačního vzorce

Volba vhodné korelace mezi DP a SPT, na základě rešeršní práce, byla pro tuto diplomovou práci velice náročná. V ČR se vzájemné vztahy mezi těmito dvěma zkouškami prakticky nezkoumají, proto bylo nutné čerpat vědomosti ze zahraničních vědeckých prací.

Hlavní problém byl fakt, že u většiny odborných prací se geologie prostředí a technologický postup zkoušek lišil od těch, které jsou uvedeny v tomto projektu, proto nebylo možné uvažovat jimi odvozené korelační součinitele. Např. na 19tém Geotechnickém Symposiu NZGS v Queenstownu (Nový Zéland) bylo představeno porovnání výsledků získaných z 23 lokalit mezi DP, SPT a CPT. I přesto že geologické poměry zkoumaných lokalit byly přibližně podobné geologii projektu ocelárny SSM Strážské (kde se vyskytují převážně písky, stěrky a jíly), energetický poměr  $E_R$ , váha beranidla a rozměry hrotu se mezi sebou značně lišili. Korelační faktor ve vědecké práci Gawada (1976) je uveden jako 0.56, ale podrobnější postup statistického výpočtu k tomuto výsledku nebyl popsán [ASHFIELD, ASHBY, FITCH, LADLEY, POWER, SMITH, 2013].

Doktor Giovanni Spagnoli z univerzity Marum v Bremenu (Německo) uvádí ve své odborné práci „An Empirical Correlation Between Different Dynamic Penetrometers“ (2007) korelační faktory mezi SPT a DP zkouškou s využitím italského penetrometru Meadi AGI a německého penetrometru SRS [SPAGNOLI]. Zmíněné přístroje se opět neshodují s penetrační soupravou GTR 780, která byla využita pro DP zkoušku v projektu ocelárny Strážské. Vzorec 4.1 představuje vztah mezi SPT a DP Meardi AGI v určitém rozptylu [SPAGNOLI, 2007]:

$$N_{30DP} = 0,50 \div 1,00 N_{SPT} \quad (4.1)$$

kde:

$N_{30DP}$  počet úderů DP zkoušky pro dosažení penetrace 300 mm

$N_{SPT}$  počet úderů SPT zkoušky pro dosažení penetrace 300 mm

Vztah mezi SPT a SRS penetrometrem je dán následujícím vzorcem 4.2 [SPAGNOLI, 2007]:

$$N_{SPT} = 1.4 \cdot N_{10} \quad (4.2)$$

kde:

$N_{10}$  počet úderů DP zkoušky pro dosažení penetrace 100 mm

$N_{SPT}$  počet úderů SPT zkoušky pro dosažení penetrace 300 mm

Vědecká práce ukazuje, že výsledky korelačních součinitelů mezi jednotlivými přístroji zjevně liší. Samotný Giovanni Spagnoli, autor této práce, uvádí, že získané empirické vztahy je nutno používat opatrně. Pevnostní parametry, které mohou být z výsledků zkoušek odvozeny, jsou jen přibližné, ale mohou poskytnout užitečné vodítko v charakterizaci geologických podmínek. [SPAGNOLI, 2007]

Na závěr autor této diplomové práce zvolil pro korelaci mezi DP a SPT zkouškami vzorec, který popsali Charles MacRobert, Denis Kalumba a Patrick Beales v technickém časopise „*Journal of the South African Institution of Civil Engineering*“. Hlavním důvodem této volby byla podoba použitého penetračního zařízení se zařízením v projektu Strážské podobnost geologického prostředí a jasný postup při odvození korelačního vzorce. Zmíněná korelace je podrobněji popsána v následující kapitole.

### **4.3 Korelační vzorec dle MacRobert, Kalumba a Beales**

#### **4.3.1 Úvod**

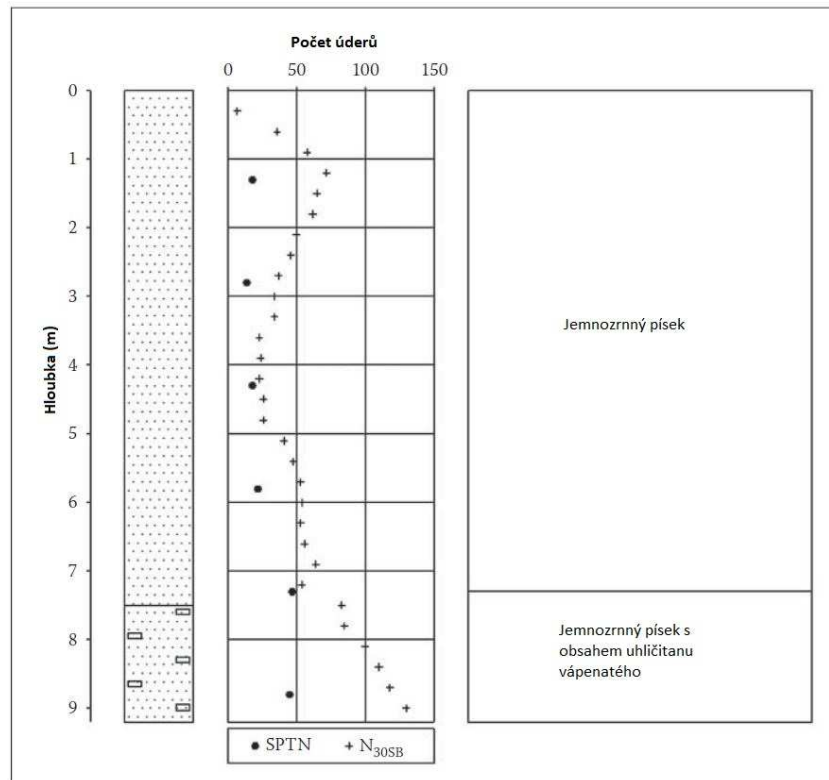
Vzorec vychází ze statistické metody, která udává empirický vztah mezi standardní penetrační zkouškou (SPT) a velmi těžkou dynamickou penetrací (DPSH). Obě zkoušky jsou dynamické a využívají beran o hmotnosti 63,5 kg, který opakovaně padá z výšky 760 mm, což odpovídá i DP zkoušce provedené na projektu ocelárny Strážské. Obě zkoušky byly provedeny na různých místech v oblasti jižní Afriky. Za účelem porovnat počet úderů mezi nimi, se při DP zaznamenávala hodnota  $N_{30SB}$ , což je počet úderů pro penetraci do hloubky 300 mm (oproti 100 mm, která je uvedena v normě CSN EN ISO 22476-2).

#### **4.3.2 Popis lokalit**

Stručný popis geologie různých lokalit a jejich příslušné vyhodnocení z penetračních zkoušek je uvedeno níže:

##### **4.3.2.1 Gope, Central Kalahari Desert, Botswana**

Lokalitu pokrývají terciální a kvartérní fluviální písky s velkým podílem křemene a menším podílem jílu. Obsah jemnozrnných částic byl zhruba 7%, ale ve vápenatých oblastech stoupl až na 40%. Porovnání počtu úderů  $N_{SPT}$  a  $N_{30SB}$  je znázorněno na obr. 4.1.



Obr. 4.1 porovnání počtu úderů  $N_{SPT}$  a  $N_{30SB}$  v oblasti Gope [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]

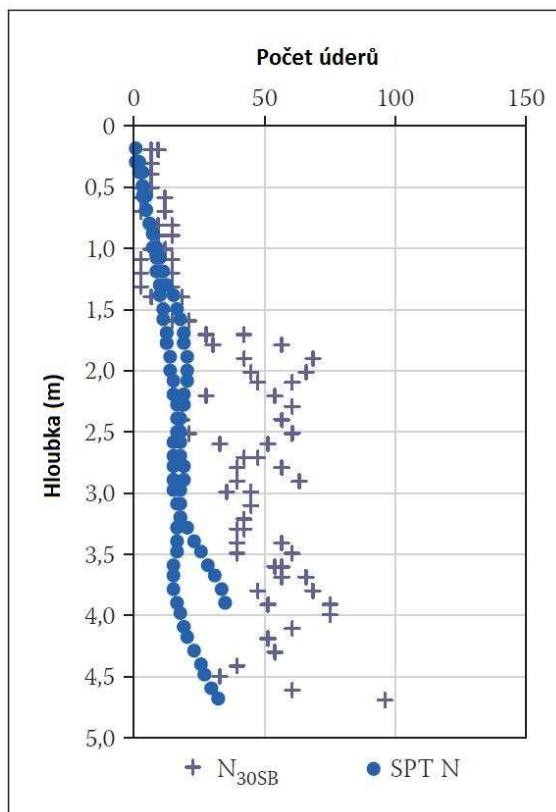
Minimální hodnoty odporu z obou zkoušek se obecně shodují v průběhu celého profilu. Nicméně, bylo zjištěno, že ve stanovených případech hodnoty  $N_{30SB}$  byly mnohem vyšší než odpovídající hodnoty  $N_{SPT}$ . Je zřejmé, že případy s vysokými hodnotami  $N_{30SB}$  při bližším zkoumání se zdály být v blízkosti oblastí s vyšším obsahem vápníku, které se lokalizovaly v odlišných hloubkách při každé porovnávací zkoušce [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011].

#### 4.3.2.2 Beluluane Industrial Park, Matola, Mosambik

Lokalita obsahuje rozsáhlé pokryvy prachových písků, u kterých narůstá konzistence s hloubkou. Penetrační zkoušky ukázali, že s narůstající hloubkou se zvyšoval rozptyl mezi hodnotami  $N_{SPT}$  a  $N_{30SB}$ , neboť hodnoty z DP narůstaly rychleji než hodnoty z SPT. Předpokládalo se, že rychlejší nárůst hodnot a  $N_{30SB}$  je způsoben hroucením zeminy na penetrační soutyčích, což se u SPT nestává z důvodu odlišného provádění.

## 4.3.2.3 Milnerton, Kapské Město, Jižní Afrika

Lokalita byla charakterizována vrstvou eolických písků se středním obsahem jemnozrnných částic, vrstvou reziduálních velmi tvrdých jílu a podložím, který je tvořeno velmi měkkou horninou [Kantey & Templer, 2008]. Získaná data z této zkoušky jsou uvedena na obrázku 4.2.



Obr. 4.2 Kontinuální hodnoty  $N_{SPT}$  a reálné hodnoty  $N_{30SB}$  – Milnerton [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]

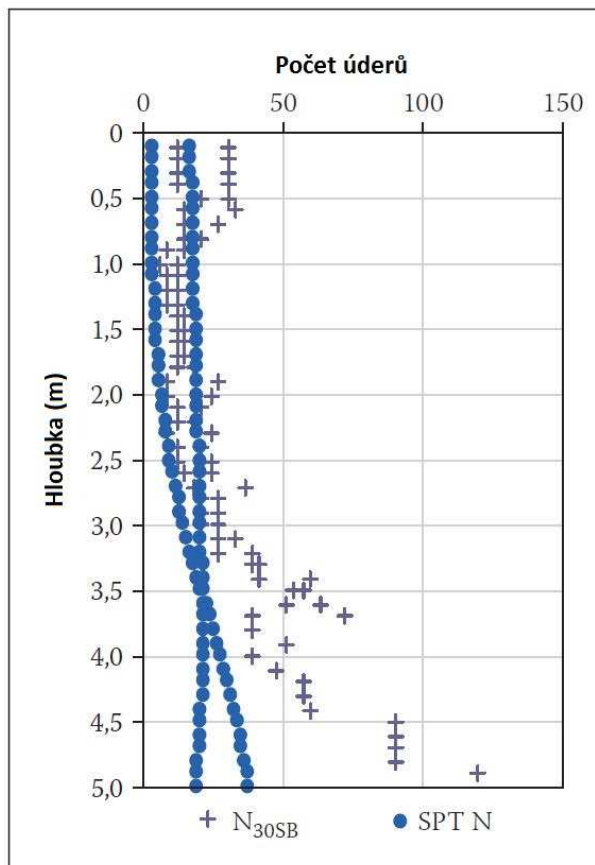
Všimněte si, že obrázek K2 znázorňuje kontinuální vývoj hodnot SPT a ne jen jejich reálné hodnoty, které bývají běžně vyhodnocovány po 1,0 m. Tento způsob zobrazení byl nezbytný pro srovnání hodnot s DP zkouškou a využití největšího počtu porovnávaných úderů. Kontinuální vývoj hodnot byl proveden odhadováním  $N_{SPT}$  mezi reálně zjištěnými hodnotami a to pomocí přirozeného kubického splinu, který má čtyři konstanty a proto má dostatečnou flexibilitu, aby splňoval požadovanou hladkost. [Theobald, 2008]

Z výsledků je patrné, že do hloubky 1,5 m byly hodnoty obou zkoušek relativně podobné. Nicméně, od této hloubky se hodnoty  $N_{30SB}$  rychle zvětšovaly, což pravděpodobně bylo způsobeno nasyceným jemnozrnným pískem, nacházejícím se pod hloubkou 1,5m, který se následně hroutil na penetrační soutyčící a vytvářel tak třecí sílu [MacRobert, 2009].



## 4.3.2.4 Parow, Kapské Město, Jižní Afrika

Geologie v této lokalitě je charakterizována středně ulehlými písky a jemně naplavenými částicemi, který s rostoucí hloubkou nabývají tuhosti a obsahu jílových částic. Hladina podzemní vody byla zjištěna v hloubce 1,2 m [Kantey, Templer, 2009]. Hodnoty získané z této lokality byly vyneseny do grafu na obrázku 4.3.



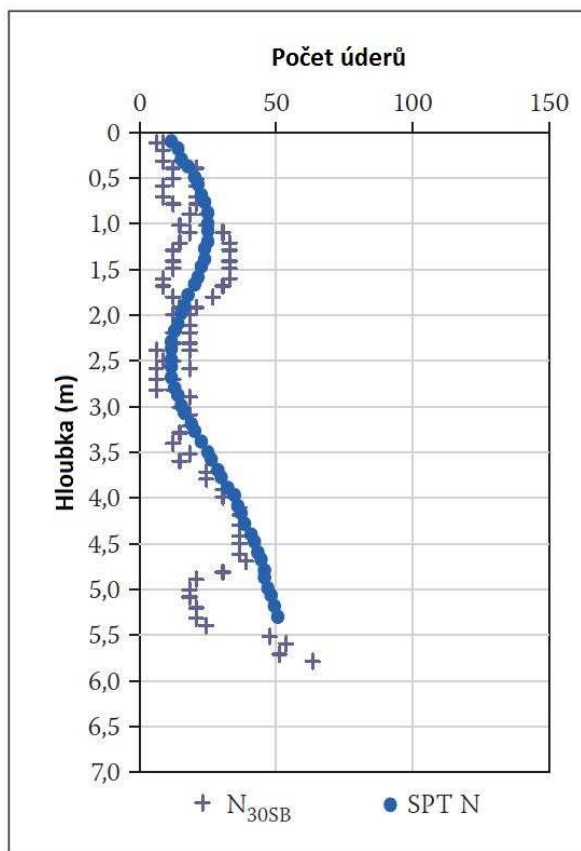
Obr. 4.3 Kontinuální hodnoty  $N_{SPT}$  a reálné hodnoty  $N_{30SB}$  – Parow [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]

I přesto že celý tento profil byl hodnocen jako saturovaný, zdálo se, že hloubka, při níž se zemina začala hroutit na penetrační soutyčí, byla větší než v předchozí lokalitě. Tento fakt pravděpodobně vysvětluje větší hloubku, ve které hodnoty  $N_{30SB}$  začínají značně přerůstat hodnoty  $N_{SPT}$ .

## 4.3.2.5 Bellville, Kapské Město, Jižní Afrika

Lokalitu pokrývají vrstvy transportovaných středně zrných vápenatých písků s HPV přibližně mezi 1,5 m až 2,0 m pod povrchem terénu [Kantey, Templer 2008]. Hodnoty

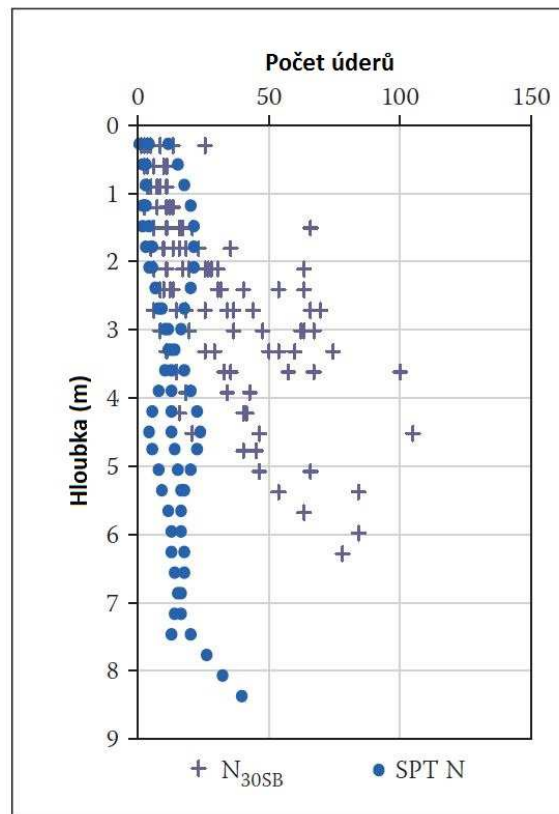
penetračních odporů získané z obou zkoušek byly velmi podobné. Nicméně, rozsahy těchto hodnot byly o hodně nižší oproti zkouškám ze všech ostatních lokalit (viz obr 4.4).



Obr 4.4 Kontinuální hodnoty  $N_{SPT}$  a reálné hodnoty  $N_{30SB}$  – Bellville [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]

#### 4.3.2.6 Umdloti, Durban, Jižní Afrika

Středně vlhké střednězrné až hrubozrné písky s mocností mezi 6 m až 7,5 m se nacházejí v lokalitě Umdloti. HPV se nachází přibližně v hloubce mezi 5,30 m a 8,50 m [Franki Afrika 2003] Umdloti je pobřežní město na severu města Umhlanga a je známo svým podložím charakterizovaným nově vytvořenými pobřežními písky, které byly lokálně redistribuované a liší se od starší Berejské formace s charakteristickou porušenou strukturou [Brink 1985]. Hodnoty  $N_{30SB}$  a  $N_{SPT}$  z této lokality jsou uvedeny na obrázku 4.5. Penetrační záznam této lokality byl velice omezený, ale je nutné brát na vědomí, že tento profil byl zastoupen jemnozrným vlhkým materiálem, což pravděpodobně vyvolalo větší nárůst  $N_{30SB}$  hodnot [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011].



Obr 4.5 Kontinuální hodnoty  $N_{SPT}$  a reálné hodnoty  $N_{30SB}$  – Umdloti [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]

Výsledky počtu úderů obou zkoušek ve zkoumaných lokalitách ukázaly, že energetické ztráty byly vyšší v DP zkoušce než v SPT, což vedlo k vyšším hodnotám odporu v DP. Standardní penetrační zkouška se provádí uvnitř vrtu a po určitých intervalech, zatímco dynamická penetrace je kontinuálně zatlačována do zeminy. Dynamická síla, aplikovaná na zarážecí sutyč při DP zkoušce, občas způsobuje hroucení zeminy okolo penetračního sutyč a tím vzniká třecí odpor. Různé geologické podmínky ve zkoumaných lokalitách ukázaly, že i přes různé faktory způsobující vnitřní tření na sutyč, výsledky obou zkoušek se vyvíjely podobným způsobem. Díky tomuto jevu byl v následující kapitole navržen a popsán korelační vzorec pro určení ekvivalentních hodnot  $N_{SPT}$  z počtu úderů dynamické penetrační zkoušky.

### 4.3.3 Odvození empirického vzorce

Výsledky porovnávaných zkoušek všech lokalit byly korelovány podobným principem, který využili Cearns a McKenzie (1988) pro porovnání výsledků mezi SPT a DPSH zkouškami v píscích a štěrcích v Anglii. V nedávné době stejnou metodu využil Warren (2007) v jílovitých zeminách v okolí města Aldershot Garrison (Anglie).

Princip metody spočívá v sestrojení grafu, kde na svislé ose se nanáší poměr úderů  $N_{SPT}$  ku  $N_{30SB}$  úderům a na vodorovné se nanáší hodnoty  $N_{30SB}$ . Zobrazování dat tímto způsobem nám udává inverzní vztah, který byl následně opatřen křivkou pro určení korelačního koeficientu pro každou hodnotu  $N_{30SB}$ . Matematický vzorec pro danou křivku nebyl popsán ve vědeckém článku, tudíž mohla být určena pouze grafická interpretace korelačního faktoru. Pro jednodušší uplatnění v praxi byly provedeny změny v této metodě a to takové, že poměr hodnot počtu úderů na svislé ose grafu byl převrácen na  $N_{30SB}$  ku  $N_{SPT}$ . Tento převrácený poměr byl označen jako  $K_{DPSH}$ , na vodorovné ose se nadále nanášely hodnoty  $N_{30SB}$ .

Zmíněná změna měla za následek vytvoření jednoduchého lineárního vztahu (viz rovnice 4.3), který bylo jednodušší analyzovat.

$$K_{DPSH} = a \cdot N_{30SB} + b \quad (4.3)$$

kde:

$a$	sklon přímky
$b$	bod kde přímka protne svislou osu $y$
$K_{DPSH}$	poměr počtu úderů $N_{30SB}$ ku $N_{SPT}$
$N_{30SB}$	počet úderů DP zkoušky pro penetraci 300 mm

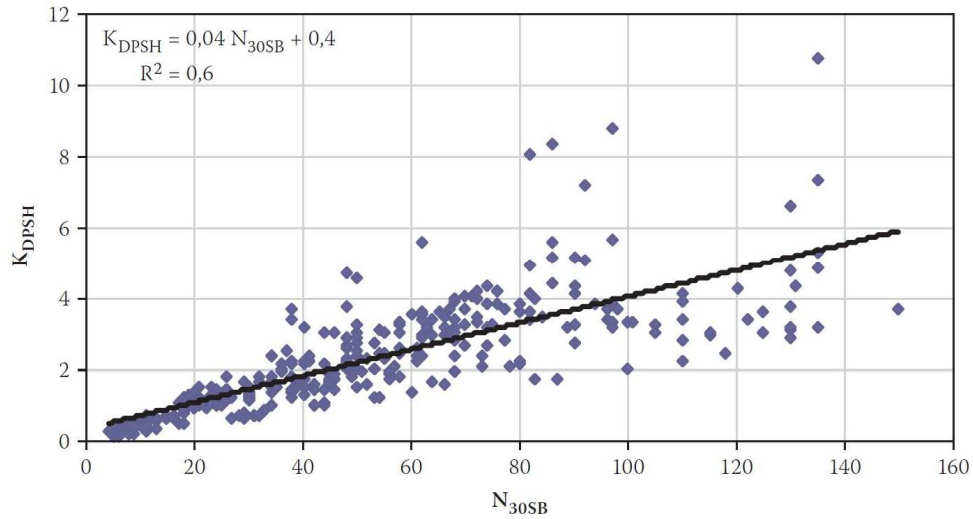
Následně bylo provedeno několik testů významnosti regresních parametrů, aby se zjistilo, jak dobře data ze zkoušek pasují na vytvořený lineární vztah. Na základě těchto testů byla vytvořena funkce 4.4, která nám udává korelační faktor pro každou hodnotu  $N_{30SB}$ .

$$\text{Ekvivalentní } N_{SPT} = \frac{N_{30SB}}{K_{DPSH}} = \frac{N_{30SB}}{a \cdot N_{30SB} + b} \quad (4.4)$$

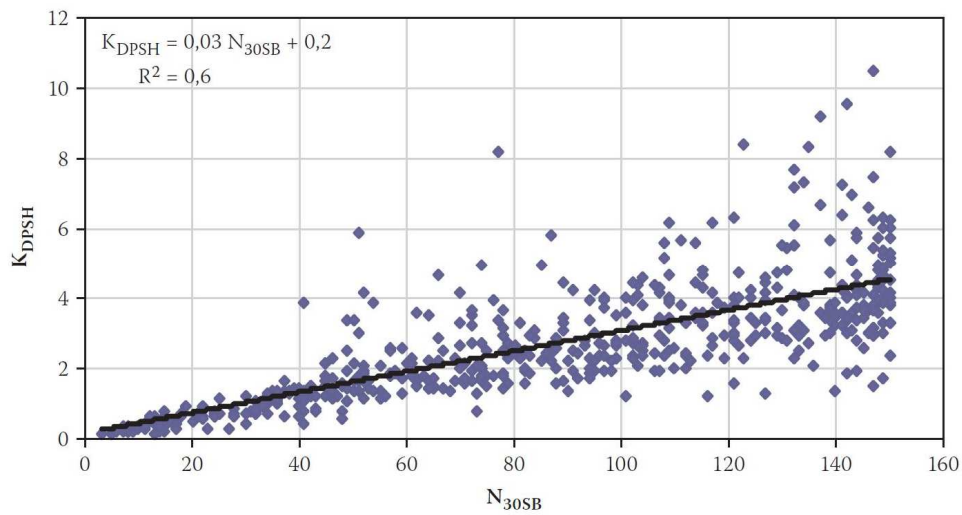
, kde:

$a$	sklon přímky
$b$	bod kde přímka protne svislou osu $y$
$N_{30SB}$	počet úderů DP zkoušky pro penetraci 300 mm
$N_{SPT}$	počet úderů SPT zkoušky pro penetraci 300 mm
$K_{DPSH}$	poměr počtu úderů $N_{30SB}$ ku $N_{SPT}$

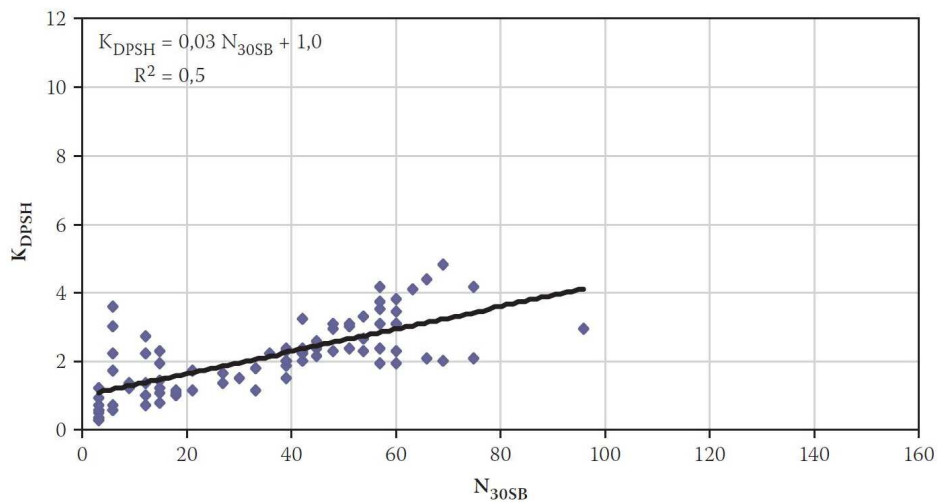
Na základě této metody byly, pro každou zkoumanou lokalitu, vyneseny hodnoty  $K_{DPSH}$  na osu  $y$ , hodnoty  $N_{30SB}$  na osu  $x$  a následně byl vytvořen specifický korelační vztah. Tyto jednotlivé grafy níže zobrazeny (obrázky 4.6 až 4.11) a porovnány.



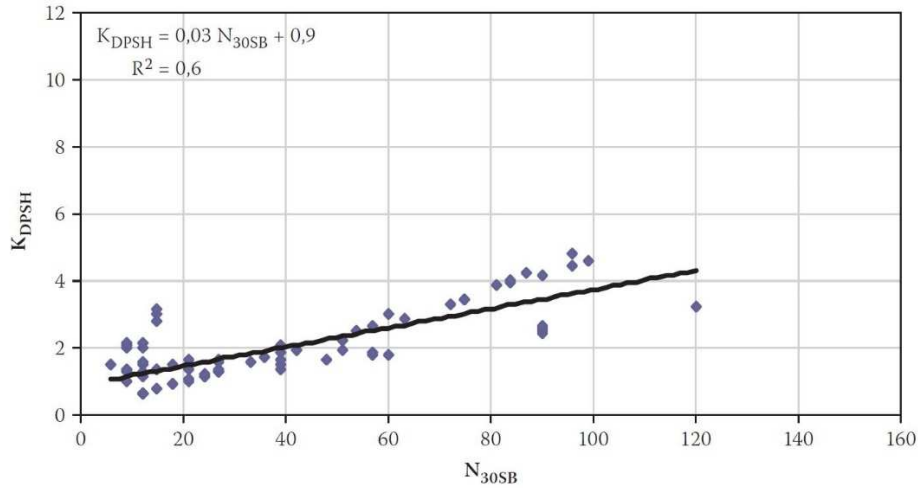
Obr.4.6 Korelační graf – Lokalita Gope [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]



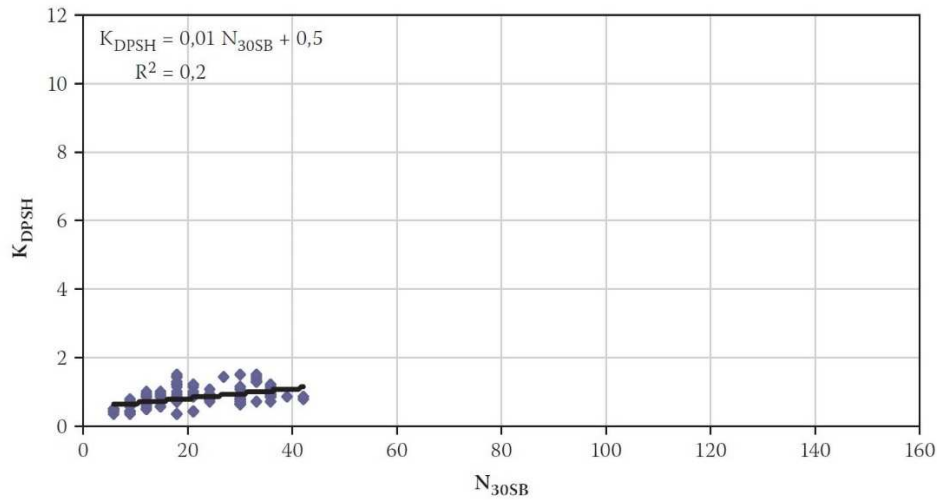
Obr.4.7 Korelační graf – Lokalita Matola [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]



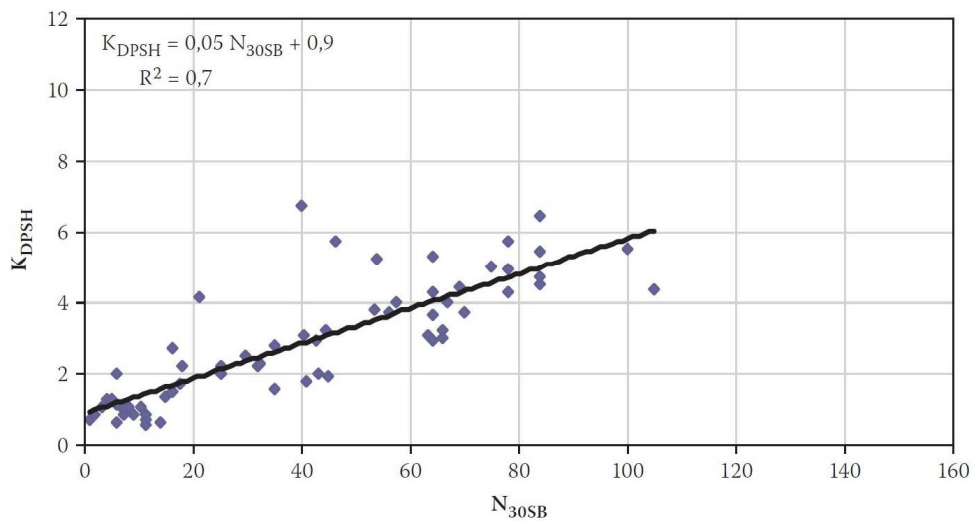
Obr.4.8 Korelační graf – Lokalita Milnerton [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]



Obr.4.9 Korelační graf – Lokalita Parow [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]

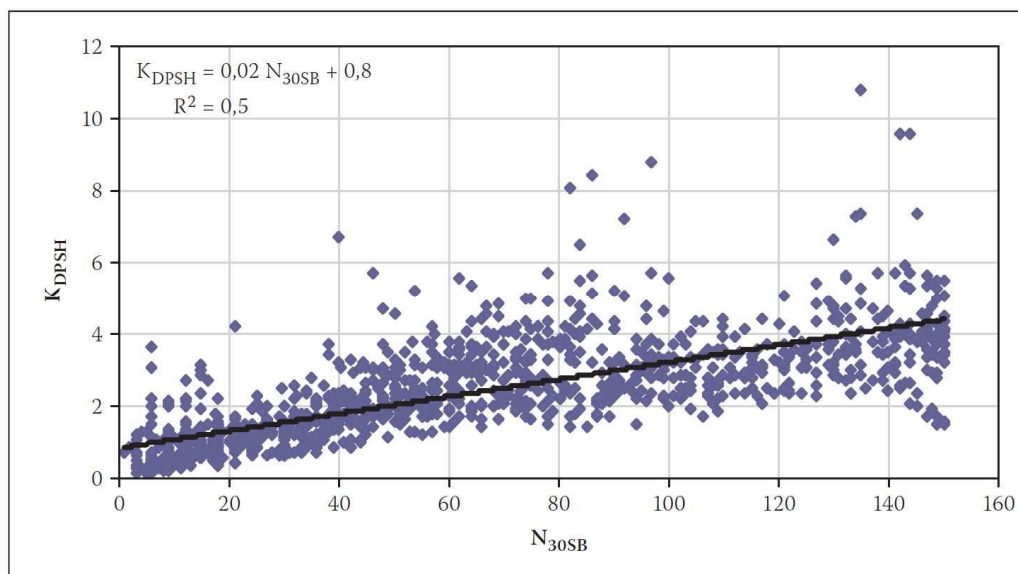


Obr.4.10 Korelační graf – Lokalita Bellville [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]



Obr.4.11 Korelační graf – Lokalita Umdloti [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]

I když řada faktorů ovlivnila penetrační odpor zkoušek a tím i její výsledky, je patrné, že grafy znázorňují velmi podobné tendence. Všechny specifické korelační vztahy byly zkombinovány do jednoho grafu (obr.4.12).



Obr. 4.12 Kombinovaný korelační graf všech lokalit

[MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]

Regresní statistika ukázala, že lineární model odpovídá měřeným hodnotám dobře, i když s poměrně velkým rozptylem v ose y. To se dalo očekávat, vzhledem k rozdílům v geotechnických parametrech a ve zkušebních postupech. Z výsledného grafu bylo možné definovat konkrétní hodnoty sklonu přímky a bodu, kde přímka protíná svislou osu y, respektive  $a$  a  $b$ . Finální korelační vztah je popsán v rovnici 4.5.

$$\text{Ekvivalentní } N_{SPT} = \frac{N_{30SB}}{0,02 \cdot N_{30SB} + 0,8} \quad [-] \quad (4.5)$$

kde:

 $N_{SPT}$  počet úderů SPT zkoušky pro penetraci 300 mm $N_{30SB}$  počet úderů DP zkoušky pro penetraci 300 mm

#### 4.3.4 Porovnání korelačních vzorců

Výsledný korelační vzorec byl následně porovnán s korelačními metodami podle Cearnse a McKenzieho (1988) a podle Warrena (2007). Níže uvedená tabulka 4.1 znázorňuje hodnoty korelačních faktorů v závislosti na hloubce a na použité metodě.

Tab. 4.1: Porovnání korelačních faktorů [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011]

$N_{30SB}$	Průměrné hodnoty korelačních faktorů		
	<sup>1</sup> C&M* (1988)	Warren* (2007)	Navržená funkce
0 – 15	0,8	0,9	1,0
15 – 30	1,5	1,1	1,3
30 – 45	2,0	1,7	1,6
45 – 60	3,0	2,1	1,9
60 – 75	4,5	2,3	2,2
<sup>1</sup> Cearns and McKenzie *Grafická interpretace			

Je patrné, že korelační faktory z navržené funkce mají v celém rozsahu velmi podobné hodnoty korelačním faktorům, které představil Warren. Při porovnání s korelací podle Cearns & McKenzie je patrné, že hodnoty jsou si podobné zhruba do hloubky 45 m, dále se již hodnoty mezi sebou velmi liší. Jeden z důvodů této neshody může být fakt, že jen málo bodů  $N_{30SB}$  nad hodnotou 30 bylo prezentováno metodou Cearns & McKenzie. Odlišné geologické poměry a možné chyby při čtení hodnot z grafů také přispěli k těmto zmíněným rozdílům [MacROBERT, KALUMBA, BEALES, 2011].

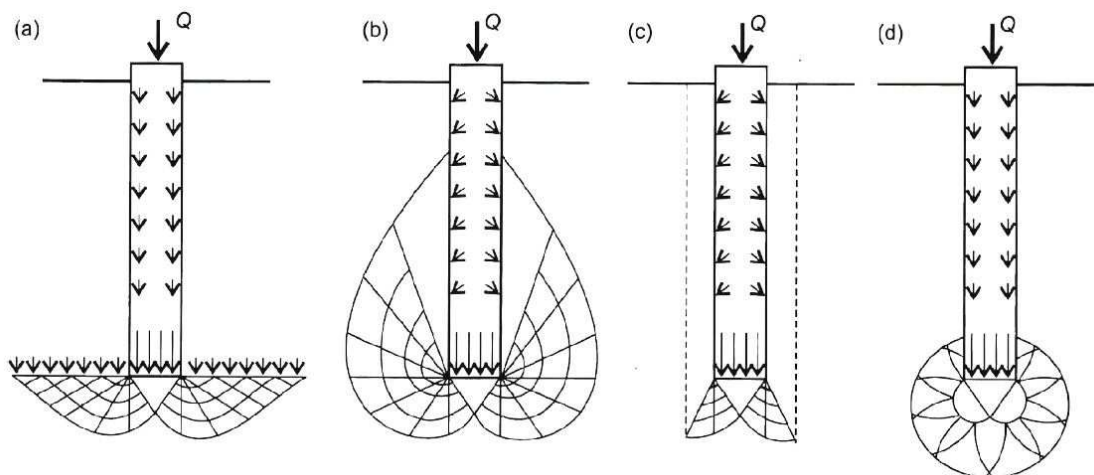
Výzkumy Cearnse, McKenzieho a Warrena očividně ověřují zvolenou rešeršní práci. Výsledný korelační vzorec (4.5) bude využitý pro převod hodnot počtu úderů z DP zkoušky projektu ocelárny ve Stražském na  $N_{SPT}$  hodnoty. Převedené hodnoty budou sloužit jako vstupní parametr pro výpočet únosnosti pilot dle metody Aoki & Velloso (viz kapitola 7).



## 5 Metoda Aoki & Velloso

### 5.1 Úvod do problematiky

Již dlouhá léta jsou v technické literatuře popisovány analytické metody pro posouzení únosnosti pilot jako je např Terzaghiho, Meyerhofa, Berezantzeva a další. Předpokládané modely porušení jsou v těchto metodách velmi variabilní (viz obr. 5.1). Některé modely (např. Meyerhofův a Zeevartův) předpokládají křivku porušení ve tvaru logaritmické spirály, která se pohybuje v rozmezí nedaleko pod patou piloty až do vzdálenosti odpovídající desetinásobku průměru piloty nad patou. Jiné modely (např. Vesic a Skempton) předpokládají plastické porušení. [Décourt]



Obr. 5.1 Předpokládané mechanismy porušení podle různých metod: a- Terzaghi ; b- Meyerhof ; c- Berezantsev ; d- Skempton [VESIC, 1965]

V Jižní Americe (zejména v Brazílii) jsou výše uvedené metody vyučovány téměř na všech technických univerzitách, ale, v inženýrské praxi, se ve skutečnosti používají empirické metody, ze kterých lze vyčlenit dvě nejběžnější: metoda Aoki & Velloso (1975) a metoda Decourt & Quaresma (1978).

Většina analytických metod vyžaduje znalost parametrů zemin jako úhlu vnitřního tření  $\phi$  nebo soudržnost  $c$ , které se zjišťují na základě pracných a finančně náročných laboratorních zkoušek. Naopak, empirické metody většinou využívají údaje z penetračních zkoušek, které v praxi často bývají jediným podkladem pro navrhování základů. [DÉCOURT, 2015]

## 5.2 Metoda Aoki & Velloso

Tato metoda byla vyvinutá v roce 1970 inženýry Nelsonem Aokim a Dirceem Vellosem na základě porovnání dat ze zatěžovacích zkoušek pilot a statických penetračních zkoušek (CPT). Metoda získala větší význam poté, co byla představena v roce 1975 na páté panamerické konferenci mechaniky zemin a zakládání staveb v Buenos Aires. Vzhledem k její spolehlivosti a rychlosti použití je metoda Aoki & Velloso jednou z nejpoužívanějších metod v Jižní Americe (zejména v Brazílii) v oboru zakládání staveb [NETO, 2014].

Aoki a Velloso navrhli metodu pro stanovení únosnosti pilot na základě CPT zkoušek. Na základě odvozeného korelačního faktoru  $K$ , je tato metoda upravena tak, aby bylo možné použít údaje získané ze standardních penetračních zkoušek (SPT). Díky tomuto faktu je metoda velice oblíbená v mnoha zemích, kde SPT zkoušky jsou dominantní polní zkouškou pro geotechnický průzkum. Kromě toho, metoda uvažuje takzvaný koeficient  $\alpha$ , který vyjadřuje poměr mezi únosností paty a pláště.

Výsledná únosnost piloty podle těchto autorů je dána následujícím vzorcem:

$$R = R_p + R_L = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (5.1)$$

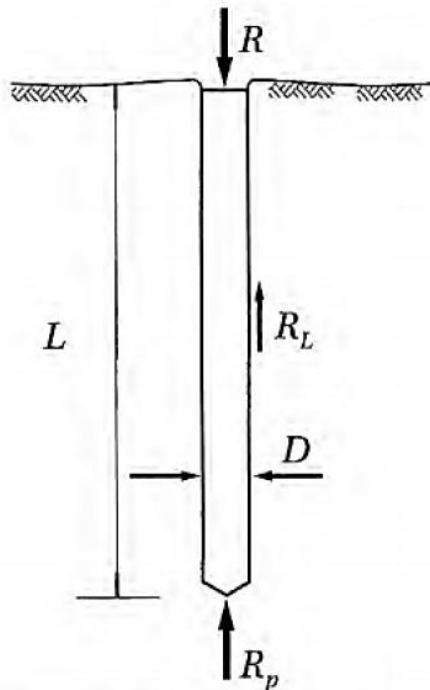
kde:

$R_p$	únosnost na patě piloty
$R_L$	únosnost na plášti piloty
$K$	součinitel závislý na typu zeminy
$\alpha$	poměr mezi únosností na patě a na plášti piloty
$N_p$	počet úderů pro zaražení hrotu podle SPT zkoušky na patě piloty
$N_L$	počet úderů pro zaražení hrotu podle SPT zkoušky na i-té vrstvě zeminy
$F_1$	korelační faktor pro únosnost na patě
$F_2$	korelační faktor pro únosnost na plášti
$A_p$	průřezová plocha piloty na úrovni paty
$U$	obvod pláště piloty
$n$	počet vrstev
$\Delta_L$	mocnost i-té geologické vrstvy

Korelační faktory  $F_1$  a  $F_2$  zohledňují rozdíl chování mezi pilotou a penetračním hrotem a také zohledňují vliv způsobu provedení piloty. Součinitelé  $\alpha$  a  $K$  jsou závislé na typu zeminy, která se vyskytuje v okolí piloty. [SANTOS, 2008]

### 5.3 Únosnost piloty

Aoki a Velloso představují celkovou únosnost piloty jako součet dvou parciálních únosností. Rozložení těchto únosností je níže uvedeno:



Obr. 5.2 Schéma parciálních únosností piloty:

$R_p$  - únosnost na patě piloty;  $R_L$  - únosnost na plášti piloty;  $L$  - délka piloty;  $D$  - průměr piloty  
[CINTRA, AOKI, 2010]

Parciální únosnosti  $R_L$  a  $R_p$  jsou vyjádřeny těmito rovnicemi:

$$R_L = U \sum (r_L \cdot \Delta_L) \quad (5.2)$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (5.3)$$

kde:

$U$  obvod průřezu piloty podél každé jednotkové délky  $\Delta_L$  dané vrstvy

$\Delta_L$  mocnost dané geologické vrstvy

$A_p$  průřezová plocha piloty na úrovni paty

$r_p$  a  $r_L$  geotechnické neznámé korelovány se statickou penetrační zkouškou (CPT) přes hodnoty penetračního odporu ( $q_c$ ) a lokálního plášťového tření ( $f_s$ )

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (5.4)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (5.5)$$

Součinitelé  $F_1$  a  $F_2$  jsou faktory korelace, které zohledňují „měřítkový efekt“, což je rozdíl v chování mezi pilotou (prototyp) a kuželovým hrotem z CPT zkoušky (model), a také zohledňují vliv způsobu provedení pro každý typ piloty. Jelikož SPT zkoušky jsou v Brazílii a mnoha ostatních zemích více používané než CPT zkoušky, je možné vyměnit hodnoty  $q_c$  a  $f_s$  za korelaci s hodnotou počtu úderů potřebný k dosažení 300 mm penetrace ( $N_{SPT}$ ). Výsledný vztah je uveden níže:

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (5.6)$$

kde:

$q_c$  penetrační odpor špičky

$N_{SPT}$  počtu úderů potřebný k dosažení 300 mm penetrace podle SPT zkoušky

$K$  součinitel závislý na typu zeminy

S využitím třecího poměru ( $\alpha$ ) a vzorce (6) je možné vyjádřit plášťové tření ( $f_s$ ) v závislosti na  $N_{SPT}$ :

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \rightarrow f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (5.7)$$

Součinitelé  $K$  a  $\alpha$ , které jsou znázorněny v tab. 5.1, jsou závislé na typu zeminy, která se vyskytuje v okolí piloty. Jejich hodnoty navrhl inženýři Nelson Aoki a Dirceu Velloso, autoři této metody, na základě jejich zkušeností a rešerše v odborných publikacích [CINTRA, AOKI, 2010].

Tab. 5.1 Koeficient  $K$  a třecí poměr  $\alpha$  [AOKI & VELLOSO]

Zemina	K (MPa)	$\alpha$ (%)
Písek	1,00	1,4
Písek prachovitý	0,80	2,0
Písek s příměsí jemnozrných částic	0,70	2,4
Písek hlinitý	0,60	3,0
Písek jílovitý	0,50	2,8
Prach	0,40	3,0
Písčitý prach	0,55	2,2
Psamitická zrna	0,45	2,8
Jílovitý prach	0,23	3,4
Jílovito-písčitý prach	0,25	3,0
Jíl	0,20	6,0
Písčitý jíl	0,35	2,4
Písčito-prachovitý jíl	0,30	2,8
Prachovitý jíl	0,22	4,0
Prachovito-písčitý jíl	0,33	3,0

Faktory korelace  $F_1$  a  $F_2$  byly stanoveny z 63 zatěžovacích zkoušek pilot realizovaných v mnoha státech Brazílie a jsou zobrazeny v tab. 5.2. Jakmile tyto zatěžovací zkoušky nedosáhly hodnoty meze únosnosti zaboření, autoři použili metodu Van der Veen pro odhad únosnosti piloty, která přiděluje asymptotu k zatěžovací křivce dané piloty a definuje tím její únosnost (podrobněji v podkapitole 5.4.3).

Tab. 5.2 Korelační faktory  $F_1$  a  $F_2$  [Aoki & Velloso]

Typ piloty	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	5,0
Ocelové	1,75	3,5
Prefabrikované	1,75	3,5

Vzhledem k vzorci (5.4) a tab. 5.2, je zajímavé poznamenat, že hodnota faktoru  $F_1$  je vždy větší než 1,0, tudíž únosnost na patě piloty bude vždy menší jak hodnota penetračního odporu kuželového hrotu. Experimentální zkoušky ukázaly, že tento inverzní efekt se projevuje i u zhotovených reálných pilot pilot (na různých pilotách s různými velikostmi průměru).

Na druhé straně, součinitel  $F_2$ , který je jmenovatelem třecí části ze vzorce (5), by měl mít stejnou hodnotu jako  $F_1$ , ale k tomu nedochází, protože hodnota zahrnuje rovněž takzvanou korekci čtení. Tato korekce vzniká z důvodu, že na mechanickém kuželovém penetrometru je hodnota plášťového tření ( $f_s$ ) ovlivněna geometrií hrotu: jeho spodní část vytváří odpor na špičce, který je schopen až dvojnásobně zvětšit hodnotu plášťového tření. Z tohoto důvodu se zavedla korekce ve čtení, která upravuje zmíněnou chybu tak, že  $F_2$  se zavádí dvojnásobnou hodnotou než je  $F_1$ . Na základě tohoto srovnání je možné konstatovat,

že  $F_2=2F_1$ . Zmíněná hypotéza navržená podle autorů je více konzervativní. [CINTRA, AOKI, 2010].

Při používání elektrického kuželového penetrometru se zaznamenává měření, které je přenášeno přes elektrický kužel pomocí kabelů uvnitř tyčí penetrometru aniž by došlo k této chybě. V tomto případě bychom měli uvažovat  $F_2=F_1$ .

Po zveřejnění metody Aoki & Velloso došlo ke zpřesnění korelačních faktorů. Pro maloprůměrové prefabrikované piloty, Aoki poznamenal, že tato metoda je příliš konzervativní a navrhuje následující vylepšení:

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,8} \quad (5.8)$$

,kde D (v metrech) je průměr dířku piloty, při udržování vztahu  $F_2 = 2F_1$ .

Pro vrtané piloty byly navrženy nové hodnoty  $F_1$  a  $F_2$ , které se vyvinuly ze zkušeností z praxe, podle Aoki a Allonsa (r. 1991). Aktualizované hodnoty faktorů korelací pro příslušné druhy pilot lze nalézt v tab. 5.3:

Tab. 5.3 Aktualizované faktory korelace  $F_1$  a  $F_2$  [CINTRA, AOKI, 2010].

Typ piloty	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	$2 \times F_1$
Ocelové	1,75	$2 \times F_1$
Prefabrikované	$1 + D/0,8^*$	$2 \times F_1$
Vrtané	3,00	$2 \times F_1$
S rozšířenou patou, CFA a Omega	2,00	$2 \times F_1$
* D je průměr piloty v metrech		

Můžeme tedy přepsat předchozí výrazy pro  $r_p$  a  $r_L$  jako:

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad (5.9)$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (5.10)$$

kde:

- $N_p$  počet úderů pro zaražení hrotu podle SPT zkoušky na patě piloty
- $N_L$  počet úderů pro zaražení hrotu podle SPT zkoušky na i-té vrstvě zeminy
- $F_1$  korelační faktor pro únosnost na patě piloty
- $F_2$  korelační faktor pro únosnost na plášti piloty
- $K$  součinitel závislý na typu zeminy
- $\alpha$  poměr mezi únosnostmi na patě a na plášti piloty

Obě hodnoty se získají na základě nejbližšího penetračního sondování. Celkovou únosnost ( $R$ ) osamělé piloty lze odhadnout pomocí semi-empirického vzorce:

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (5.11)$$

kde:

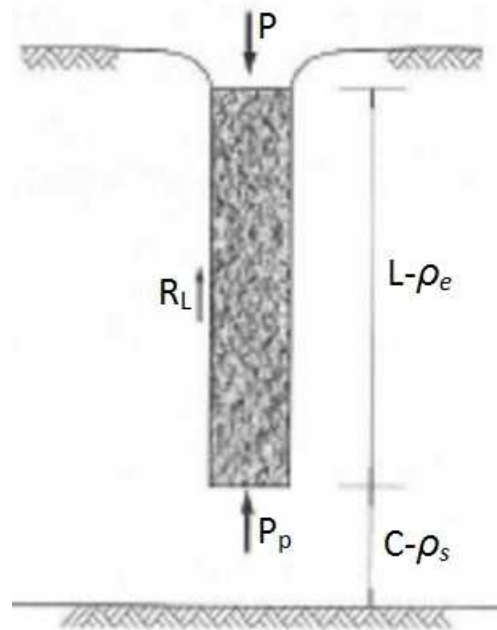
$K$	součinitel závislý na typu zeminy
$\alpha$	poměr mezi únosností na patě a na plášti piloty
$N_p$	počet úderů pro zaražení hrotu podle SPT zkoušky na patě piloty
$N_L$	počet úderů pro zaražení hrotu podle SPT zkoušky na $i$ -té vrstvě zeminy
$F_1$	korelační faktor pro únosnost na patě
$F_2$	korelační faktor pro únosnost na plášti
$A_p$	průřezová plocha piloty na úrovni paty
$U$	obvod pláště piloty
$n$	počet vrstev
$\Delta_L$	mocnost $i$ -té geologické vrstvy

Metoda Aoki-Velloso (r. 1975) byla od jejího vzniku porovnáвана s výsledky zatěžovacích zkoušek ve specifických regionech a geologických formacích. V důsledku toho, některé publikace přináší nové hodnoty pro  $K$  a  $\alpha$ , aplikovatelné v určitých místech, například návrh nových hodnot  $K$  a  $\alpha$  pro zeminy ve městě Sao Paulo, podle ing. Urbana Rodriguese Alonse (r. 1980) nebo návrh nových hodnot pro zeminy na území Rio de Janeiro, podle Danzinger a Velloso (r. 1986).

Je tedy možné říct, že metoda Aoki & Velloso by se měla nadále používat následným způsobem: udržovat její obecnou formulaci, ale nahrazovat původní korelace za regionální, u kterých byla vyzkoušena jejich platnost.

## 5.4 Sedání piloty

Nelson Aoki také představuje přístup jak odhadnout sedání piloty při určitém zatížení. Při aplikaci určitého svislého zatížení  $P$  na hlavu piloty vznikají dva typy deformací: svislá deformace zeminy vlivem stlačení (sedání –  $\rho_s$ ) a pružné zkrácení délky piloty ( $\rho_e$ ).



Obr.5.3 Schéma parciálních sedání piloty:  $L$  – délka piloty;  $C$  – vzdálenost paty piloty k nestlačitelnému podloží;  $P_p$  – síla na patě piloty způsobená zatížením  $P$ ;  $R_L$  – únosnost na plášti;  $\rho_e$  – pružné zkrácení piloty;  $\rho_s$  – sedání piloty;  $P$  – svislé zatížení na hlavě piloty  
[CINTRA, AOKI, 2010]

Z tohoto důvodu je možné říct, že hlava piloty bude podléhat celkovému sedání:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (5.12)$$

kde:

- $\rho_s$  svislá deformace zeminy vlivem stlačení  
 $\rho_e$  pružné zkrácení piloty

#### 5.4.1 Pružné zkrácení piloty

Pro výpočet pružného zkrácení piloty se obvykle sestavuje diagram normálových sil podél celé délky piloty (viz obr. 5.4). Aby výpočet sedání mohl být proveden, uvažují se tyto 3 podmínky:

- 1) Zatížení  $P$  musí být vyšší jak únosnost na plášti  $R_L$  a nižší jak celková únosnost piloty  $R$ :

$$R_L < P < R \quad (5.13)$$

- 2) Plášťové tření  $R_L$  musí být plně mobilizované

$$3) P_p = P - R_L < R_p \quad (5.14)$$



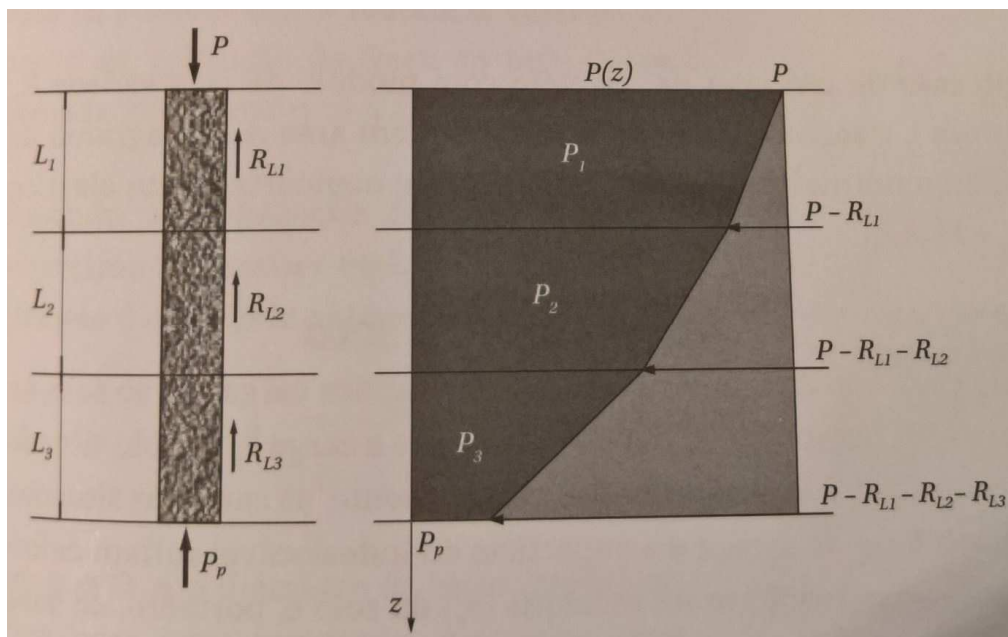
kde:

$P_p$  síla na patě piloty způsobená zatížením  $P$

$P$  svislé zatížení na hlavu piloty

$R_L$  únosnost na plášti

$R_p$  únosnost na patě piloty



Obr. 5.4 Diagram normálových sil na pilotě [CINTRA, AOKI, 2010]

S ohledem na zatíženou pilotu na obrázku 5.4 je možné sledovat snížení normálové síly  $P(z)$  podél její délky. Maximální hodnota normálové síly  $P$  se nachází na hlavě piloty a klesá až na hodnotu  $P_p$ , která se nachází na patě piloty. Metoda Aoki tedy uvažuje lineární snižování normálové síly na základě plášťového tření každé vrstvy. Hodnoty  $P_1$ ,  $P_2$  a  $P_3$  na obr. 5.4 představují průměrnou hodnotu normálové síly ve vrstvách s mocností resp.  $L_1, L_2$  a  $L_3$  a můžeme je vyjádřit následujícím způsobem:

$$P_1 = P - \frac{R_{L1}}{2} \quad (5.15)$$

$$P_2 = P - R_{L1} - \frac{R_{L2}}{2} \quad (5.16)$$

$$P_3 = P - R_{L1} - R_{L2} - \frac{R_{L3}}{2} \quad (5.17)$$

kde:

$P_i$  průměrná hodnota normálové síly na  $i$ -té vrstvě

$P$  zatížení na hlavě piloty

$R_{Li}$  plášťové tření  $i$ -té vrstvy

Pomocí Hookova zákona získáme finální rovnici pro pružné zkrácení piloty:

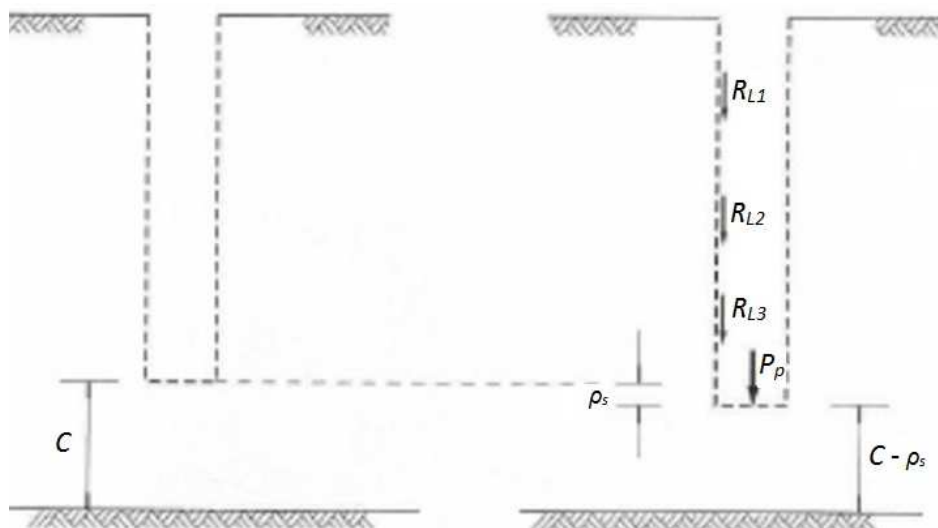
$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad (5.18)$$

kde:

- $A$  průřezová plocha piloty
- $E_c$  modul pružnosti betonu
- $P_i$  průměrná hodnota normálové síly na  $i$ -té vrstvě
- $R_{Li}$  plášťové tření  $i$ -té vrstvy

#### 5.4.2 Svislá deformace zeminy vlivem stlačení

Na základě principu akce a reakce pilota aplikuje zatížení na zeminu přes třecí síly  $R_{Li}$  a přes sílu na patě  $P_p$ . Díky tomuto zatížení dochází k deformacím zeminy mezi patou piloty a nestlačitelném podloží a vzniká tak sedání zeminy  $\rho_s$  a piloty (viz obr. 5.5).



Obr. 5.5 Schéma sedání zeminy [CINTRA, AOKI, 2010]

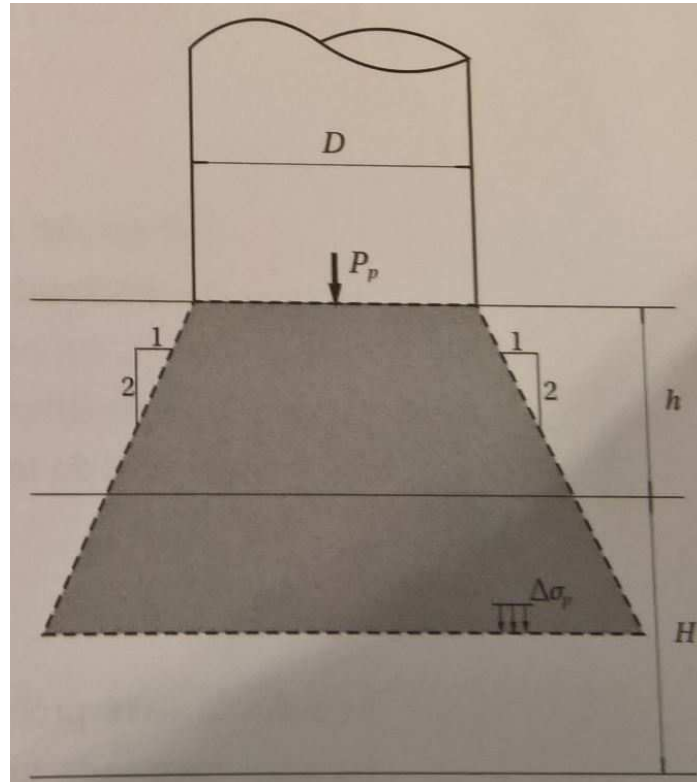
Podle Vesica (1975) může být sedání  $\rho_s$  rozděleno na dvě složky:

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L} \quad (5.19)$$

kde:

- $\rho_{s,p}$  sedání závislé na síle v patě
- $\rho_{s,L}$  sedání závislé na plášťovém tření

Nelson Aoki ve své odborné práci „Previsão da curva carga-recalque“ z roku 1984 uvádí metodologii pro odhad sedání  $\rho_s$ . Síla  $P_p$  působící na zeminu vytváří nárůst napětí  $\Delta\sigma_p$ , které působí na vrstvu s mocností  $H$  pod patou piloty (viz obr. 5.6).



Obr.5.6 Roznos napětí v důsledku reakce  $P_p$  na patě piloty:  $H$ - mocnost dané vrstvy;  $h$  – svislá vzdálenost od paty piloty k dané vrstvě;  $\Delta\sigma_p$  – nárůst napětí;  $P_p$  – síla na patě piloty;  $D$  – průměr piloty [CINTRA, AOKI, 2010]

Za předpokladu že napětí do zeminy se roznáší ve sklonu 1:2, nárůst napětí ke střednici dané vrstvy je dáno následujícím vzorcem:

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{4P_p}{\pi.(D+h+\frac{H}{2})^2} \quad (5.20)$$

kde:

$P_p$  síla na patě piloty

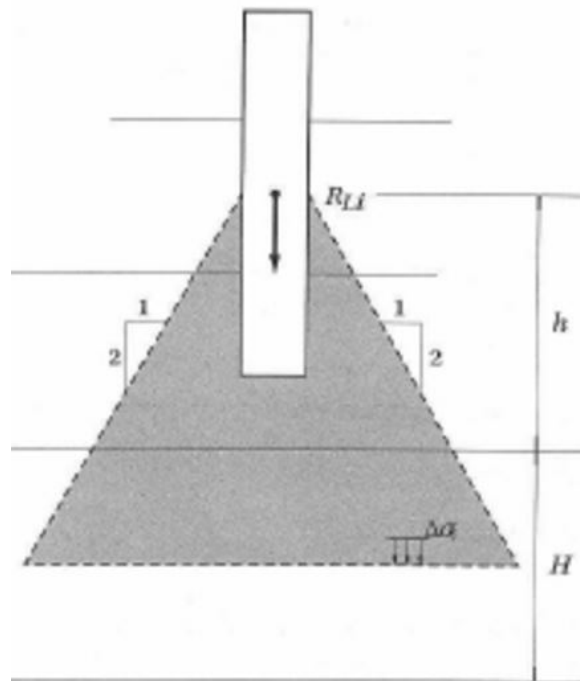
$H$  mocnost dané vrstvy;

$h$  svislá vzdálenost od paty piloty k dané vrstvě;

$P_p$  síla na patě piloty;

$D$  průměr piloty

Obdobně výše uvedenému vzorci je možné určit nárůst napětí v zemině způsobený reakcemi plášťového tření  $R_{Li}$  na dané vrstvě zeminy (viz obr. 5.7).



Obr. 5.7 Roznos napětí v důsledku plášťového tření:  $R_{Li}$  –  $i$ -té plášťové tření relativní ke střednici piloty v dané vrstvě;  $h$  – svislá vzdálenost od střednice piloty k  $i$ -té vrstvě;  $H$  – mocnost dané vrstvy [CINTRA, AOKI, 2010]

Na základě těchto podmínek bude vzorec pro nárůst napětí v důsledku plášťového tření vypadat následovně:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi.(D+h+\frac{H}{2})^2} \quad (5.21)$$

kde:

- $R_{Li}$   $i$ -té plášťové tření relativní ke střednici piloty v dané vrstvě
- $H$  mocnost dané vrstvy;
- $h$  svislá vzdálenost od střednice piloty k dané vrstvě;
- $D$  průměr piloty

Celkový nárůst napětí v dané vrstvě je tedy:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (5.22)$$

Opakováním tohoto postupu můžeme odhadnout nárůst napětí pro libovolnou vrstvu od paty piloty až po nestlačitelné podloží. Výsledné sedání zeminy  $\rho_s$  je tedy možné odhadnout na základě teorie lineární pružnosti:

$$\rho_s = \sum \left( \frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad (5.23)$$

kde:

$\Delta\sigma$	celkový nárůst napětí v i-té vrstvě
H	mocnost i-té vrstvy
$E_s$	modul deformace zeminy i-té vrstvy

Modul deformace zemin  $E_s$  je možné vyčíslit na základě adaptovaného vzorce podle Janbu (1963):

$$E_s = E_0 \cdot \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (5.24)$$

kde:

$E_0$	modul deformace zeminy před provedením piloty
$\sigma_0$	geostatické napětí ve středu i-té vrstvy
$\Delta\sigma$	celkový nárůst napětí v i-té vrstvě
n	exponenciál, který závisí na charakteru zeminy

Exponenciál  $n$  závisí na charakteru zeminy. V nesoudržných zeminách dochází k nárůstu deformačního modulu v závislosti na nárůstu napětí, na rozdíl od soudržných zemin kde se tento jev neprojevuje: pro nesoudržné zeminy  $n=0,5$ , pro soudržné tuhé jíly  $n=0$  [CINTRA, AOKI, 2010].

Aokiho metoda uvažuje  $E_0$  jako:

- $E_0 = 6 \cdot K \cdot N_{SPT}$  pro beraněné piloty
- $E_0 = 4 \cdot K \cdot N_{SPT}$  pro CFA piloty
- $E_0 = 3 \cdot K \cdot N_{SPT}$  pro vrtané piloty

kde:

K	součinitel závislý na typu zeminy podle metody Aoki & Velloso
$N_{SPT}$	počtu úderů potřebný k dosažení 300 mm penetrace podle SPT zkoušky

### 5.4.3 Mezní zatěžovací křivka

#### 5.4.3.1 Metoda Van Der Deen

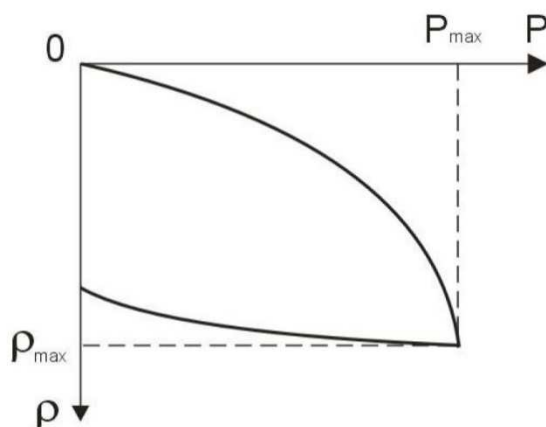
Existuje mnoho postupů, které určují únosnost piloty na zatěžovací křivce bez dosažení meze přetvoření. Jedno z nejpoužívanějších postupů v Jižní Americe (zejména v Brazílii) pro určení zatěžovací křivky osamělé piloty je postup Van Der Deena vyjádřený následující rovnicí [NEVES, 2004]:

$$P = R \cdot (1 - e^{-a \cdot \rho}) \quad (5.25)$$

kde:

- $a$  koeficient, který definuje tvar křivky
- $\rho$  celkové sedání piloty při libovolném zatížení  $P$
- $P$  libovolné zatížení na hlavě piloty
- $R$  mezní únosnost piloty

Výhodou této metody je možnost definování meze přetvoření a také extrapolace zatěžovací křivky [VAN DER VEEN, 1953].



Obr. 5.8 Příklad zatěžovací křivky s využitím postupu Van Der Deena [NEVES, 2004]

#### 5.4.3.2 Určení mezní zatěžovací křivky podle Nelsona Aokiho

V roce 1979 Aoki ve své odborné práci „Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas“ navrhnul metodiku pro odhad mezní zatěžovací křivky osamělé piloty na základě jednoho známého bodu dané křivky a kritéria Van der Veen [Aoki 1979].

Poté co je vypočtena celková únosnost piloty  $R$  a sedání  $\rho$  při určitém zatížení  $P$ , které splňuje níže uvedenou podmínku:

$$R_L < P \leq R/2 \quad (5.26)$$

je možné určit hodnotu koeficientu  $a$  (viz. vzorec 5.26) a následně sestavit zatěžovací křivku

$$a = -\ln.(1 - P/R)/\rho \quad (5.27)$$

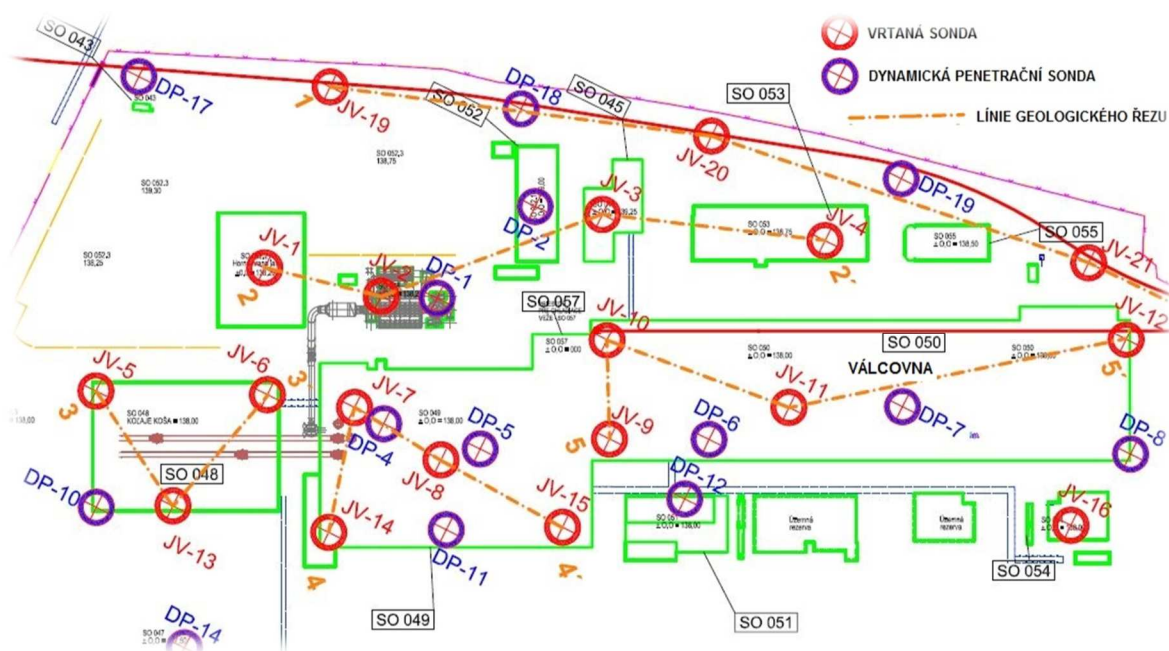
## 6 Projekt Mini ocelárna ve Strážském

V rámci plánované investice se v blízkosti původní průmyslové zóny společnosti Chemko Strážske (Slovensko) vybudoval nový areál s hutním zaměřením pod názvem "Mini Ocelárna SSM Strážské".

Níže jsou uvedeny základní informace o projektu [Elmotrade]:

- Název stavby: MINI Ocelárna SSM a.s. ve Strážském
- Investor: SLOVAKIA STEEL MILLS S.p.A., Strážské, Slovensko
- Generální dodavatel: ČKD EXPORT, a.s
- Zhotovitel: METROSTAV a.s.
- Doba realizace: 02/2009 - 07/2009

Projekt obsahuje několik stavebních objektů, ze kterých bylo vybráno pro tuto diplomovou práci založení stavebního objektu SO 050 – Válcovna. Rozmístění jednotlivých objektů je schematicky znázorněno na obrázku 6.1 i s navrženými průzkumnými sondami.



Obr. 6.1 Situace umístění stavebních objektů a vrtaných a penetračních sond [Terratest s.r.o.]



## 6.1 Lokalita

Stavba je situována nedaleko východní hranice Slovenské republiky s Ukrajinou, jen 54 km od hraničního přechodu Vyšné Nemecké - Užhorod a 58 km Ubl'a - Malyj Bereznyj. Geografická poloha umožňuje snadnou logistiku při přepravě surovin a výrobků. V blízkosti areálu je možné napojení na státní železniční síť. Ocelárna je dostupná po silnici a jednoduše napojená na mezinárodní letiště Košice jež je vzdálené 65 km. [Priemyselne parky sk]



Obr. 6.2 Lokalita projektu Mini Ocelárna SSM Strážske [Priemyselne parky sk]

## 6.2 Geomorfologie a klimatické poměry

Zájmové území se nachází na rozhraní vyšších geomorfologických jednotek: východopanónská pánev, vnější východní Karpaty a vnitřní východní Karpaty. Reliéf staveniště je pahorkatina s postupným přechodem do roviny. Řešená lokalita spadá do klimatického okrsku: teplý, suchý s chladnou zimou. Průměrná teplota vzduchu v lednu je -3 až -4 ° C, průměrná teplota vzduchu v červenci je 19 ° C. Průměrná roční teplota vzduchu je 7-8 ° C. Průměrný roční úhrn srážek představuje 700 až 900 mm, přičemž je rozložen na letní a zimní období přibližně v poměru 1: 1.

## 6.3 Geologické poměry

### 6.3.1 Všeobecné geologické poměry

Zájmové území je součástí východoslovenské neogenní pánve - její východní části. Území ze severu ohraničuje bradlové pásmo zastoupené mezozoickými horninami. Litologicky je tvořeno vápenci, dolomity, břidlicemi a slínovci. Severozápadně až západně je území ohraničeno paleogenními souvrstvími vnitřního karpatského flyše budovaného vrstvami jílovců a pískovců. Souvrství pravděpodobně přechází v podloží pod kvartérními sedimenty až do východní části zájmového území, kde bylo tektonicky pokleslé do větších hloubek. Jihozápadní a jižní část území je tvořena neogenními sedimenty mořského až brakického vývoje, litologicky tvořenými jíly až jílovci. [Terratest s.r.o.]

V zájmovém území převládají od povrchu kvartérní sedimenty geneticky příslušející deluviálním sedimentům a deluviálně-fluviálním sedimentům. Deluviální sedimenty jsou původem transportovány erozní činností z přilehlých svahů a vytvářejí horizonty s pestrými variacemi hlinitosiltových zemin. Jednotlivé typy zemin nejsou v souvrství v přirozeném stavu vizuálně odlišitelné, vzhledem k tomu jak tvoří pozvolné vzájemné přechody. Sumárně byl tento komplex označen jako deluviálně jílovito-hlinité souvrství. Jeho mocnost dosahuje cca 4,0 - 10,0 m, s podložím na úrovni 131,50 - 133,5 m.n.m. Pod touto geologickou vrstvou jsou přítomny v širším okolí staveniště nesoudržné štěrkovité sedimenty, které byly sumárně označeny jako deluviálně-fluviální štěrkovité souvrství. Mají zpravidla velký podíl jílovité i hlinité frakce a výjimečně vytvářejí typické horizonty "čistých" štěrkopísků. Z geologického hlediska vytvářejí horizontálně uložené ploché a zrnitostě pestré souvrství nesoudržných zemin, v nichž jednotlivé zrnitostní typy zemin vytvářejí nepravidelné tvary. Valouny jsou tvořeny hlavně krystalickými horninami, jsou polozaoblené až dokonale zaoblené a tvrdé až slabě zvětřelé. Mocnost tohoto souvrství se pohybuje od cca 1,5 - až do 3,5 m. [Terratest s.r.o.]

### 6.3.2 Inženýrskogeologické poměry stavebního objektu SO-050 – Válcovna

Charakterizování základových poměrů v místě objektu SO-050 bylo zpracováno na základě interpretace průzkumných sond JV-9, JV-10, JV-11 a JV-12, DP-6, DP-7 a DP-8 do geologického profilu č. 5 - 5' (viz. obr. P1).

V zájmovém území tvoří povrch terénu navážka v mocnosti od 0,40 m (JV-12) do 1,4m (JV-9). Materiál navážky je značně nehomogenní a je tvořen zbytky betonových panelů bývalých zpevněných ploch (JV-9), násypem z tříděného kameniva fr. 0/63 (JV-9), stavebním odpadem, šterkem, komunálním odpadem a ornici. Ulehlost a konsolidace horizontu je nedostatečná a horizontálně proměnlivá.

Pod vrstvou navážek do hloubky 4,3 - 6,8 m se nachází tzv. deluviálně jílovito-hlinité souvrství. Tloušťka souvrství se pohybuje od 3,2 m (JV-9) do 6,4 m (JV-12). Báze souvrství se nachází v úrovni od 131,84 m n. m. (JV-9) do 132,63 m n. m. (JV-12). **Deluviálně jílovito-hlinité souvrství** je tvořeno:

- jílem s nízkou plasticitou (**F6 CL**), hnědé barvy, měkké až tuhé konzistence (JV-9 kašovité)
- hlínou se střední plasticitou (**F5 MI**), hnědé barvy, tuhé až pevné konzistence
- jílem se střední plasticitou (**F6 CI**), hnědé a tmavě hnědé barvy, tuhé až pevné konzistence
- jílem s vysokou plasticitou (**F8 CH**), šedé barvy, tuhé konzistence
- hlínou s vysokou plasticitou (**F8 MH**), šedé barvy, tuhé konzistence
- hlínou s nízkou plasticitou (**F6 CL**), šedohnědé barvy, tuhé konzistence

Pod výše popsáním souvrstvím, od úrovně 132,63 m n. m., se nachází deluviálně-fluviální šterkovité souvrství. Mocnost šterkového souvrství je od 2,2m (JV-12) do 3,9m (JV-9). Nejnižší úroveň souvrství se nachází od 128,03 m n. m. (JV-9) do 130,43 m n. m. (JV-12). **Deluviálně-fluviální šterkovité souvrství** je v prostoru SO 050 tvořeno následujícími typy zemin [Terratest s.r.o.]:

- šterk dobře zrnění (**G1 GW**), šedohnědé barvy, středně ulehlý
- šterk s příměsí jemnozrné zeminy (**G3 G-F**), hnědé barvy, středně ulehlý
- šterk jílovitý (**G5 GC**), hnědé barvy, středně ulehlý
- šterk hlinitý (**G4 GM**), hnědé barvy, středně ulehlý

Pod šterkovitým souvrstvím se v místě stavebního objektu nachází od úrovně 130,43 m n.m. (JV-12) neogénní jílovité souvrství. Mocnost souvrství přesahuje hloubku realizovaných sond.

**Neogénní jílovité souvrství** je tvořeno následujícími typy zemin [Terratest s.r.o.]:

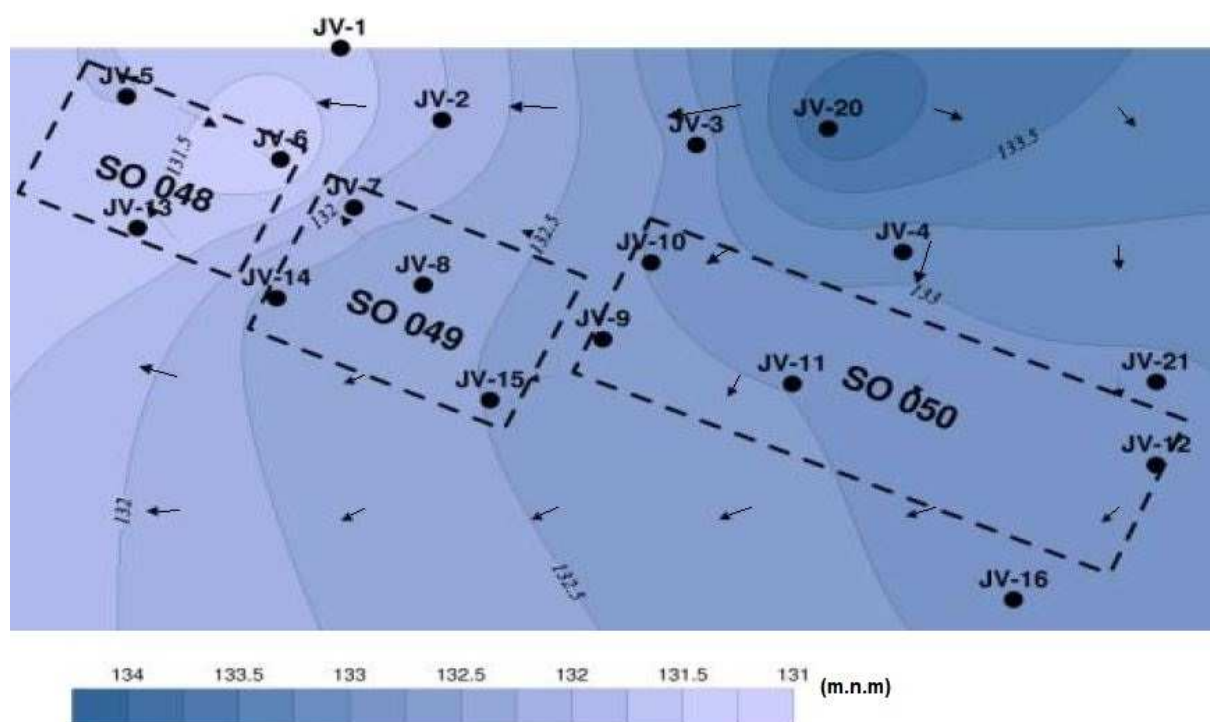
- jílu šterkovitý (**F2 CG**), šedohnědé barvy, tuhé až pevné konzistence (v JV- 12 i s polohami měkké konzistence),

- Jílem s nízkou až střední plasticitou (**F6 CL / CI**), šedé barvy, tuhé až pevné konzistence (v JV-9 is polohami tvrdé konzistence), s početnými úlomky pískovců a vápenců s  $\varnothing$  10-20cm což může znamenat nástup paleogénu.

## 6.4 Hydrogeologické poměry

Hydrogeologické poměry jsou podmíněny geologickou skladbou horninového prostředí. Hydrologicky patří území do povodí Laborce, který odvádí podzemní vody z předmětného území. Infiltrační oblast je pravděpodobně v okolních kopcích a proudění směřuje k jihu k Laborci.

Na obrázku 6.3 jsou zobrazeny izoliny hladiny podzemní vody s vyznačeným směrem proudění, který je podmíněný sklonem neogenních podloží fungující jako spodní izolant vodonosným štěrkem.



Obr. 6.3 Mapa izolinií ustálené hladiny podzemní vody [Terratest s.r.o.]

Hladina podzemní vody (ustálená) byla během průzkumu v úrovni 132,6 až 135,6 m n. m. (tj. 3,8 až 4,4 m pod úrovní povrchu terénu). Podzemní voda je vázaná na štěrkové souvrství a vytváří mírně napjatý horizont hladiny podzemní vody.

Propustnost souvrství závisí na granulometrickém složení a mocnosti vrstvy. Odhadem se může pohybovat řádově  $x \cdot 10^{-4}$  až  $x \cdot 10^{-7}$  m/s. Přesné hodnoty by bylo třeba stanovit hydrodynamickou zkouškou. [Terratest s.r.o.]

## 6.5 Agresivita podzemní vody

Dále je popsán a vyhodnocen vzorek podzemní vody ze sondy JV-11, která se nachází v oblasti SO-050 poblíž řešené skupiny pilot této diplomové práce.

Analyzovaný vzorek podzemní vody byl při subjektivním hodnocení bezbarvý, bez zápachu, s mírným zákalem a zemitým obsahem sedimentu. Elektrolytická vodivost analyzovaného vzorku vody byla 66 mS/m. Vzorek byl mineralizovaný 425 mg/l při teplotě 105 °C. Reakce vody byla zásaditá s  $\text{pH} = 7,79$ . Z hlediska znečištění organickými látkami byla voda ve vzorku čistá s  $\text{CHSK}_{\text{Mn}} 1,1$  mg/l.

Agresivita podzemních vod na základové konstrukce z betonu a oceli vyplývající z daného chemického složení podzemních vod a daných hydrogeologických podmínek. Z výsledků analýzy vzorků vyplývá, že voda nevykazuje agresivní účinky na betonové konstrukce. [Terratest s.r.o.]

## 6.6 Radonový průzkum geologického podloží

Na základě radonového průzkumu provedeného společností KORAL s.r.o. můžeme výsledné radonové riziko na zájmovém území zhodnotit jako nízké. Objemová aktivita radonu v půdním vzduchu hodnoceného pozemku nepřekračuje odvozenou zásahovou úroveň k provedení opatření proti pronikání radonu z podloží a není nezbytné provádět opatření proti radonu z podloží stavby.

## 6.7 Tektonika

Zájmové území se nachází v poklesové pánvi, kde byla dokumentována zlomová pásma po západní i východní části území. Další zlomová pásma se předpokládají severozápadním - jihovýchodním směrem napříč údolní nivou Laborce. Kvartérní zlomové pásmo odděluje údolní nivu Laborce od okolních předkvartérnych jednotek na západě a východě území. [Terratest s.r.o.]

## 6.8 Seismicita

### 6.8.1 Historický vývoj seismicity v dané oblasti

Ve smyslu ČSN 73 0036 příloha A2 "*Seizmotektonická mapa Slovenska*" se zájmové území nachází v oblasti, kde se v historicky známém období vyskytla intenzita zemětřesení 7° makroseizmické aktivity MSK-64. Poloha nejbližšího epicentra dle ČSN 73 0036 příloha A1 "*Mapa epicenter zemětřesení*" se nachází nedaleko Strážského. Do roku 1870 je zde evidováno zemětřesení s intenzitou 7° MSK-64 konkrétně v roce 1778. Po roce 1870 jsou evidovány dvě zemětřesení s intenzitou 7° MSK-64 konkrétně v letech 1914 a 1941. [Terratest s.r.o.]

### 6.8.2 Oblast seismicity

Z významnějších zlomů se blízko od zájmového území nachází regionální zlom tzv. Peripieninský lineament, který jako hlubinná tektonická porucha sleduje linii bradlového pásma prakticky přes celé území Slovenska od Záhoří až po Oravu, pak přejde do Polska a při Pieninách se znovu vrátí na Slovensko a dále pokračuje na Ukrajinu. S ním je spojena většina nejvýznamnějších ohnisek zemětřesení na Slovensku (okolí Dobré Vody, okolí Žiliny, Spišská Magura).

### 6.8.3 Klasifikace seismicity

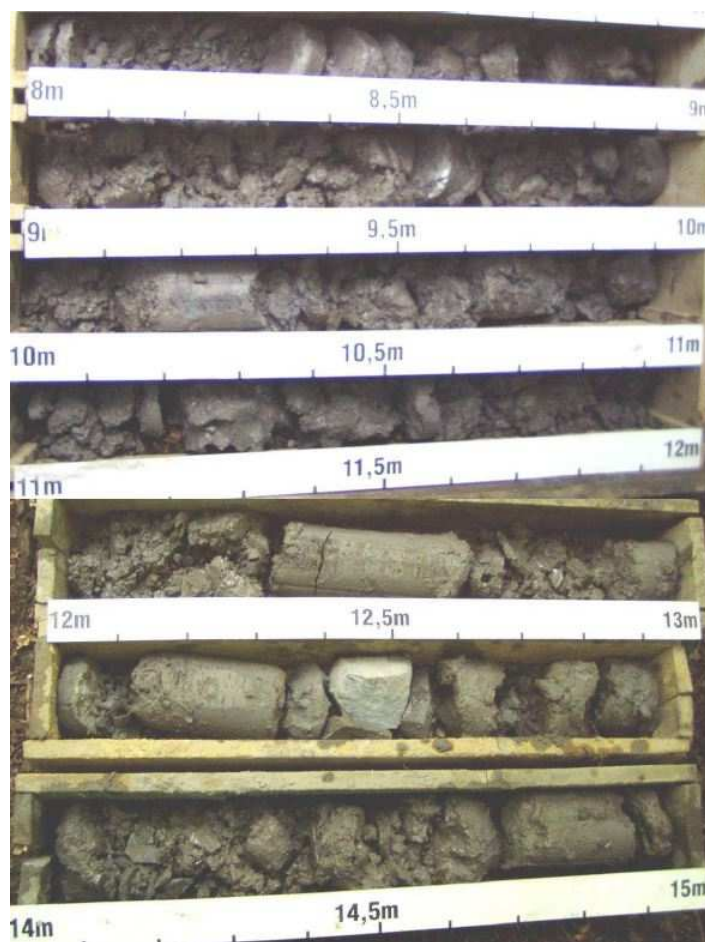
Podle ČSN 730036 (dnes již neplatná) obrázek 1 "*Zdrojové oblasti seismického rizika*" strana 15, se zájmové území nachází v oblasti 3. K této oblasti je v článku 4.1.2.3.1. výše uvedené normy přiřazena hodnota základního seismického zrychlení  $a_r = 0,6 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ . Základní seismické zrychlení odpovídá zemětřesení s periodou výskytu 450 let a vztahuje se na objekty se součinitelem významnosti  $\gamma_1 = 1,0$  s průměrnou životností 50-100 let.

## 6.9 Metodika průzkumných prací

V zájmovém území byly realizovány terénní práce na místech navržených projektantem (PROMT s.r.o.). Terénní práce sestávaly z realizace 23 vrtaných sond, 22 dynamických penetračních sond. V některých případech byly vrty posunuty v rámci objektu z důvodu nedostupnosti terénu v místě jejich původního umístění.

### 6.9.1 Vrtané sondy

Vrtané sondy byly realizovány vrtnou soupravou UGB 50 jádrovým vrtáním. Jednotlivé litologické celky z vrtů byly umisťovány po 1 m do dokumentačních vzorkovníků. Následně byly geologem makroskopicky popsány, zdokumentovány fotograficky a z významných celků byly odebrány vzorky pro klasifikační analýzy zemin a stanovení geotechnických vlastností zemin. Početnost a druh zkoušek byly zvoleny na základě náročnosti objektů. Z výnosu jádrového vrtání byla zaznamenána i fotodokumentace (viz obr. 6.4).



Obr. 6.4 Fotodokumentace sondy JV-11 [Terratest s.r.o.]

Během vrtání každého jednotlivého vrtu byla zaznamenána úroveň naražené hladiny podzemní vody a po 12 hodinách byla zaznamenána úroveň ustálené hladiny podzemní vody. Z průzkumných sond označených jako JV-9, JV-10 a JV-11 byly odebrány vzorky podzemní vody pro stanovení agresivních účinků na betonové konstrukce a ocel. Chemické analýzy byly stanoveny v akreditované laboratoři GEL s.r.o. v Turčianských Teplicích. Po vyhodnocení vrtaných sond byly vrty zlikvidovány zaházením vytěžené zeminy.

## 6.9.2 Dynamické penetrační sondy

Dynamické Penetrace sondy byly realizovány pomocí penetračních soupravy Geotool GTR 780 - nastavení: těžká penetrační souprava DPSH. Penetrace sondy byly provedeny a zpracovány v souladu s ČSN EN ISO 22476. Vzorky zemin byly zpracovány v laboratoři mechaniky zemin spol. Terratest. Byly zde zjišťovány základní fyzikální vlastnosti jednotlivých litologické typů zemin a jejich geotechnické parametry. [Terratest s.r.o.]

Použité penetrační zařízení mělo následující technické parametry:

- jííl štěrkovitý (**F2 CG**), šedohnědé barvy, tuhé až pevné konzistence (v JV- 12 i s polohami měkké konzistence),
- Jíílem s nízkou až střední plasticitou (**F6 CL / CI**), šedé barvy, tuhé až pevné konzistence (v JV-9 is polohami tvrdé konzistence), s početnými úlomky pískovců a vápenců s Ø 10-20cm což může znamenat nástup paleogénu.
- Tííha beranu Q (kN): 0,63 kN;
- Tííha jedné zarážecí tyče: 0,063 kN;
- Tííha kovadliny: 0,04 kN;
- Výška pádu beranu h (m): 0,75 m;
- Tííha hrotu: 0,0032 kN;
- Příčnná plocha hrotu A (m<sup>2</sup>): 0,0015 m<sup>2</sup>;
- Frekvence úderů beranidla: 15/min;
- Vrcholový úhel hrotu: 90 °;

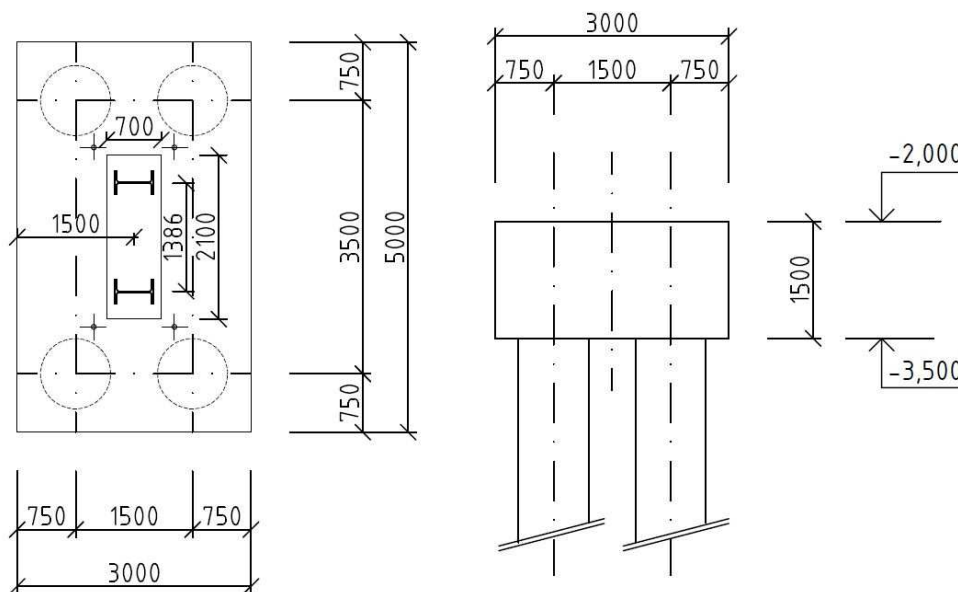
Na základě zdokumentování průzkumných děl, zpracování laboratorních výsledků byly odpovědným řešitelem sestrojené geologické profily pro názornější zobrazení základových poměrů. Jelikož je tato diplomová práce zaměřená pouze na stavební objekt 050 – Válcovna, byl použitý pouze geologický profil 5-5' (viz. obr. P1) ,který se vytvořen na základě penetračních vrtů JV-9 až JV-12 a dynamických penetrací DP-6 až DP-8.

## 6.10 Návrh pilot

Ve stavebním objektu SO 50 – Válcovna bylo z důvodu náročných geologických podmínek a velkého svislého zatížení navrženo hloubkové založení na pilotách vetknuté až do



podložních neogenních sedimentů. Konceptem založení pod každým sloupem ocelárny byly čtveřice pilot spojené tuhou patkou (viz obr. 6.5)



Obr.6.5 Základní schéma skupiny pilot ZP3 [Čeněk a Ježek]

Pro návrh pilot se postupovalo podle metodiky komentáře k normě ČSN 73 1002 *Vrtané piloty*, která je ekvivalentem slovenské normy se stejným číselným označením [Čeněk a Ježek]. Základní parametry piloty a patky jsou níže uvedené:

- Délka pilot: 9 m
- Průměr pilot: 0,9 m
- Třída betonu: C25/30
- Nejkratší osová vzdálenost mezi pilotami: 1,5 m
- Nejdelší osová vzdálenost mezi pilotami: 3,5 m
- Rozměry patky: 3,0 x 5,0 m
- Tloušťka patky: 1,5 m

## 6.11 Provedení pilot

Vrty pro piloty byly prováděny ze zpevněných pracovních plošin. Vrty byly prováděny s provozním pažením pomocí ocelové pažnice příslušného průměru, přičemž pažení bylo hnáno bezpečně před počvou vrtu, aby nedošlo ke ztrátě stability. Pažení bylo prováděno i v jílech, aby nedocházelo k degradaci stěn vrtů podzemní vodou.

Po dokončení každého vrtu a vyčištění dna byla osazena výztuž dle tabulek projektanta a provedena plynulá betonáž dříku v souladu s EN 1536 - *Execution of special geotechnical work - Bored piles* (dnes již neplatná norma). Pokud byl vrt suchý, byla betonáž prováděna pouze s usměrněním; pokud docházelo k lokálním průsakům vody, byla realizována betonáž odspoda pod hladinou podzemní vody tak, aby znehodnocená betonová směs byla vytlačována vzhůru nad projektovanou úroveň hlavy a mohla být následně odstraněna.

V průběhu betonáže bylo prováděno postupné odpažování vrtu, aby nedocházelo ke ztrátě stability stěn vrtu či k přetržení dříku betonované piloty. [Čeněk a Ježek]



Obr. 6.6 Provádění vrtaných pilot ve Strážském [Čeněk a Ježek]

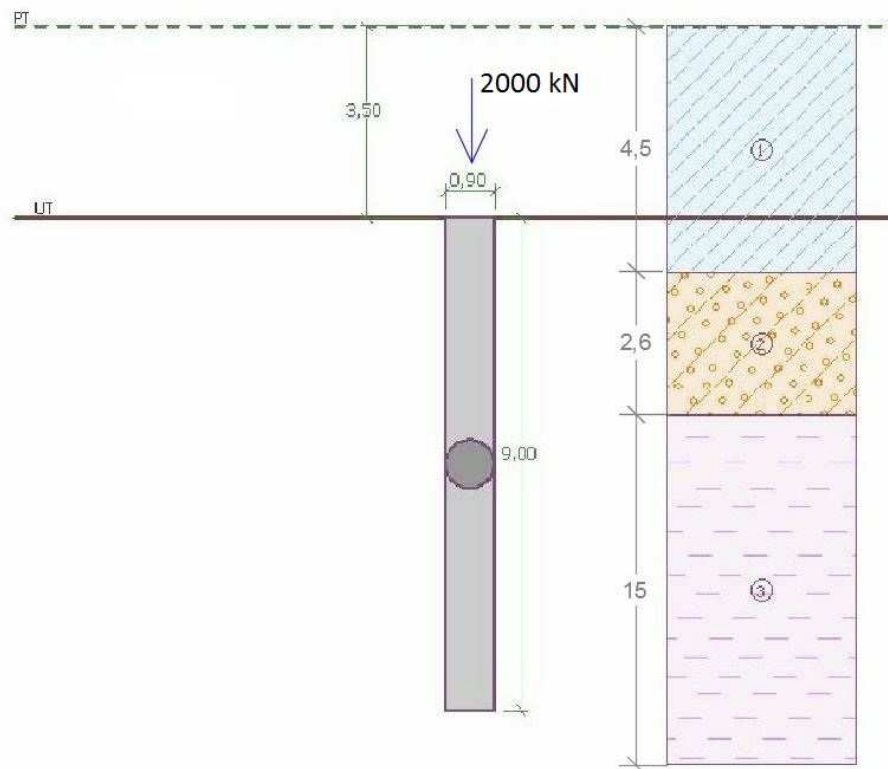
## 7 Výpočet únosnosti a sedání skupiny pilot

V této kapitole budou představeny a porovnány různé způsoby výpočtu únosnosti pilot resp. jejich sedání. Nejprve bude popsáno provedení výpočtu únosnosti osamělé piloty dle ČSN EN 1997-1 a také podle metodiky ing. Nelsona Aokiho. Výsledky obou výpočtů byly porovnány a následně využity pro výpočet únosnosti skupiny pilot SP3 projektu Mini Ocelárna SSM Strážské. Poté byl vytvořen model skupiny pilot v programu GEO5 – Skupina pilot a také výpočet skupiny pilot pomocí metody konečných prvků (MKP) v softwaru PLAXIS 3D.

### 7.1 Výpočtová únosnost osamělé piloty dle ČSN EN 1997-1

V této podkapitole je popsán výpočet únosnosti osamělé piloty osově zatížené na základě metodiky doc. Ing. J. Masopusta z jeho knihy „Vrtané piloty“. Podrobné informace o skupině pilot se nachází v kapitole 2, pro přehlednost jsou níže uvedené základní informace této konstrukce:

- Délka piloty: 9 m
- Průměr piloty: 0,9 m
- Osově zatížení: 2000 KN
- Hloubka založení pilot: -3,5 m



Obr. 7.1 Schéma osamělé piloty

Charakteristiky geologických vrstev byly převzaty z geotechnického průzkumu od společnosti TerraTest s.r.o., která zpracovala laboratorní výsledky pro stavební objekt SO 050 – Válcovna (viz kapitola 6) a pro zjednodušení výpočtu rozčlenila geologii území na 3 homogenní celky:

Tab. 7.1 Parametry geotechnických celků [Terratest]

Geotechnický celok	$\gamma$	$\nu$	$\beta$	$E_{def}$	$\phi_{ef}$	$c_{ef}$	$\phi_u$	$c_u$	$e$	$S_r$
	$kN.m^{-3}$	-	-	$MPa$	$^\circ$	$MPa$	$^\circ$	$MPa$	-	%
jemnozrnné súvrstvie kvartéru	19,7		0,47	<b>4,6</b>	23,1	0,028	2,1	0,060	0,64	90,2
štrkovité súvrstvie kvartéru	20,0			<b>60</b>	<b>31</b>	0	-	-	-	-
litologický celok neogénu	20,8		0,37	<b>6,1</b>	22,9	0,024	2	0,080	0,53	86,0

Celkovou únosnost piloty lze stanovit jako součet mezní únosnosti na plášti piloty  $R_{su}$  a mezní únosnosti na patě piloty  $R_{pu}$ . Pro stanovení mezní únosnosti na plášti piloty  $R_{su}$  se vychází z rovnice regresních křivek zjištěných na základě statistické analýzy 236 statických zatěžovacích zkoušek. Rovnice plášťového tření pro příslušný typ zeminy má obecný tvar:

$$q_{si} = a - \frac{b}{D_i/d_i} \quad (7.1)$$

kde:

- $a$  regresní koeficient pro jednotlivé typy zemin a hornin pro plášťové tření  
 $b$  regresní koeficient pro jednotlivé typy zemin a hornin pro plášťové tření  
 $D_i$  hloubka od hlavy piloty do středu příslušné  $i$ -té vrstvy  
 $d_i$  průměr piloty v  $i$ -té vrstvě

Regresní koeficienty pro jednotlivé typy zemin a hornin jsou uvedeny v tabulce 7.2:

Tab. 7.2 Regresní koeficienty pro jednotlivé typy zemin a hornin [Masopust]

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	1596,70	1399,88
soudržné	$I_C = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$I_C \geq 1, R 6$	97,31	108,59	987,60	1084,26

Pro výpočet plášťového tření byly zvoleny následující parametry pro jednotlivé geologické vrstvy:

- jemnozrnné souvrství kvartéru - hlína se střední plasticitou:  $I_D=0,5$
- sťerkové souvrství kvartéru – sťerk hlinitý:  $I_D=0,7$
- litologický celek neogénu – tuhé jíly:  $I_C=1$

Výsledné plášťové tření pro každou vrstvu je tedy:

$$q_{s1} = 62,46 - \frac{16,06}{0,5/0,9} = 33,55 \text{ kPa}$$

$$q_{s2} = 91,22 - \frac{48,44}{2,3/0,9} = 72,27 \text{ kPa}$$

$$q_{s3} = 97,31 - \frac{108,59}{6,3/0,9} = 81,79 \text{ kPa}$$

Výpočtová hodnota mezní síly na plášti se vypočte pomocí následujícího vzorce:

$$R_{su} = m_1 \cdot m_2 \cdot \pi \cdot \sum_{i=1}^n d_i \cdot l_i \cdot q_{si} \quad (7.2)$$

kde:

$l_i$  mocnost příslušné vrstvy

$m_1$  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 tloušťky přes 0,7 mm  $m_2=0,7$ ; pro ochranu pomocí fólie a pletiva B-systému  $m_2=0,5$ ; pro ochranu ponechanou ocel. výpažnicí  $m_2=0,15$

Při uvažování provozního zatížení a dřívku piloty bez ochrany bude výpočtová hodnota mezní síly na plášti:

$$R_{su} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot \pi \cdot (0,9 \cdot 1,0 \cdot 33,55 + 0,9 \cdot 2,6 \cdot 72,27 + 0,9 \cdot 5,4 \cdot 81,79) = 1312,5 \text{ kN}$$

Výpočet průměrného plášťového tření  $\bar{q}_s$  se provede jako vážený průměr hodnot  $q_{si}$ :

$$\bar{q}_s = \frac{\sum d_i \cdot l_i \cdot q_{si}}{\sum d_i \cdot l_i} \quad (7.3)$$

$$= \frac{(0,9 \cdot 1,0 \cdot 33,5 + 0,9 \cdot 2,6 \cdot 72,2 + 0,9 \cdot 5,4 \cdot 81,8)}{(0,9 \cdot 1,0 + 0,9 \cdot 2,9 + 0,9 \cdot 5,4)} = 73,68 \text{ kPa}$$

Pilota však současně nese i na patě. Únosnost na patě piloty  $q_p$ , odpovídající deformaci při mobilizaci mezního plášťového tření, je dána rovnicí:

$$q_p = e - \frac{f}{l/d_p} \quad (7.4)$$

kde:

$e$  regresní koeficient pro napětí na patě

$f$  regresní koeficient pro napětí na patě

$d_p$  profil piloty v patě

$l$  délka piloty

Koeficienty  $e$  a  $f$  jsou uvedeny v tab. 7.2. Vychýlíme-li  $q_p$ , dostaneme hodnotu:

$$q_p = 987,6 - \frac{1084,26}{9/0,9} = 879,2 \text{ kPa}$$

Koeficient přenosu zatížení do paty piloty  $\beta$  stanovíme následně:

$$\beta = \frac{q_p}{q_p + 4 \cdot \bar{q}_s \cdot l / d_p} \quad (7.5)$$

$$\beta = \frac{879,2}{879,2 + 4 \cdot 73,68 \cdot 9 / 0,9} = 0,23$$

Potom zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření je:

$$R_y = \frac{R_{su}}{1 - \beta} \quad (7.6)$$

$$R_y = \frac{1312,5}{1 - 0,23} = 1704,02 \text{ kN}$$

Odpovídající velikost sedání je dána rovnicí:

$$s_y = I \cdot \frac{R_y}{\bar{d} \cdot \bar{E}_s} \quad (7.7)$$

kde:

$I$  příčinkový koeficient sedání piloty

$\bar{d}$  vážený průměr profilů piloty

$\bar{E}_s$  průměrná hodnota sečnového modulu deformace zemin podél dřívku piloty

$R_y$  zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření

Příčinkový koeficient  $I$  je roven:

$$I = I_1 \cdot R_k \quad (7.8)$$

kde:

$I_1$  základní příčinkový koeficient

$R_k$  korekční koeficient vyjadřující tuhost piloty

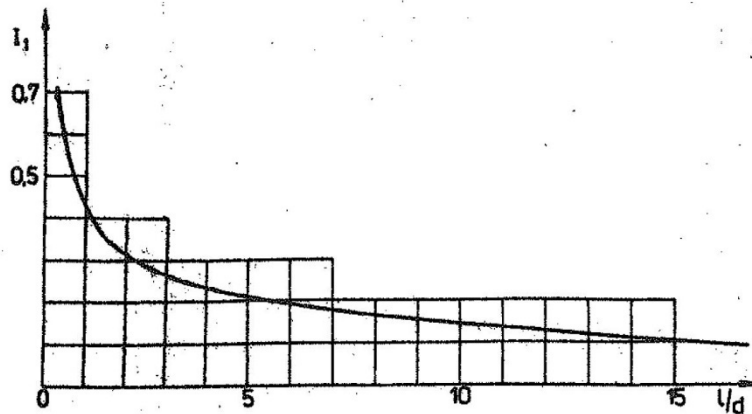
Základní příčinkový koeficient  $I_1$  je závislý na poměru  $l/d$  a odečítá se z grafu na obr. 7.2 korekční koeficient vyjadřující tuhost piloty  $R_k$  je závislý na  $l/d$  a  $K$  dle rovnice (7.9) a obr. 7.3.

$$K = \frac{E_b}{\bar{E}_s} \quad (7.9)$$

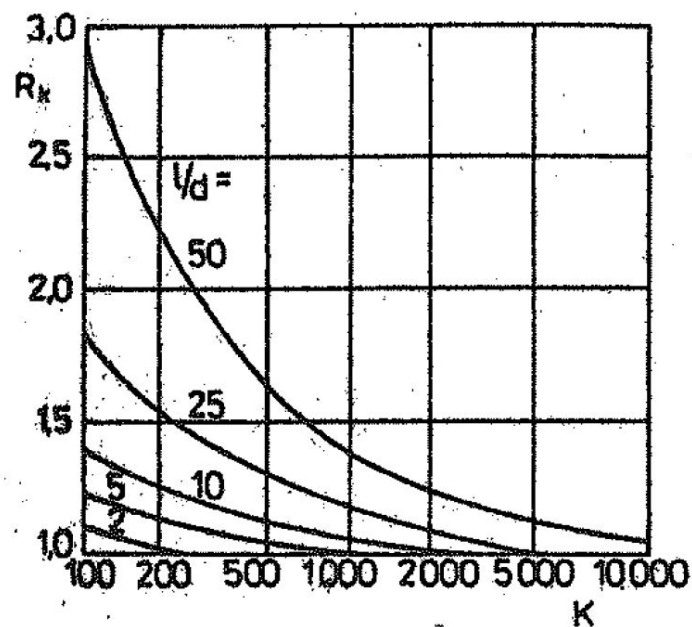
kde:

$E_b$  modul deformace (pružnosti) betonu piloty

$\overline{E}_s$  průměrná hodnota sečnového modulu deformace zemin podél dřívku piloty



Obr. 7.2 Příčinkový koeficient sedání  $I_1$  [Masopust]



Obr. 7.3 Průběh koeficientu  $R_k$  [Masopust]

Velikost sečnových modulů deformace zemin podél dřívku piloty  $E_{si}$  jsou pro různé typy zemin a hloubky pilot sestaveny do tabulek 7.3, 7.4 a 7.5.

Tab. 7.3 Sečnové moduly deformace  $E_s$  (MPa) pro piloty v horninách skalních a poloskalních [Masopust]

h (m)	d (m)								
	0,6			1			1,5		
	R3	R4	R5	R3	R4	R5	R3	R4	R5
1,5	50,3	28,2	20,2	72,3	35	24,7	85,5	33,5	22,3
3	64,5	43,1	30,8	105,5	57,3	41	138,3	58,8	41,2
5	-	58,2	41,3	-	75,3	54,8	-	87,9	63,7
10	-	87,5	61,6	-	114,5	83,2	-	133	97



Tab. 7.4 Sečnové moduly deformace  $E_s$  (MPa) pro piloty v zeminách nesoudržných  
[Masopust]

h(m)	d (m)								
	0,6			1			1,5		
	$l_b$								
	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9
1,5	11	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

Tab. 7.5 Sečnové moduly deformace  $E_s$  (MPa) pro piloty v zeminách soudržných [Masopust]

h (m)	d (m)					
	0,6		1		1,5	
	$l_c$					
	0,5	$\geq 1,0$	0,5	$\geq 1,0$	0,5	$\geq 1,0$
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

Sečnové moduly deformace z tabulek 7.3 až 7.5 jsou:

$$E_{s1} = 16,26 \text{ MPa}, E_{s2} = 21,53 \text{ MPa}, E_{s3} = 35,56 \text{ MPa}$$

Průměrný sečnový modul deformace je tedy:

$$\bar{E}_s = \frac{16,26 \cdot 1,0 + 21,53 \cdot 2,6 + 35,56 \cdot 5,4}{1,0 + 2,6 + 5,4} = 29,36 \text{ MPa}$$

Po dosazení do vzorce 7.9 získáme:

$$K = \frac{26 \cdot 10^3}{29,36} = 885$$

pro  $E_b = 26 \text{ GPa}$ .

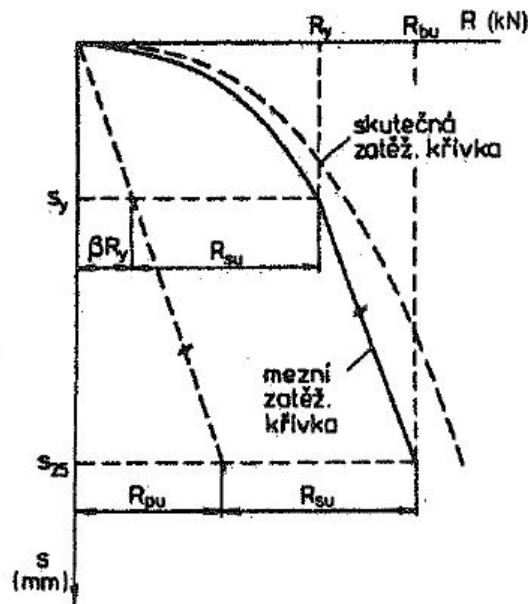
Z obrázků 7.2 a 7.3 byl vypočítán příčinkový koeficient sedání piloty:

$$I = 0,15 \cdot 1,0 = 0,15$$

Sedání piloty na mezi mobilizace plášťového tření je tedy:

$$s_y = 0,15 \cdot \frac{1704,02}{0,9 \cdot 29,36} = 9,67 \text{ mm}$$

Pro stanovení výpočtové únosnosti je třeba řešit tvar mezní zatěžovací křivky podle obrázku 7.4:



Obr. 7.4 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty [Masopust]

Souřadnicemi ( $s_y$ ,  $R_y$ ) je jednoznačně určena první větev mezní zatěžovací křivky tvaru paraboly druhého stupně dané rovnicí:

$$s = s_y \cdot \left(\frac{R}{R_y}\right)^2 \quad (7.10)$$

pro obor zatížení  $0 \leq R \leq R_y$ .

Druhá větev mezní zatěžovací křivky je dána úsečkou o souřadnicích koncového bodu ( $s_2=25$  mm,  $R_{bu}$ ), přičemž:

$$R_{bu} = R_{su} + R_{pu} \quad (7.11)$$

kde:

$R_{su}$  mezní únosnost na plášti piloty

$R_{pu}$  mezní únosnost na patě piloty

$$R_{pu} = \beta \cdot R_y \cdot \frac{s_{25}}{s_y} \quad (7.12)$$

kde:

$R_y$  zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření

$s_y$  sedání piloty na mezi mobilizace plášťového tření

$\beta$  Koeficient přenosu zatížení do paty piloty

Mezní únosnost piloty pro sedání  $s_{25}=25$  mm je tedy:

$$R_{pu} = 0,23 \cdot 1704,02 \cdot \frac{25}{9,67} = 1012 \text{ kN}$$

$$R_{bu} = 1312,5 + 1012 = 2324,5 \text{ kN}$$

$$R_{bu} = 2324,5 \text{ kN} > V_D = 2000 \text{ kN}$$

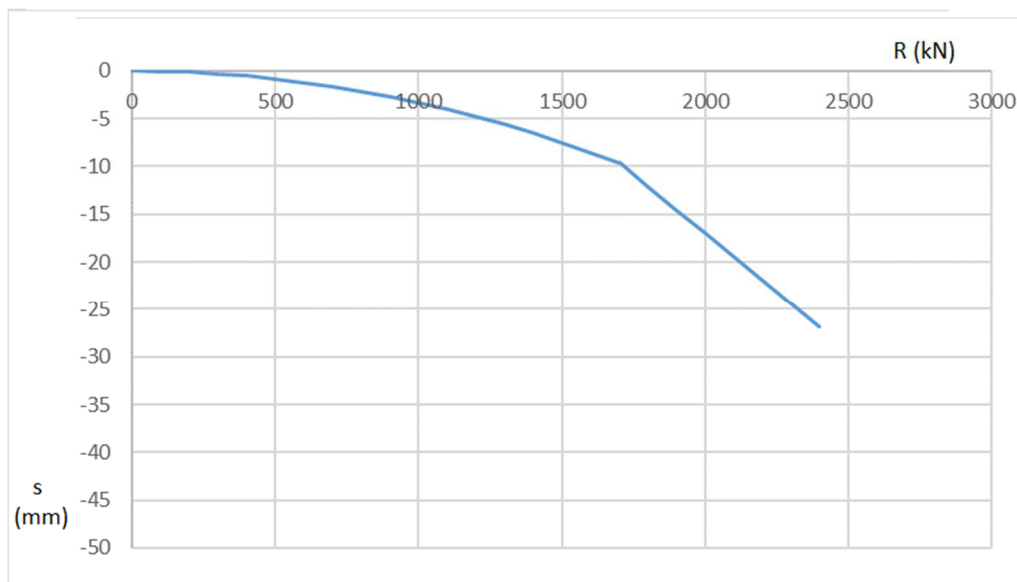
Únosnost osamělé paty na dané zatížení vyhovuje.

Rovnice této druhé větve pro vytvoření mezní zatěžovací křivky je:

$$s = s_y + \frac{s_{25} - s_y}{R_{bu} - R_y} \cdot (R - R_y) \quad (7.13)$$

pro obor zatížení  $R_y \leq R \leq R_{bu}$

Mezní zatěžovací křivka pro řešenou úlohu je níže na obrázku 7.5 uvedena:



Obr. 7.5 Mezní zatěžovací křivka osamělé piloty

Sedání piloty pro dané zatížení  $N=2000$  kN vychází:

$$s = 9,67 + \frac{25 - 9,67}{2324,5 - 1704} \cdot (2000 - 1704) = 16,98 \text{ mm}$$

$$s = 16,98 < s_{lim} = 25 \text{ mm}$$

Sedání podle zatěžovací křivky Masopusta vyhovuje.

Pro částečné ověření výpočtu byl proveden výpočet osamělé piloty v programu GEO5 – Pilota. Způsob výpočtu byl nastaven jako analytický s nelineární křivkou podle Masopusta. Posouzení výpočtu je v souladu s EN 1997.

#### Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření  $R_{yU} = 1702,09 \text{ kN}$   
 Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yU}$   $s_y = 10,2 \text{ mm}$

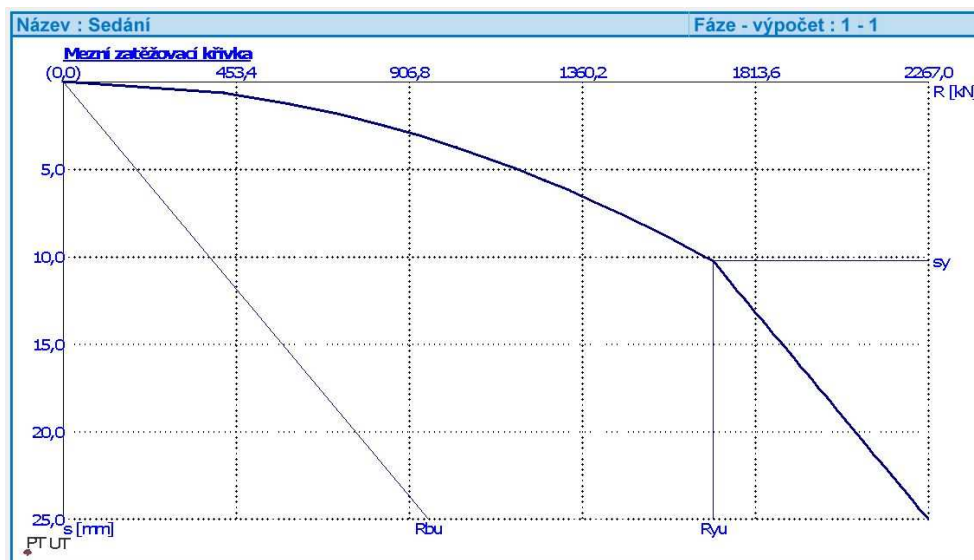
Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

Únosnost paty  $R_{bu} = 956,38 \text{ kN}$

Celková únosnost  $R_c = 2266,95 \text{ kN}$

Pro zatížení  $Q = 2000,00 \text{ kN}$  je sednutí piloty 18,0 mm

Obr. 7.6 Výsledky únosnosti piloty a sedání v programu GEO5 – Pilota



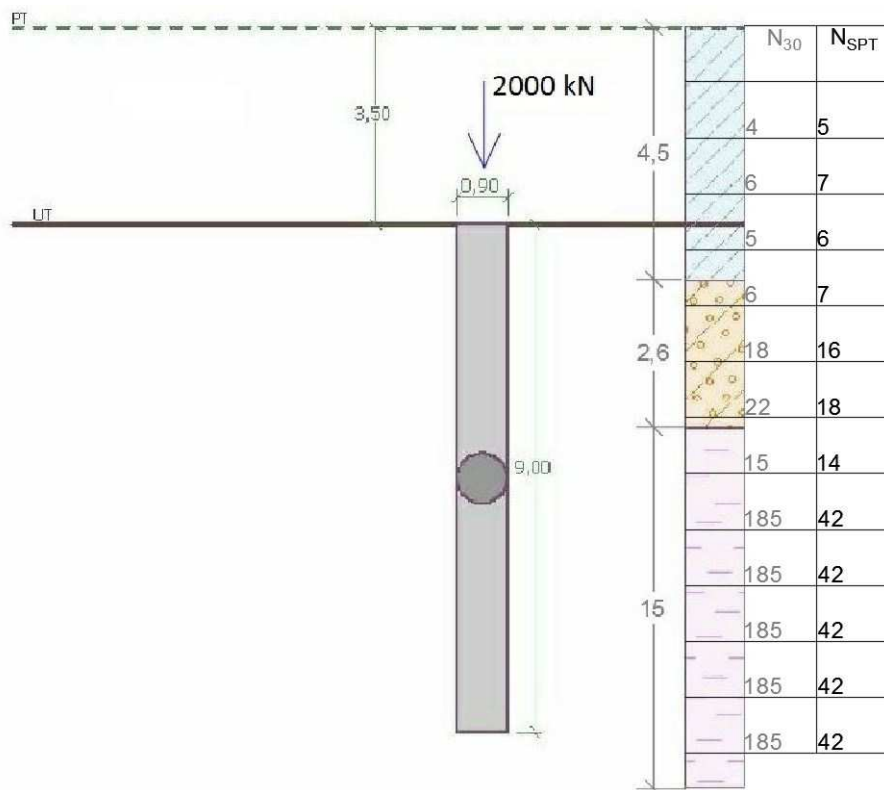
Obr. 7.7 Zatěžovací křivka v programu GEO5 – Pilota

Výsledky únosnosti a sedání v použitém programu včetně tvaru zatěžovací křivky jsou srovnatelné s ručním výpočtem.

## 7.2 Výpočtová únosnost osamělé piloty dle metody Aoki & Velloso

Pro výpočet únosnosti osamělé piloty podle metody Aoki & Velloso je nutné využít  $N_{SPT}$  jako vstupní parametr výpočtu. Zmíněný parametr byl získán na základě korelace počtu úderů dynamické penetrační zkoušky při 300 mm penetraci  $N_{30}$  (viz kapitola 4). Hodnoty  $N_{30}$  byly stanoveny na základě záznamu dynamické penetrační zkoušky DP-7 (viz příloha 1), která se nachází v blízkosti řešené piloty. Hodnoty  $N_{SPT}$ , vypočtené podle vzorce (7.14), jsou uvedeny na obrázku 7.6.

$$N_{SPT} = \frac{N_{30}}{0,02 \cdot N_{30} + 0,8} \quad (7.14)$$



Obr. 7.6 Schéma geologického profilu s hodnotami  $N_{30}$  a  $N_{SPT}$

Z obrázku 7.6 je patrné, že od hloubky 8 m se hodnoty počtu úderů  $N$  opakují. Důvodem je fakt, že zkouška DP-7 byla ukončena při hloubce 8,2 m, neboť bylo dosaženo dostatečně nestlačitelného podloží. Předpokládá se tedy, že stlačitelnost tohoto podloží v hlubších vrstvách bude stejná nebo vyšší.

Korelační faktor byl zvolen pro typ na základě tab. 5.3 (viz kapitola 5):

$$F_1 = 3$$

$$F_2 = 2 \cdot F_1 = 6$$

Střední hodnota  $N_{SPT}$  pro každou vrstvu zeminy od hlavy piloty je:

$$N_{med1} = \frac{6}{1} = 6$$

$$N_{med2} = \frac{7 + 16 + 18}{3} \cong 14$$

$$N_{med3} = \frac{14 + 4.42}{5} \cong 36$$

Součinitele  $\alpha$  a  $K$  pro každou vrstvu zeminy byly zvoleny na základě tab. 5.1:

$$\alpha_1 = 3,0\% \quad K_1 = 600 \text{ kPa}$$

$$\alpha_2 = 1,4\% \quad K_2 = 1000 \text{ kPa}$$

$$\alpha_3 = 3,0\% \quad K_3 = 330 \text{ kPa}$$

Výpočtová hodnota mezní síly na plášti podle (5.10) a (5.11):

$$R_{L1} = \frac{\alpha_1 \cdot K_1 \cdot N_{med1}}{F_2} \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot h_1 = \frac{0,03 \cdot 600 \cdot 6}{6} \cdot \pi \cdot 0,9 \cdot 1 = 50,9 \text{ kN}$$

$$R_{L2} = \frac{\alpha_2 \cdot K_2 \cdot N_{med2}}{F_2} \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot h_2 = \frac{0,014 \cdot 1000 \cdot 14}{6} \cdot \pi \cdot 0,9 \cdot 3 = 277,1 \text{ kN}$$

$$R_{L3} = \frac{\alpha_3 \cdot K_3 \cdot N_{med3}}{F_2} \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot h_3 = \frac{0,03 \cdot 330 \cdot 36}{6} \cdot \pi \cdot 0,9 \cdot 5 = 849,1 \text{ kN}$$

$$R_L = R_{L1} + R_{L2} + R_{L3} = 1177,1 \text{ kN}$$

Únosnost na patě piloty se spočte podle (5.9) a (5.11):

$$R_p = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} = \frac{330 \cdot 42}{3} \cdot \frac{\pi \cdot 0,9^2}{4} = 2939,1 \text{ kN}$$

, kde  $K$  a  $N_{SPT}$  odpovídají hodnotám na úrovni paty

Celková únosnost piloty je podle vzorce (5.1):

$$R = R_L + R_p = 1177,1 + 2939,1 = 4116,2 \text{ kN}$$

$$R = 4116,2 \text{ kN} > V_D = 2000 \text{ kN}$$

Sedání piloty:

Při osovém zatížení  $P=2000$  kN působícím na hlavě piloty a za předpokladu plné mobilizace plášťového tření bude síla na patě piloty podle (5.14):

$$P_p = P - R_L = 2000 - 1177,1 = 822,9 \text{ kN}$$

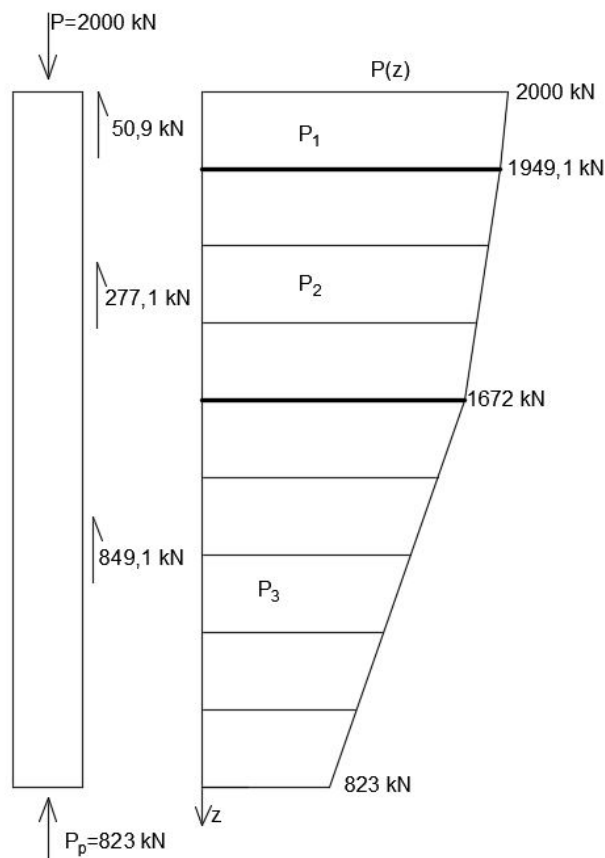
Průměrná hodnota normálové síly v každé geologické vrstvě je vypočtena podle rovnice (5.15) až (5.17):

$$P_1 = P - \frac{R_{L1}}{2} = 2000 - \frac{50,9}{2} = 1974,6 \text{ kN}$$

$$P_2 = P - R_{L1} - \frac{R_{L2}}{2} = 2000 - 50,9 - \frac{277,1}{2} = 1810,6 \text{ kN}$$

$$P_3 = P - R_{L1} - R_{L2} - \frac{R_{L3}}{2} = 2000 - 50,9 - 277,1 - \frac{849,1}{2} = 1247,5 \text{ kN}$$

Výsledný diagram normálových sil je uveden na obr. 7.7:



Obr. 7.7 Diagram normálových sil na pilotě

Výpočet průměrné hodnoty normálových sil umožňuje stanovit pružné zkrácení piloty viz (5.18):

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) = \frac{1}{0,64 \cdot 26 \cdot 10^6} \cdot (1974,1 \cdot 1 + 1810,6 \cdot 2,6 + 1247,5 \cdot 5,4)$$

$$\rho_e = 0,81 \text{ mm}$$

Svislá deformace zeminy vlivem stlačení je podle Vesice (1975) rozdělena na dvě složky (viz vzorec 5.19):

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L}$$

kde:

$\rho_{s,p}$  sedání závislé na síle v patě

$\rho_{s,L}$  sedání závislé na plášťovém tření

Pro zjednodušení výpočtu byl geologický profil rozdělen na vrstvy po 1 m (viz obr. 7.7) pro odhad sedání každé této vrstvy až do vrstvy s nulovým sedáním nebo do dosažení nestlačitelného podloží. Pro odhad sedání každé vrstvy vypočteme nárůstek napětí ( $\Delta\sigma$ ) ke střednici každé vrstvy v závislosti na plášťovou únosnost a reakci na patě piloty (viz kapitola 5.4.2). Výsledky jsou uvedeny v tab. 7.6.

Tab. 7.6 Nárůst napětí

Vrstva	H [m]	$\Delta\sigma_1$ [kPa]	$\Delta\sigma_2$ [kPa]	$\Delta\sigma_3$ [kPa]	$\Delta\sigma_p$ [kPa]	$\Delta\sigma$ [kPa]
1	1	0,66	5,38	64,31	534,59	605
2	1	0,55	4,26	41,56	181,91	229
3	1	0,46	3,46	29,05	90,64	124
4	1	0,39	2,86	21,45	54,12	79
5	1	0,34	2,41	16,48	35,93	56
6	1	0,29	2,06	13,05	25,58	41
7	1	0,26	1,77	10,60	19,13	32
8	1	0,23	1,55	8,77	14,85	26
9	1	0,20	1,36	7,38	11,86	21

Pomocí vzorce (5.23) je následně vypočteno sedání pro každou i-tou vrstvu. Modul deformace zeminy před provedením piloty  $E_0$  (viz 5.24) se uvažuje jako:

$$E_0 = 3 \cdot K \cdot N_{SPT} \text{ pro vrtané piloty.}$$

Výsledky jsou znázorněny v tab. 7.7.



Tab. 7.7 Deformační modul a sedání jednotlivých vrstev

Vrstva	K [Mpa]	N <sub>SPT</sub>	E <sub>0</sub> [Mpa]	σ <sub>0</sub> [kPa]	E <sub>s</sub> [MPa]	n	Δσ/E <sub>s</sub> · H [mm]
1	0,60	7	16,80	19,7	47,39	0,3	12,77
2	1,00	16	64,00	39,7	166,50	0,5	1,38
3	1,00	18	72,00	59,7	126,30	0,5	0,98
4	1,00	14	56,00	79,7	79,02	0,5	1,00
5	0,33	42	55,44	100,5	57,95	0,1	0,97
6	0,33	42	55,44	121,3	57,08	0,1	0,72
7	0,33	42	55,44	142,1	56,58	0,1	0,57
8	0,33	42	55,44	162,9	56,27	0,1	0,46
9	0,33	42	55,44	183,7	56,04	0,1	0,37

Po sečtení všech sedání jednotlivých vrstev, v posledním sloupci tab. 7.7, získáme sedání zeminy:

$$\rho_s = 19,2 \text{ mm}$$

Celkové sedání piloty se stanoví podle vzorce (5.12) jako součet sedání všech vrstev a pružného zkrácení piloty:

$$\rho = \rho_e + \rho_s = 0,81 + 19,2 = 20,0 \text{ mm}$$

$$\rho = 20 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

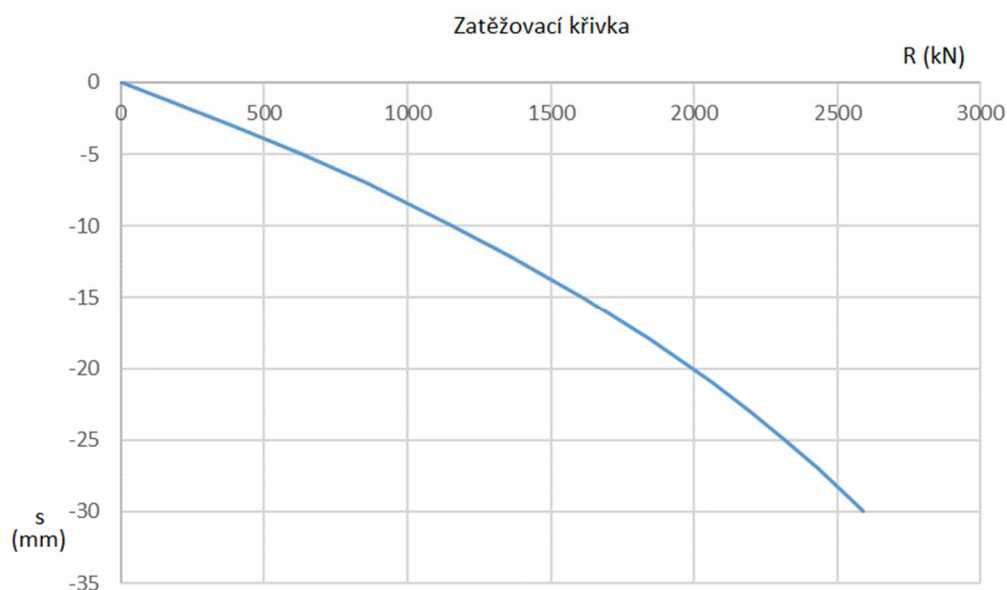
Sedání osamělé paty podle metody Aoki vyhovuje.

Zatěžovací křivka byla provedena na základě kritéria Van der Veena (1953). Hodnoty celkové únosnosti piloty  $R$ , sedání  $\rho$  a zatížení  $P$  zavedeme do vzorce (5.27) pro výpočet koeficientu  $a$ :

$$a = -\ln \frac{(1 - P/R)}{\rho} = -\ln \frac{(1 - 2000/4116,2)}{20,0} = 0,058$$

Finální rovnice a graf zatěžovací křivky jsou na obr. 7.8 uvedeny:

$$P = 6000 \cdot (1 - e^{-0,058 \cdot \rho})$$



Obr. 7.8 Zatěžovací křivka osamělé piloty

### 7.3 Výpočtová únosnost skupiny pilot

S využitím výsledků únosnosti a sedání osamělé piloty podle ČSN EN 1997-1 a metody Aoki & Velloso bude dále vypočítána únosnost skupiny pilot jako únosnost zemního tělesa opsaného skupině pilot (viz kapitola 2). Sedání bude spočteno podle metody Poulouse přes skupinový efekt. Výsledky budou následně porovnány s modelem vytvořeným v programu GEO5: Skupina pilot.

#### 7.3.1 Únosnost skupiny pilot

Výpočtová únosnost centricky zatížené skupiny pilot vetknuté do soudržných zemin se stanoví jako součet únosností jednotlivých pilot nebo jako únosnost zemního tělesa opsaného skupině pilot. Pro výpočet únosnosti podle vzorce (2.3) nejprve stanovíme součinitel únosnosti pro skupinu pilot v soudržné zemině  $N_{cg}$ :

$$N_{cg} = 7,5 \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot \frac{b_x}{b_y} \right) = 7,5 \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot \frac{3,3}{5,3} \right) = 8,4$$

$$\text{,při podmínce } l/b_x > 2,5 \rightarrow \frac{9}{3,3} = 2,7 > 2,5$$

Únosnost tohoto zemního tělesa tvaru hranolu s obdélníkovou podstavou  $b_x \times b_y$  podle vzorce (2.1) je tedy:

$$R_g = 2 \cdot l \cdot (b_x + b_y) \cdot c_{us} + N_{cg} \cdot c_{ub} \cdot b_x \cdot b_y = 2 \cdot 9 \cdot (3,3 + 5,3) \cdot 55 + 8,4 \cdot 80 \cdot 3,3 \cdot 5,3$$

$$R_g = 20315 \text{ kN}$$

### 7.3.2 Sedání skupiny pilot

Sedání lze stanovit podle metody Poulouse: sednutí pilotové skupiny  $s_s$  jako  $\xi$  násobek sednutí  $s_0$  osamělé piloty za předpokladu, že piloty přenáší shodnou sílu. Je třeba stanovit součinitel tuhosti  $K_s$  dle vzorce (2.4) pro obě metody, neboť se jejich hodnota průměrného sečnového modulu deformace zeminy  $\overline{E_s}$  liší:

Z výpočtu podle EC-7 již známe  $\overline{E_s} = 29,36 \text{ MPa}$  tudíž součinitel tuhosti je:

$$K_s = \frac{E_b \cdot A_p}{\overline{E_s} \cdot A} = \frac{26 \cdot 10^3 \cdot 0,64}{29,36 \cdot 2,64} = 213,4$$

Pro metodu Aoki & Velloso stanovíme součinitel  $\overline{E_s}$  výpočtem váženého průměru hodnot  $E_s$ :

$$\overline{E_s} = 78,13 \text{ MPa}$$

a dále součinitel tuhosti je:

$$K_s = \frac{E_b \cdot A_p}{\overline{E_s} \cdot A} = \frac{26 \cdot 10^3 \cdot 0,64}{78,13 \cdot 2,64} = 80,19$$

Z tabulky (2.1) zjistíme součinitel skupinového sedání  $\xi$  a tím vyčíslíme celkové sedání skupiny pilot  $s$ :

Tab. 7.8 Sedání skupiny pilot

			$\xi$ na osovou vzd. pilot		Průměrné $\xi$	Sedání [mm]	
	$\overline{E_s}$	$K_s$	1,5	3,5		$s_0$	$s$
Masopust	29,36	213,4	2,25	2,35	2,30	17	<b>39,1</b>
Aoki	80,19	78,1	2,25	1,73	1,99	20	<b>39,8</b>

Sedání skupiny pilot podle obou metod vychází stejné. Jedním z důvodů této shody je fakt, že průměrný sečnový modul deformace zeminy  $\overline{E_s}$  podle Aoki & Velloso je podstatně

vyšší než podle Masopusta, čímž vytváří nižší hodnotu koeficientu  $\xi$  a kompenzuje tím větší sedání osamělé piloty. Dalším důvodem této shody je fakt, že tabulkové hodnoty pro  $K_s$  mají hodnoty pouze do hodnoty 100, tudíž nemohla být provedena interpolace s výpočtovou hodnotou. Pro lepší simulaci skupinového efektu byly Hodnoty  $\xi$  z tabulky 2.1, pro sedání podle Aokiho, sníženy o 33% vůči  $K_s$ , výsledné změny v sedání však byly nepatrné.

Nejmenší vzdálenost mezi pilotami  $b_x=1,5\text{m}$  by mohla v reálné konstrukci způsobovat vyšší skupinové ovlivnění. Byl proveden pokus o úpravu součinitele skupinového sedání  $\zeta$  aby odpovídal reálnějšímu sedání skupiny pilot. Hodnoty  $\zeta$ , z tabulky 2.1, pro poměr  $a/d=2$ , byly navýšeny na hodnoty 2,55 pro  $K_s=100$  a na 2,94 pro  $K_s=1000$ .

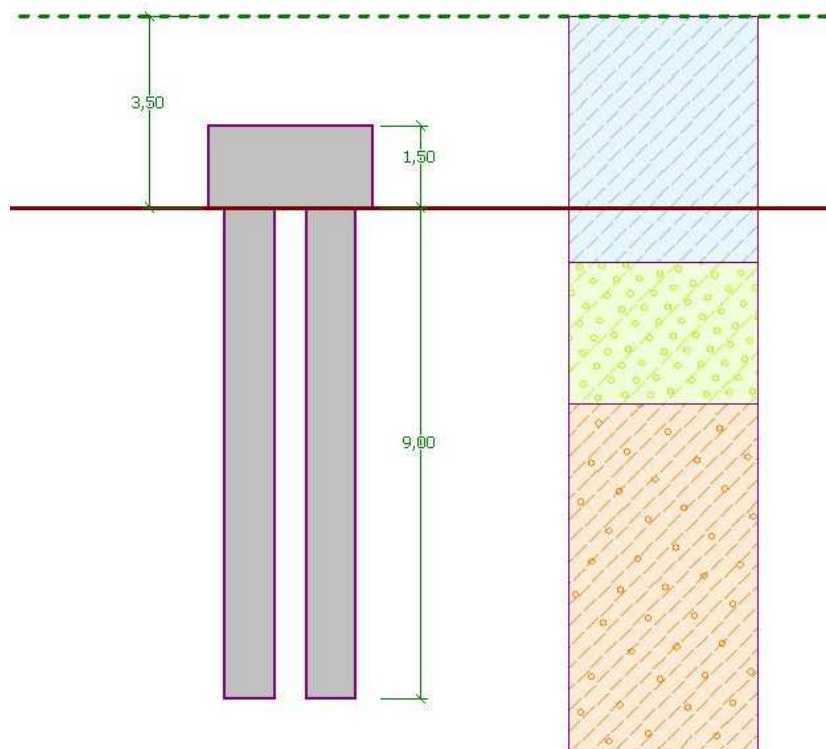
Tab. 7.9 Sedání skupiny pilot s navýšenými hodnotami  $\zeta$

	Osová vzdálenost		Průměrné $\xi$	Sedání [mm]	
	1,5	3,5		$s_0$	$s$
Masopust	2,64	2,42	2,53	17	<b>43,0</b>
Aoki	2,58	1,73	2,16	20	<b>43,1</b>

Podle upraveného součinitele vychází vyšší skupinové sedání pro obě metody.

### 7.3.3 Model v programu GEO5 – Skupina pilot

Pro porovnání s předchozími výsledky byl vytvořen model skupiny pilot v programu GEO5- Skupina pilot. Výpočet byl nastaven jako analytický v soudržné zemině podle ČSN 73 1001 - Výpočet pomocí edometrického modulu (norma již neplatná, postup výpočtu obecně však ano). Schéma návrhu geometrie skupiny pilot a geologického profilu je níže uvedeno:



Obr. 7.9 Návrh skupiny pilot v programu GEO5- Skupina pilot

Skupina pilot byla osově zatížena svislou silou odpovídající čtyřnásobku zatížení osamělé piloty, tedy  $F = 8000 \text{ kN}$ . Výsledná únosnost a sedání jsou níže uvedené:

#### Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v soudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Průměrná totální soudržnost podél dřiků pilot  $c_{us} = 40,26 \text{ kPa}$

Totální soudržnost zeminy v patách pilot  $c_{ub} = 57,14 \text{ kPa}$

Součinitel únosnosti  $N_{cg} = 8,40$

Svislá únosnost skupiny pilot  $R_g = 15252,84 \text{ kN}$

Maximální svislá síla  $V_d = 8517,50 \text{ kN}$

$R_g = 15252,84 \text{ kN} > 8517,50 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost skupiny pilot **WYHOVUJE**

Obr. 7.10 Únosnost skupiny pilot v soudržné zemině

#### Výpočet sednutí skupiny pilot v soudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Hloubka fiktivního základu  $d = 6,00 \text{ m}$

Maximální svislé zatížení  $N = 8517,50 \text{ kN}$

Hloubka deformační zóny  $h = 6,93 \text{ m}$

Sednutí skupiny pilot  $s = 60,7 \text{ mm}$

Obr. 7.11 Sednutí skupiny pilot v soudržné zemině

Při porovnání s ručním výpočtem je patrné, že výsledná únosnost a sedání se patrně liší. Odchylka svislé únosnosti pravděpodobně vzniká z důvodu jiného způsobu výpočtu totální soudržnosti na patě a dřívku piloty, z které program vychází. Program také uvažuje při výpočtu menší geometrii zemního tělesa, který opisuje skupinu pilot. Hodnota sedání skupiny v programu GEO5 – Skupina pilot představuje největší odchylku oproti ručním výpočtům. V manuálu tohoto programu je stručně popsán výpočet sedání skupiny pilot v soudržné zemině jako sedání fiktivního plošného základu s rozměry  $B \times B'$  v hloubce  $0,67L$ . Jedná se tedy o jinou metodu, která mohla vést k odlišným výsledkům. Z helpu k programu ani z výpisu výsledků bohužel nelze vyčíst, jakým způsobem je sedání spočteno.

## 8 Numerické modelování

V této kapitole byl proveden numerický model skupiny pilot pomocí metody konečných prvků (MKP) v programu PLAXIS 3D. Hlavním cílem tohoto modelování bylo zjistit hodnoty sedání skupiny pilot a porovnat je s výsledky z předchozích výpočtů.

### 8.1 Software PLAXIS

Vyvinutý Nizozemskou firmou PLAXIS BV, umožňuje provádět deformační a stabilitní analýzu geotechnických úloh ve 2D a 3D. Program umožňuje modelovat hydrostatické i hydrodynamické účinky vody v zeminách a také vzájemnou interakci mezi konstrukcí a zeminou či horninou. Program využívá metodu konečných prvků a pracuje s trojúhelníkovou sítí, kterou si automaticky generuje.

### 8.2 Postup modelování

Program je rozdělen do tří částí tvořící tři oddělené celky. V první části, v tzv. *pre-processoru* (v programu označen jako *Input*), se definuje velikost řešené oblasti, geometrie modelu a modelu se přiřazují jeho materiálové vlastnosti a okrajové podmínky. Následující část, zvaná *Calculations*, požaduje po uživateli zadání jednotlivých fází výpočtu pomocí aktivování a deaktivování různých částí modelu. Třetí a poslední část, tzv. *post-processor* (v programu označen jako *Output*), umožňuje interpretovat výsledky, a to nejen numericky, ale také graficky.

### 8.3 Rozhraní

Jeden z primárních vstupních parametrů pro numerické modelování je velikost zájmové oblasti. Modelovaná oblast musí být dostatečně velká, aby napjatost a deformace horninového masivu nebyly ovlivněny v místě řešené konstrukce okrajovými podmínkami. Pro řešenou úlohu byly zvoleny rozměry hranolu 50 x 60 m a 40 m na výšku, ze kterých 27,5 m je pod patou pilot. Vzhledem k rozměrům patky (3 x 5 x 1,5 m) a pilot je vzdálenost skupiny pilot k okrajům rozhraní (hranice světa) dostatečně velká.

## 8.4 Geologie

Vstupní parametry pro modelování geologických vrstev byly převzaty z inženýrskogeologického průzkumu, který byl proveden společností Terratest s.r.o. Hranice vrstev jsou uvažovány jako konstantní po celé šířce zájmové oblasti, tudíž jsou rovnoběžné s povrchem terénu. Charakteristiky zemin pro řešenou úlohu se uvažovaly stejně jako při ručním výpočtu v kapitole 7 a jsou uvedeny v tab. 7.1. Při zadávání parametrů zemin byl zvolen typ analýzy *Drained* pro odvodněné podmínky.

## 8.5 Materiálový model

Jako materiálový model zemin byl zvolen Mohr-Coulombův model, který je jedním z nejpoužívanějších modelů chování zeminy při geotechnických úlohách. Při porušení zeminy dochází k usmýknutí zeminy a předpokládá se ve chvíli vyčerpání smykové pevnosti zeminy a překročení plastické rovnováhy. Smyková pevnost je definována následujícím vztahem.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (8.1)$$

kde:

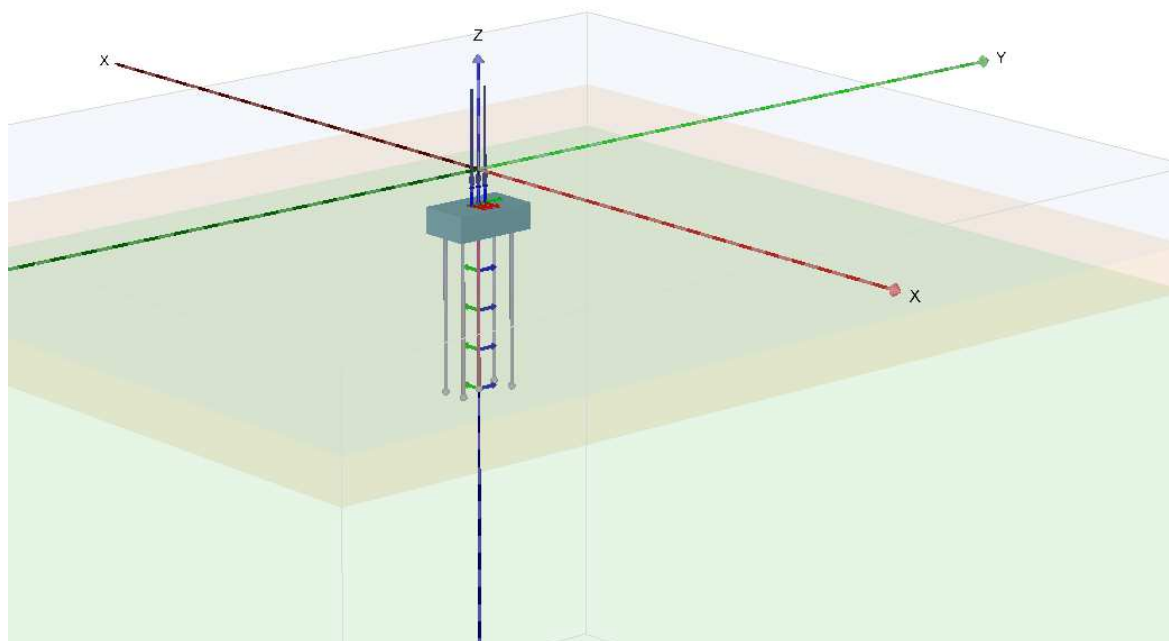
$\tau$	smykové napětí
$c$	soudržnost (koheze)
$\sigma$	normálové napětí působící kolmo na smykovou plochu
$\varphi$	úhel vnitřního tření

Pro materiálový model betonové patky byl zvolen lineární elastický model. Materiál byl uvažován jako neporózní s objemovou tíhou  $\gamma_{unsat} = 25 \text{ kN/m}^3$  a modulem pružnosti  $E = 26 \text{ GPa}$ .

## 8.6 Zadávání konstrukce

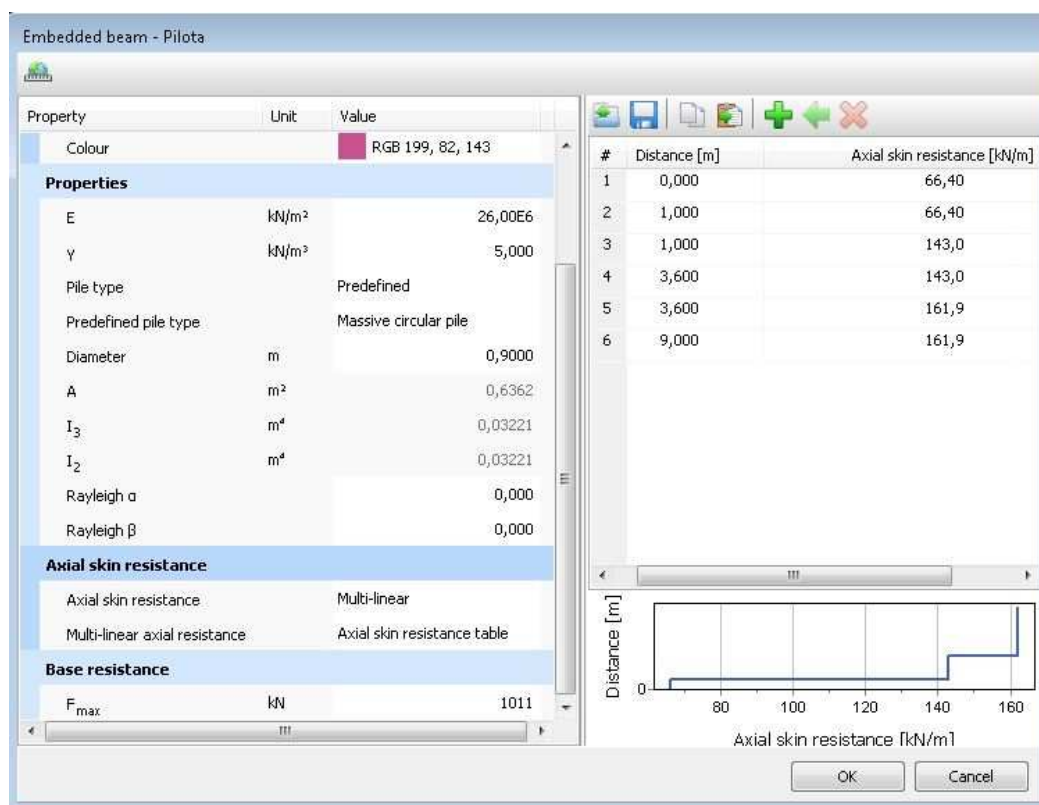
Základová konstrukce byla namodelována jako skupina pilot vetknutých do patky (viz obr. 8.1).





*Obr. 8.1 Schéma skupiny pilot v programu PLAXIS 3D*

Patka byla uvažována jako betonový hranol s rozměry 3,0 x 5,0 m x 1,5m založený v hloubce -2,0 m pod povrchem terénu. Její vlastnosti jsou popsány v kapitole 8.5. Piloty o průměru 0,9 m a délce 9,0 m byly modelovány v programu Plaxis 3D jako typ „embedded pile“. Tento prvek je jakýsi liniový prvek, který obsahuje ve své definici styčnou plochu, která modeluje spolupůsobení povrchu piloty s okolní zeminou (jak na plášti, tak v patě). Zadávací parametry jsou uvedeny na obr. 8.2.

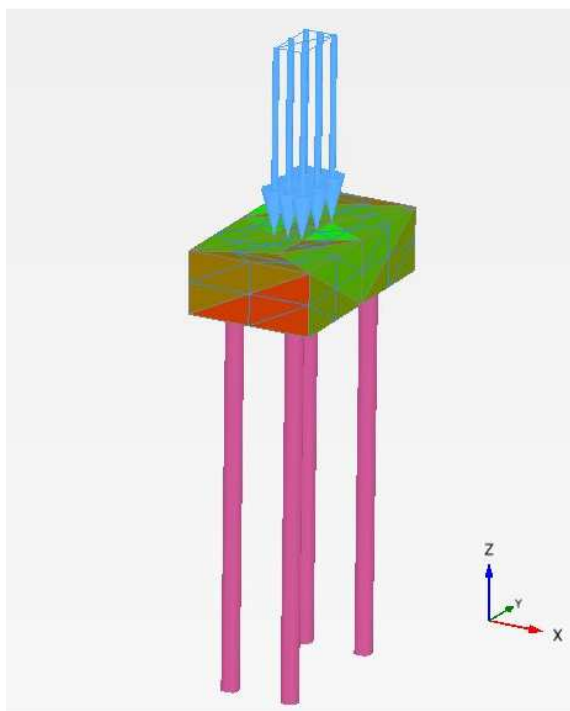


Obr. 8.2 Vstupní parametry piloty pro numerický model

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). Tento prostor je závislý na průměru piloty a je automaticky vypočítáván programem. Díky této funkci je možné pilotu uvažovat víceméně jako objemovou. 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). Únosnost paty byla stanovena iterací dle mezní zatěžovací křivky piloty. Plášťové tření bylo určeno při výpočtu tření v kapitole 7.1. Hodnoty tření na plášti a jejich průběh podél piloty jsou uvedeny na obrázku 8.2.

## 8.7 Zatížení

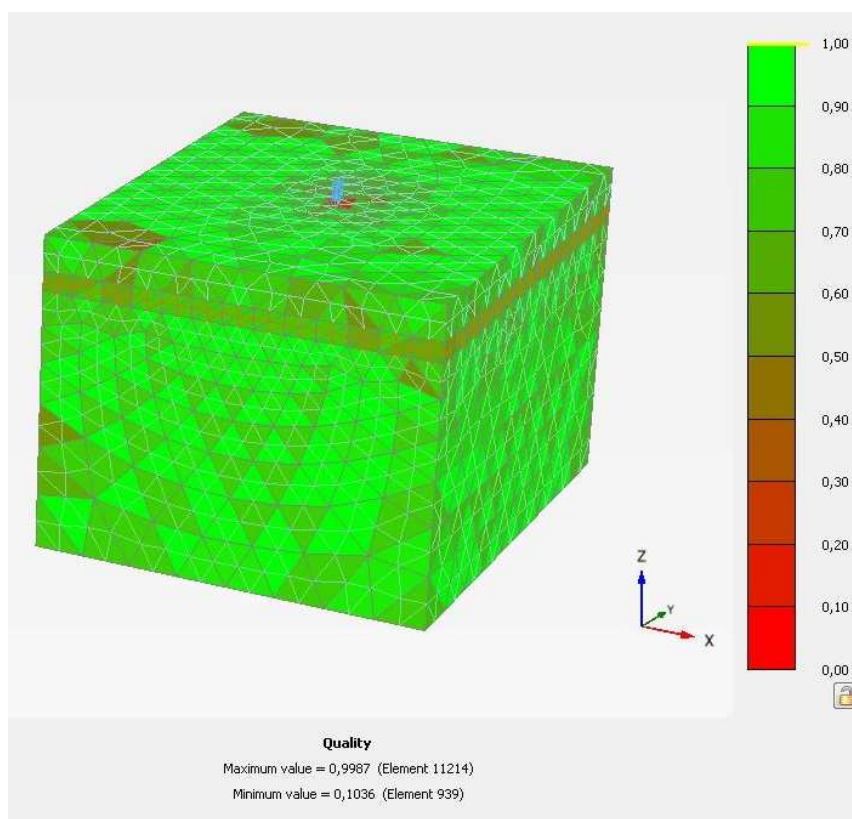
Zatížení bylo zadáno na povrch patky jako plošné s rozměry 0,7 x 2,1 m, což odpovídá kontaktní ploše mezi patkou a sloupy ocelové haly (viz obr. 6.5). Hodnota zatížení byla uvažována jako čtyřnásobek zatížení osamělé piloty z výpočtu dle kapitoly 7, tedy  $F = 8000 \text{ kN}$ . Schéma zatížení piloty je na obr. 8.3.



Obr 8.3 Schéma zatížení piloty v programu PLAXIS 3D

## 8.8 Síť konečných prvků

Vhodná síť konečných prvků je základním předpokladem pro dosažení správných výsledků výpočtu a proto jejímu generování byla věnována velká pozornost. Vytvořená síť musí být dobře zahuštěna v zájmových oblastech a nesmí obsahovat značné rozdíly ve velikosti svých jednotlivých prvků, aby vykazovala přesné výsledky. Program PLAXIS využívá metodu konečných prvků a pracuje s trojúhelníkovou sítí. Síť si program generuje sám, ale lze síť globálně či lokálně zjemnit. Celková hustota sítě byla zvolena jako medium. Kvalita zasítování dosáhla nejnižší hodnoty 10,36 %, což je dostačující hodnota. Rozložení sítě je patrné z obrázku 8.3 a 8.4.



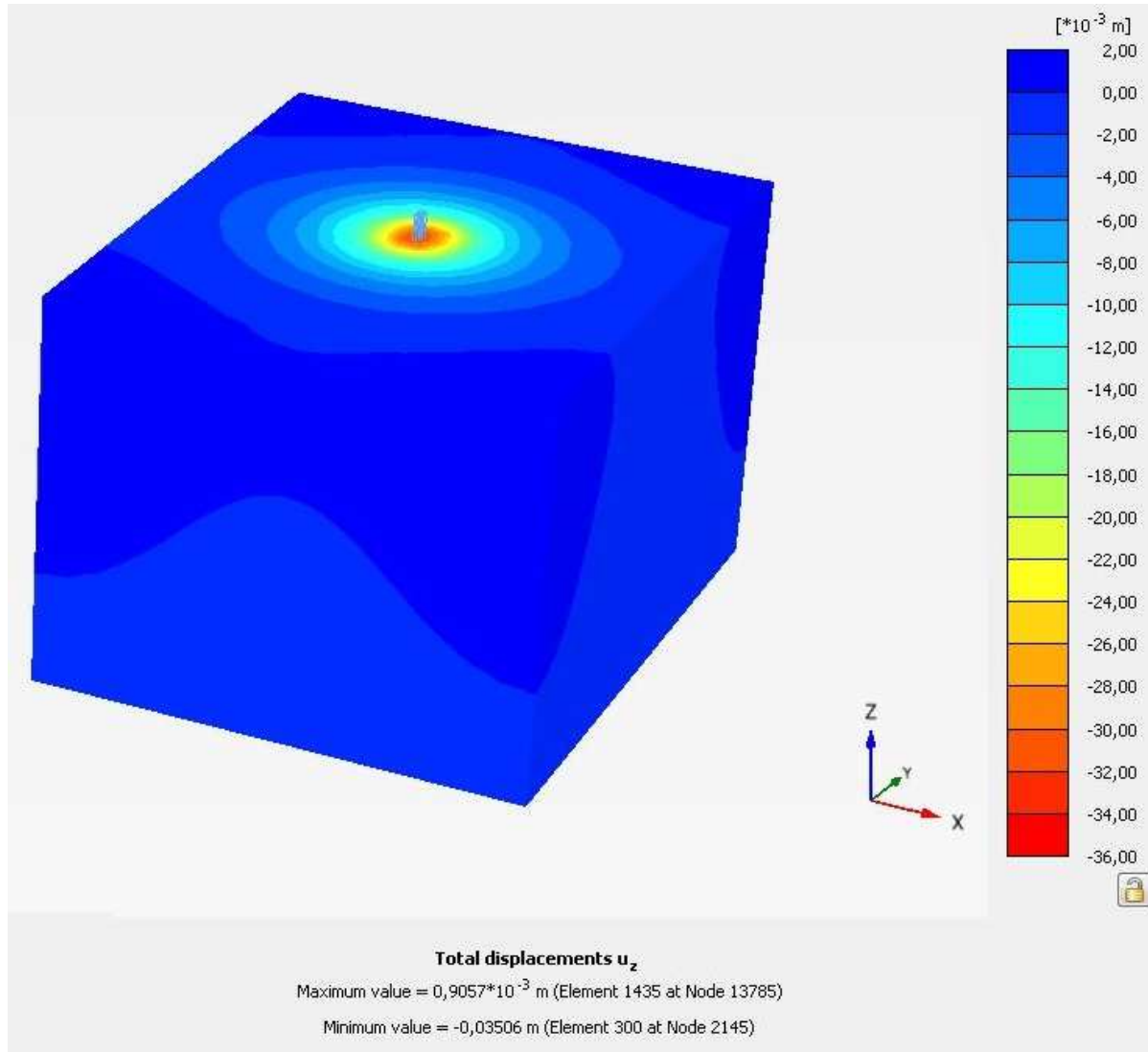
Obr. 8.4 Vygenerovaná síť konečných prvků

## 8.9 Fáze výpočtu

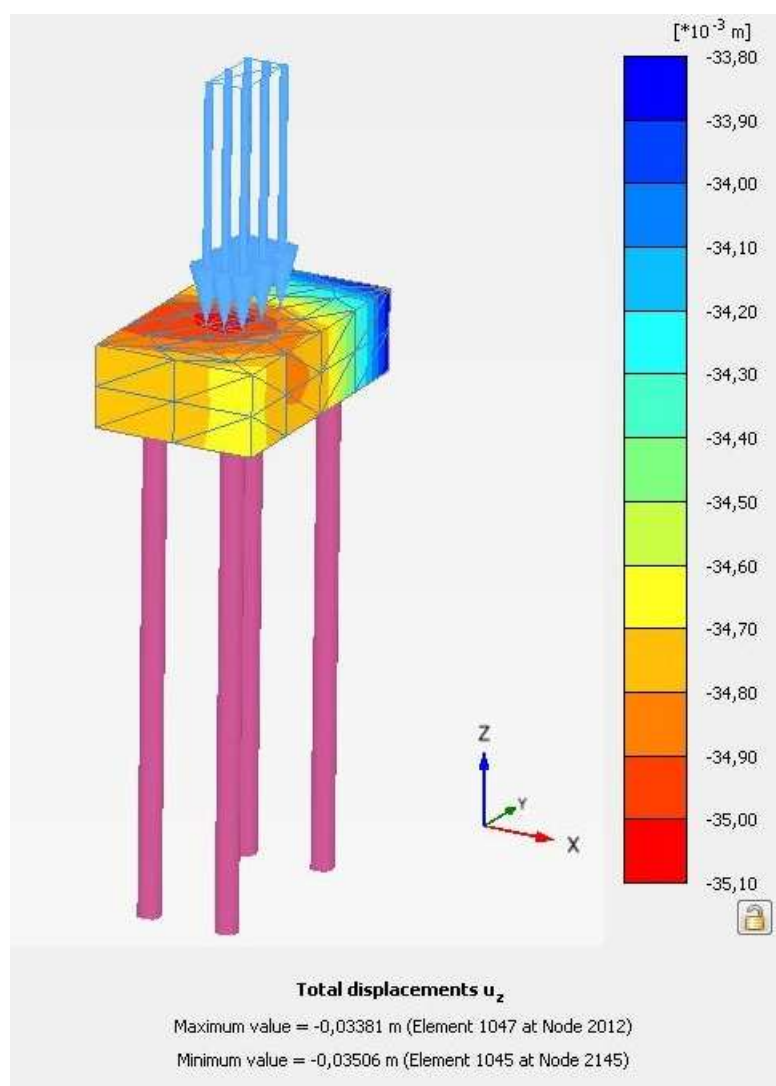
Výpočet sedání piloty byl proveden ve 3 fázích. Nejprve v *Initial phase* došlo k aktivaci zeminového prostředí, které bylo zadáno pomocí parametrů uvedených podkapitole 8.4. Následovala *Fáze 1*, ve které byla zhotovena (aktivována) pilota a patka s příslušnými materiálovými vlastnostmi. V poslední *Fázi 2* bylo aktivováno zatížení na patku piloty. Výpočet byl nastaven jako plastická analýza.

## 8.10 Výsledky výpočtu

### 8.10.1 Sedání skupiny pilot

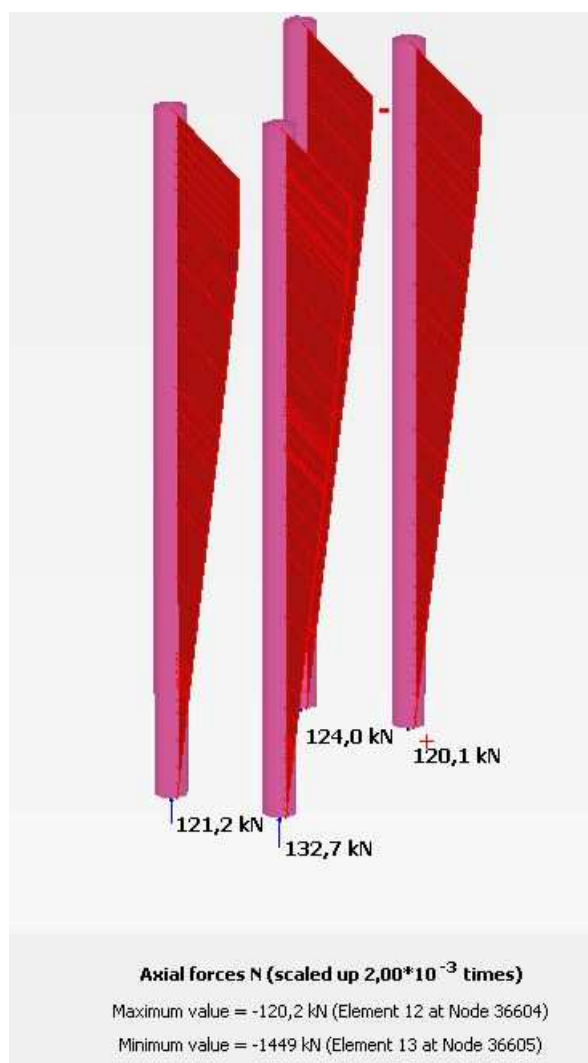


Obr. 8.5 Velikost poklesové kotliny



*Obr. 8.6 Celkové sedání skupiny pilot*

### 8.10.2 Vnitřní síly



*Obr. 8.7 Normálová síla*

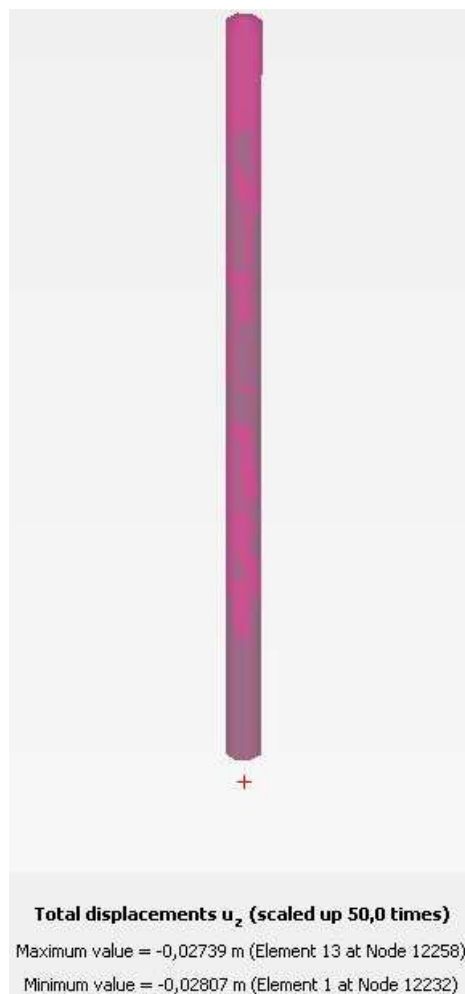


*Obr. 8.8 Plášťové tření*

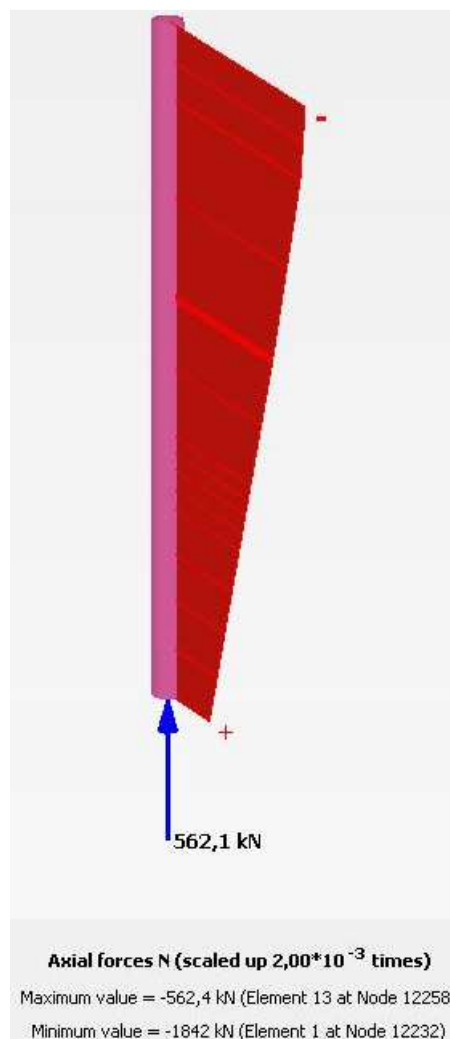
### 8.10.3 Výsledky výpočtu osamělé piloty

Pro kontrolu skupinového účinku sedání z ručního výpočtu dle kapitoly 7.3.2 byl proveden numerický model osamělé piloty zatížené bodovou silou 2000 kN, která odpovídá zatížení osamělé piloty při ručním výpočtu dle kapitoly 7. Pilota byla opět modelována jako typ „embedded pile“. Materiálové charakteristiky a geologický profil byly zachovány, stejně tak jako výpočtové fáze. Výsledky jsou uvedeny níže:

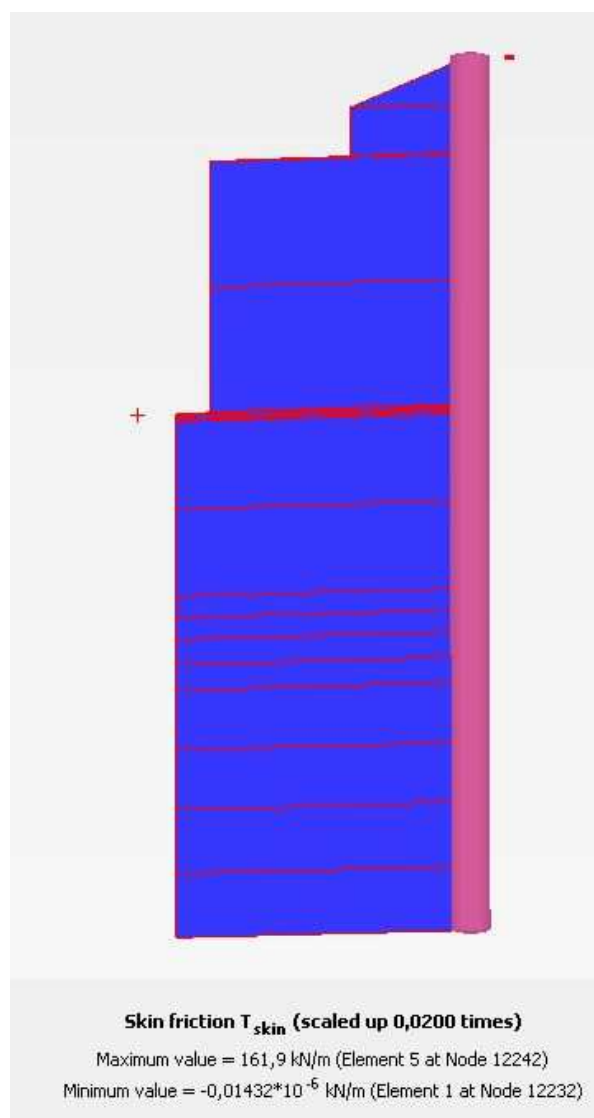




Obr. 8.9 Celkové sedání osamělé piloty



Obr. 8.10 Normálová síla osamělé piloty



*Obr. 8.11 Plášťové tření osamělé piloty*

Na základě výsledků celkového sedání osamělé piloty a skupiny pilot byl stanoven skupinový efekt:

$$\xi = \frac{s}{s_0} = \frac{35,06}{28,07} = 1,25$$

kde:

$s$  sedání skupiny pilot

$s_0$  sedání osamělé piloty

## 8.11 Porovnání hodnot

Pro porovnání všech hodnot numerického modelování a výpočtů z kapitoly 7 byla vytvořena tabulka 8.1

*Tab. 8.1 Porovnání výsledků všech metod výpočtu*

Metoda	Únosnost na patě [kN]	Únosnost na plášti [kN]	Sedání $s_0$ [mm]	$\xi$ [-]	Sedání skupiny [mm]
Aoki & Velloso	822,9	1177,1	20,0	1,99	39,8
Masopust	687,5	1312,5	16,9	2,3	38,9
GEO5	776,1	1223,9	18,0	3,37	60,7
PLAXIS 3D	562,1	1437,9	28,1	1,25	35,1

## Závěr

Hlavním cílem této diplomové práce bylo provedení návrhu skupiny pilot podle Eurokódu 1997 a podle metody Aoki & Velloso a následné porovnání vypočtených hodnot. Hlavní výhodou metody Aoki & Velloso je skutečnost, že dokáže relativně snadno a rychle stanovit únosnost piloty na základě počtu úderů stanovených podle standardní penetrační zkoušky (SPT). Bohužel, v ČR se tato terénní zkouška se běžně nepoužívá, a proto bylo nutné zvolit projekt, který obsahoval výsledky dynamických penetračních zkoušek (DP), a na základě těchto hodnot provést korelace na počet úderů stanovených podle SPT zkoušky.

Autor této diplomové práce využil projekt pilotového založení ocelárny *SSM Strážské* na Slovensku, který obsahuje výsledky dynamických penetračních zkoušek (DP), a koreloval počet úderů DP na počet úderů standardní penetrační zkoušky ( $N_{SPT}$ ).

Výběr správného korelačního vzorce byl velice obtížný. Jedním z důvodů je fakt, že se v ČR touto problematikou nikdo nezabývá, tudíž prakticky neexistují odborné články v českém jazyce na zmíněné téma. Další důvodem je, že korelační vzorce se od sebe liší podle různých typů DP zkoušek a geologických podmínek, ze kterých byly tyto vzorce tvořeny. Výsledný korelační vzorec byl vybrán na základě vědecké práce autorů Charlese Macroberta, Denise Kalumby a Patricka Bealese publikované v technickém časopise „*Journal of the South African Institution of Civil Engineering*“. Hlavním důvodem této volby byla podobnost použitého penetračního zařízení se zařízením v projektu Strážské, podobnost geologického prostředí a jasný postup při odvození korelačního vzorce. Je evidentní, že tento krok vytvoří jen hrubou aproximaci výsledků, ale je naprosto dostačující pro prezentaci metody Aoki & Velloso. Z rešeršní práce bylo navíc zjištěno, že je možné celosvětově sledovat tendence vyvíjení a zdokonalování korelačních vzorců pro převod počtu úderů DP na  $N_{SPT}$  a následně hodnoty využívat pro návrh základových konstrukcí.

Po stanovení ekvivalentního počtu úderů standardní penetrační zkoušky  $N_{SPT}$  byl proveden výpočet únosnosti osamělé piloty na základě metody Aoki & Velloso a podle teorie 2. skupiny mezních stavů z knihy „*Vrtané piloty*“ - Masopust (1994). Výsledky obou metod naznačují poměrně značnou shodu v hodnotách vnitřních sil s odchylkami maximálně do 20%. Únosnost na plášti podle metody Aoki & Velloso vychází nižší než podle teorie 2. skupiny MS a to především v méně soudržných kvartérních vrstvách a také v nesoudržných zeminách, což také vedlo k vyšším hodnotám sedání. Ačkoliv výsledky z této metody se

poměrně dosti shodují s výsledky dle teorie 2. skupiny MS a také jsou na straně bezpečné, je důležité poznamenat, že tato shoda výsledků je nejspíše pouhou „náhodou“ a to především ze dvou důvodů: korelační faktory metody Aoki & Velloso byly stanoveny pro zeminy na území Brazílie, které nemusí mít stejné vlastnosti jako zeminy v ČR. Navíc, použití korelačního vzorce pro stanovení ekvivalentního počtu úderů standardní penetrační zkoušky  $N_{SPT}$  ještě více zvýšilo odchylku mezi výsledky a realitou. Pro stanovení „reálného“ návrhu únosnosti pilot by bylo nutné nejdříve vytvořit korelační faktory na základě geologického prostředí ČR. Pro kontrolu výsledků byl vytvořen model osamělé piloty v programu GEO5 – Pilota. Vypočtené výsledky jsou velice blízké hodnotám podle teorie 2. skupiny MS ručně vypočteným.

Pro výpočet únosnosti a sedání skupiny pilot byly opět použité vzorce z knihy „*Vrtané piloty*“ - Masopust (1994). Sedání skupiny pilot bylo stanoveno podle metody Poulouse (1977) jako  $\xi$  násobek sednutí osamělé piloty za předpokladu, že piloty přenáší shodnou sílu. Skupinový efekt byl vypočten pro oba ruční výpočty osamělých pilot a výsledky celkového sedání byly porovnány s modelem vytvořeným v programu GEO5 – Skupina pilot a softwaru PLAXIS 3D pomocí metody konečných prvků.

Celkové sedání skupiny pilot podle metody Aoki & Velloso a teorie 2. skupiny MS vychází stejné (39 mm). Jedním z důvodů této shody je fakt, že průměrný sečnový modul deformace zeminy podle Aoki & Velloso je vyšší než podle teorie 2. skupiny MS, čímž vytváří nižší hodnotu koeficientu  $\xi$  a kompenzuje tím větší sedání osamělé piloty. Při porovnání s programem GEO5 – Skupina pilot se výsledné hodnoty únosnosti a sedání liší. Odchylka hodnot svíslé únosnosti a sedání pravděpodobně vzniká z důvodu jiného způsobu výpočtu totální soudržnosti na patě a dřívku piloty, ze které program vychází. Hodnota sedání skupiny v programu GEO5 – Skupina pilot (60 mm) představuje největší odchylku oproti ručním výpočtům. Z programu bohužel nelze vyčíst, jakým způsobem je sedání vypočteno.

Výsledky numerického modelu skupiny pilot v softwaru PLAXIS 3D uvádí nejmenší hodnotu sedání skupiny pilot (35 mm) mezi všemi porovnávanými výpočty. Jedním z důvodů je fakt, že tento model zároveň představuje i největší hodnoty plášťového tření. Ačkoli hodnoty sedání a vnitřních sil vychází příznivě, zmíněný model vytváří poklesovou kotlinu na povrchu terénu s velice rozsáhlými rozměry, což by neodpovídalo reálnému geologickému prostředí. Důvodem k takovému rozsahu může být způsob, kterým software uvažuje nelineární chování zemin, kde se přírůstky deformací, i přesto že malé, projevují i v nereálných vzdálenostech od řešené konstrukce, což po jejich sečtení vytváří velikou

poklesovou kotlinu. Výsledky z numerického modelu by se tedy měly uvažovat „s opatrností“.

V poslední části byl provedený numerický model osamělé piloty v programu PLAXIS 3D, ve stejném geologickém prostředí a rozsahu, pro ověření skupinového efektu získaného na základě ručních výpočtů. Výsledné sedání osamělé piloty nám umožnilo zjistit skupinový efekt numerického modelu, který představoval nejnižší hodnotu  $\xi$  ( $\xi=1,25$ ) vzhledem k ostatním vypočteným hodnotám. Při porovnání skupinového účinku  $\xi$  podle metody Poulouse s výsledky z numerického modelu je patrné, že je to návrh spíše konzervativní, tudíž i neekonomický.

Závěrem lze tuto diplomovou práci shrnout konstatováním, že se podařilo splnit její cíl, tj. navrhnout skupinu pilot podle různých metod a porovnat jejich výsledky. Přínos pro praxi je především v představení alternativního způsobu návrhu únosnosti pilot, který je jednoduchý a finančně nenáročný.

## Seznam použitých symbolů a zkratek

- a regresní koeficient pro jednotlivé typy zemin a hornin pro plášťové tření
- $A_c$  plocha kolmého průřezu špičky
- $A_p$  plocha průřezu piloty
- $A_s$  plocha pláště manžety
- $B^2$  plocha čtverce opisujícího skupinu pilot v úrovni jejich pat
- b regresní koeficient pro jednotlivé typy zemin a hornin pro plášťové tření
- $b_x$  menší rozměr podstavy zemního tělesa ve tvaru hranolu
- $b_y$  větší rozměr podstavy zemního tělesa ve tvaru hranolu
- CPT statická penetrační zkouška
- $C_N$  opravný faktor pro svislé napětí vlivem tíhy nadloží zeminy v píscích
- $c_{ub}$  totální soudržnost zeminy v patách pilot
- $c_{us}$  průměrná totální soudržnost zeminy podél dřívků pilot ( $\varphi_u \approx 0$ )
- $D_i$  hloubka od hlavy piloty do středu příslušné i-té vrstvy
- $d_i$  průměr piloty v i-té vrstvě
- $d_p$  profil piloty v patě
- $\bar{d}$  vážený průměr profilů piloty
- DP dynamická penetrační zkouška
- $E_b$  modul deformace (pružnosti) betonu piloty
- $E_r$  energetický poměr
- $E_s$  sečnový modul deformace zemin podél dřívku piloty
- $\bar{E}_s$  průměrná hodnota sečnového modulu deformace zemin podél dřívku piloty
- e regresní koeficient pro napětí na patě

- $f$  regresní koeficient pro napětí na patě
- $F_s$  měřená síla na třecí manžetě
- $f_s$  lokální plášťové tření
- GTP geotechnický průzkum
- HPV hladina podzemní vody
- $I$  příčinkový koeficient sedání piloty
- $I_1$  základní příčinkový koeficient
- $K_{DPSH}$  poměr počtu úderů  $N_{30SB}$  ku  $N_{SPT}$
- $K_s$  součinitel tuhosti skupiny pilot
- $m_1$  koeficient podle druhu zatížení
- $m_2$  koeficient vyjadřující vliv ev. ochrany dřívku piloty
- MKP metoda konečných prvků
- $N$  skutečný počet úderů ze zkoušky SPT
- $N_0$  počet úderů nutných pro počáteční zaražení
- $N_{10}$  počet úderů DP zkoušky pro dosažení 100 mm penetrace
- $N_{30SB}$  počet úderů DP zkoušky pro 300 mm penetraci
- $N_{30DP}$  počet úderů DP zkoušky pro dosažení penetrace 300 mm
- $N_{60}$  opravený počet úderů při uvažování energetického poměru  $E_r=60\%$
- $N_{cg}$  součinitel únosnosti pro skupinu pilot v soudržné zemině
- $N_{n+1}$  počet úderů nutných pro zaražení do hloubky 300 mm od počátečního zaražení
- $N_{SPT}$  počet úderů SPT zkoušky pro 300 mm penetraci
- $Q_c$  měřená síla na špičce penetračního hrotu
- $q_c$  odpor na hrotu
- $q_{si}$  plášťové tření



- SPT standardní penetrační zkouška
- $R_{pu}$  mezní únosnost na patě piloty (Masopust)
- $R_{su}$  mezní únosnost na plášti piloty (Masopust)
- $R_k$  korekční koeficient vyjadřující tuhost piloty
- $R_y$  zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření
- $s_y$  sedání piloty na mezi mobilizace plášťového tření
- $\beta$  Koeficient přenosu zatížení do paty piloty
- $\lambda$  opravný faktor pro energetické ztráty vlivem délky tyče v píscích
- $\zeta$  Faktor skupinového účinku pro sedání skupiny pilot

---

## Seznam použité literatury:

- ASHFIELD, D., ASHBY, G., POWER, P., FITCH, N., LADLEY, E., & SMITH, T. Use of the dynamic cone penetrometer to assess the liquefaction susceptibility of Christchurch alluvial soils. Proc. 19th NZGS Geotechnical Symposium. Ed. CY Chin, Queenstown, 2013.
- BEZERRA, J. Aplicação de técnicas geoestatísticas no processo de otimização de projetos de fundações estacadas. Tese de doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.
- BROMS, B. B., FLODIN, N. History of soil penetration testing. Proceedings, 1st Symposium on Penetration Testing, Orlando, FL, Amsterdam: A A Balkema, 1988, p. 157-220.
- ČERNÝ, Vít. Optimalizace geotechnického průzkumu a monitoringu při navrhování a provádění podzemních staveb, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, 2015.
- CINTRA, J. C. A., AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. 1 ed.: Oficina de Textos, São Paulo, 2010.
- ČSN EN ISO 22476-2 Geotechnický průzkum a zkoušení - Terénní zkoušky – Část 12: statická penetrační zkouška s mechanickým hrotem.
- ČSN EN ISO 22476-3 Geotechnický průzkum a zkoušení - Terénní zkoušky - Část 3: Standardní penetrační zkouška.
- ČSN P ENV 1997-3 Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek.
- DÉCOURT, L. Prediction of Bearing Capacity of Bored Piles in Sands. Theoretical x Empirical Formulas. In ; Manzanal, D., Sfriso, A., Eds.; 2015; p. 1721–1725.
- FERREIRA, Í. P., QUIRINO, R., SOARES, T. M. Estudo comparativo entre os ensaios SPT e PANDA 2 em aterros compactados de barragem de terra. Curso de graduação em engenharia civil, Universidade federal de Goiás, Goiânia, 2013.
- Kantey & Templer. Report on geotechnical investigation for new ground flare, Milnerton Refinery. Cape Town:, 2008.
- Kantey, Templer. Report on geotechnical investigation for UNISA, Phase 2 Development. Parow, Cape Town, 2009.
- KONDOLF, G. M., BATALLA, R. J. Catchment Dynamics and River Processes: Mediterranean and Other Climate Regions. University of California, Berkeley, USA 2005.
- KOUDELA, P. Využití penetračních zkoušek při návrhu pilotových základů. Bakalářská práce, Brno, Vysoké učení technické v Brně, 2016.
- LAHUTA, H. Příspěvek k využití statické penetrace pro stanovení smykové pevnosti zemin: Vědecká práce. Ostrava: VŠB, 2006.

- MACROBERT, C. Correlations between the dynamic probe super heavy test and the standard penetration test and their application within southern Africa. Undergraduate thesis, University of Cape Town, Cape Town, 2009.
- MACROBERT, C., KALUMBA, D., BEALES, P. Correlating standard penetration test and dynamic probe super heavy penetration resistance values in sandy soils. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, 2011, 53.1: 46-54.
- MASOPUST, J. Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, Praha, 1994
- NETO, Â. T. Fundações profundas em estacas pré- fabricadas de concreto – estudo de caso. Diploma project, Universidade federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2014.
- NEVES, L. F. D. S. Metodologia para a determinação da eficiência do ensaio spt através de prova de carga estática sobre o amostrador padrão. Dissertação, Universidade de São Paulo, 2004.
- ROGERS, D. Gow, Mohr, Terzaghi, and the origins of the standard penetration test. American Society of Civil Engineers, Chicago, Illinois, 2009.
- POULOS, H.G., MATTES, N.S.: Settlement and load distribution analysis of pile groups. *Australian Geomechanics Journal*, 1977.
- SALÁK, P. Ověření kvality základové půdy a starých základů s ohledem na novou výstavbu na brownfields. *Vědecká a odborná činnost, ČVUT, Praha*, 2006.
- SANTOS, J. A. Fundações por Estacas – Ações verticais. Diploma project, Instituto Superior Técnico, Lisbon, 2008.
- SAXENA, K. R., SHARMA, V. M. In-situ Characterization of Soils. Tokyo, 2003.
- SCHNAID, F. Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000, p. 208.
- SPAGNOLI, Giovanni. An empirical correlation between different dynamic penetrometers. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE)*, 2007.
- TerraTest s.r.o. Geotechnický průzkum zakázky Ocelárny Strážské.
- THEOBALD, M. Numerical Methods Course Notes. Cape Town: University of Cape Town, Cape Town, 2008.
- TSUTSUMI, M. Exploração do Subsolo. *Mecânica dos Solos I*, Faculdade de Engenharia, Departamento de Transportes, UFJF, Juiz de Fora, MG, 2000, p. 37.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: *III International conference on soil mechanics and foundation engineering*, 1953, vol. 2, p. 84-90.
- VANĚČEK, J. Hlubinné základy – Skupina pilot. Diplomová práce, ČVUT, Praha, 2011.

---

VESIC, A. S. Ultimate loads and settlements of deep foundation in sand, Bearing Capacity and Settlement of Foundations. Symposium held at Duke university, Durham, North Carolina, 1965.

WARREN, G. Heavy weight. Ground Engineering, 2007, 40.3: p. 36-39.

### **Internetové stránky:**

Canal do engenheiro. Desafio: Sondagem SPT [cit. 2016-12-12]. Dostupné z:

<http://www.canaldoengenheiro.com/desafio-sondagem-spt/>

Direct industry – Pagani geotechnical equipment [cit. 2016-11-28]. Dostupné z:

<http://www.directindustry.com/prod/pagani-geotechnical-equipment/product-124137-1524001.html>

Fine - Stavební software. Skupina pilot - Soudržná zemina [cit. 2016-12-31]. Dostupné z:

<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/soudrzna-zemina-vypocet-pro-neodvodnene-podminky-01/>

Fine - Stavební software. Terénní zkoušky - Zkoušky CPT [cit. 2016-11-27]. Dostupné z:

<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/zkousky-cpt-02/>

Gouda geo-equipment B.V. History of Cone Penetration Testing (CPT) [cit. 2016-11-27].

Dostupné z: <http://www.gouda-geo.com/products/cpt-equipment/background-information/history-of-cone-penetration-testing-cpt>

Ground investigation - In Situ Testing - [cit. 2016-11-27]. Dostupné z:

<http://www.g-i.co.nz/cptspt-library.html>

New Civil Engineer. Technical note heavy weight [cit. 2016-12-12]. Dostupné z:

<https://www.newcivilengineer.com/download?ac=1379523>

Técnico Lisboa. Ensaios de campo [cit. 2016-12-12]. Dostupné z:

<http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/ME5.pdf>

Universidade de Aveiro. Departamento de Geociências - Teorias e Princípios

[cit. 2016-12-12]. Dostupné z:

[http://geo.web.ua.pt/index.php?option=com\\_content&view=article&id=18:teorias-e-principios&catid=6:dps&Itemid=12](http://geo.web.ua.pt/index.php?option=com_content&view=article&id=18:teorias-e-principios&catid=6:dps&Itemid=12)

## **PŘÍLOHY**

---

**Příloha č. 1:**

Záznam dynamické penetrační zkoušky

DP-7

(převzato od společnosti TerraTest s.r.o.)

