

CIP - Catalogação na Publicação

Rodriguez Brochero, José Luis

Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia / José Luis Rodriguez Brochero. -- 2014.

173 f.

Orientador: Fernando Schnaid.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2014.

1. Campo experimental. 2. Caracterização geotécnica. 3. Deposito arenoso. 4. Provas de carga. 5. Instrumentação. I. Schnaid, Fernando, orient. II. Título.

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em
areia

José Luis Rodriguez Brochero

Porto Alegre

2014

JOSÉ LUIS RODRIGUEZ BROCHERO

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO CAMPO
EXPERIMENTAL DA UFRGS EM AREIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre

2014

JOSÉ LUIS RODRIGUEZ BROCHERO

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO CAMPO
EXPERIMENTAL DA UFRGS EM AREIA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 17 de julho de 2014

Prof. Fernando Schnaid
Ph. D. Oxford University, Reino Unido
Orientador

Prof. Armando Miguel Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Edgar Odebrecht (UDESC)
DSc. pela UFRGS, Brasil

Ing. Fernando Mantaras
DSc. pela UFRGS, Brasil

Prof Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph.D.. pela Concordia University, Canada

A Deus, por estar sempre com migo.
Aos meus pais Rosa Maria e Jorge.
À minha namorada, Gladys.
À família.

AGRADECIMENTOS

À família, em especial à minha mãe Rosa Maria, minha avó Carmen, e meus irmãos.

Ao Professor Fernando Schnaid pelo tempo, críticas e sugestões, e pela compreensão, apoio e conhecimentos, que em muito acrescentaram ao trabalho.

Ao Prof. Edgar Odebrecht pela colaboração sempre presente.

Ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC-UFRGS pela oportunidade de realizar este curso de Mestrado.

À CAPES pelo auxílio proporcionado com a bolsa de estudos que possibilitou minha total dedicação aos estudos.

A todos os professores da área de Geotecnia do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pelos conhecimentos transmitidos.

Sem o apoio extensivo da indústria não teria sido possível a presente dissertação. Gostaria de agradecer a mineração Veiga que cedeu às universidades o local de estudo do campo experimental

Às equipes das empresas Fugro In Situ Geotecnia e Geoforma que realizaram as sondagens discutidas neste trabalho, além do apoio em todos os momentos necessários. Finalmente à DYWIDAG que patrocinou parte desta pesquisa.

Tudo flui, nada permanece igual

Heráclito

RESUMO

RODRIGUEZ, B. J. L. **Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia.** 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em engenharia civil, UFRGS, Porto Alegre.

Contribuir ao entendimento dos mecanismos que controlam o comportamento da interação estaca-solo, em estacas de grande diâmetro executadas em perfil arenoso, foi a principal motivação que levou a propor a criação de um campo experimental, concebido para realização de um programa de ensaios de provas de carga instrumentadas. Este processo deu início com o desenvolvimento desta pesquisa, que descreve a caracterização geotécnica da área de estudo. As investigações geotécnicas iniciais foram compostas por ensaios de campo; ensaios de penetração padrão (SPT), ensaios dilatométricos (DMT) e ensaios de piezocone (CPTu), além de ensaios de laboratório de caracterização, representados por ensaios de umidade natural e ensaios granulométricos. Os ensaios de campo permitem obter parâmetros constitutivos do perfil da área de estudo, sendo possível junto à descrição geológica, fazer algumas inferências que foram determinantes para o processo de concepção das provas de carga instrumentadas. Uma revisão de aspectos geológicos foi realizada, caracterizando-se o contexto regional e a gênese das planícies costeiras do estado de Santa Catarina, área onde foi localizado o campo experimental. Ênfase é dada à instrumentação das estacas, sendo elementos essenciais para a realização das provas de carga e análises posteriores, incluindo, diversas recomendações para instrumentação tanto no topo como no fuste das estacas. Previsões de capacidade de carga através de três métodos de cálculo, dimensionamento do sistema de reação, metodologia de carregamento e instrumentação fazem parte das contribuições resultantes da realização desta pesquisa, subsidiando a execução das provas de carga de pesquisas futuras. Estes subsídios foram projetados em base a normativas nacionais e internacionais, além da recopilação de diferentes experiências relatadas na literatura, as quais estão incluídas na revisão bibliográfica.

Palavras-chave: *caracterização geotécnica; depósito arenoso; campo experimental, prova de carga; estaca de grande diâmetro; instrumentação.*

ABSTRACT

RODRIGUEZ, B. J. L. **Geotechnical characterization of experimental field of UFRGS in sand.** 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em engenharia civil, UFRGS, Porto Alegre.

Contributing to the understanding of the mechanism controlling the behavior of the pile-soil interaction in large diameter piles in sand was the main motivation of the present research. This led to the creation of an experimental testing site designed to test large diameter instrumented piles. This process has started with the development of this research, which describes the geotechnical characterization of the area. Geotechnical investigations comprised field test: standard penetration tests (SPT), dilatometer tests (DMT) and cone penetration tests (CPTu), as well as laboratory tests to determinate the natural moisture and soil granulometric curves. Field studies allow obtaining constitutive parameters of the profile of the study area that beside the geological description, allowed inferences regarding the instrumentation of piles. A review of geological features was held, characterizing the regional deposition and the genesis of the coastal area of the state of Santa Catarina, where the experimental field was located. Emphasis is given to the instrumentation of piles, essential for the analyses of test, including several recommendations for instrumentation in both the top and shaft. Estimation of load capacity by three methods of calculation, design of the reaction system, methodology of loading stages and instrumentation are part of the contributions resulting from this research, giving support to the load tests in future research. These contributions are based on national and international standards, support by the compilation of different experiences reported in the literature, which are included in the literature review.

Key-words: geotechnical characterization, sandy deposit, experimental field, load test, large diameters piles, instrumentation.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVO GERAL	3
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3 JUSTIFICATIVA.....	3
1.4 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	4
1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	4
1.6 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 ESTUDOS PREVIOS	6
2.2 CONCEITOS E DEFINIÇÕES	10
2.2.1 Fundação profunda	10
2.2.2 Classificação das estacas	10
2.2.3 Estaca hélice continua	11
2.2.4 Estacas escavadas	11
2.2.5 Estaca Escavada de Grande Diâmetro - estações.....	12
2.2.6 Estaca ômega	13
2.2.7 Fluido estabilizante.....	13
2.2.8 Lama Bentonítica.....	13
2.2.9 Lama polimérica	14
2.2.10 Lama bentonítica ou Lama Polimérica?.....	15
2.3 CONTROLE DE QUALIDADE DA ESTACA DURANTE A CONSTRUÇÃO DA ESTACA	18
2.4 CONTROLE DE QUALIDADE APÓS CONSTRUÇÃO DA ESTACA.....	19
2.4.1 Ensaio de integridade, pit (pile integrity test).....	19
2.4.2 Ensaio CSL ("cross-hole" ou "sonic logging").....	21
2.5 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS	22
2.5.1 Prova de carga estática	22
2.5.2 Procedimentos de execução	23
2.5.3 Norma Brasileira – ABNT.....	25
2.5.4 Norma Americana – ASTM.....	26
2.5.5 Norma Europeia – EUROCODIGO 7	27
2.6 EXPERIÊNCIAS COM INSTRUMENTAÇÃO NA PRÁTICA DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS ...	28
2.6.1 Caso 1	28
2.6.2 Caso 2	29
2.6.3 Caso 3	30
2.6.4 Caso 4	30
2.6.5 Caso 5	30

2.6.6	Caso 6	32
2.6.7	Caso 7	33
2.7	TIPOS DE INSTRUMENTAÇÃO	34
2.7.1	Extensômetros Elétricos de Resistência (Strain-Gages)	35
2.7.2	Hastes Medidoras de Deslocamentos (Tell-Tales)	35
2.7.3	Célula de Carga (Transdutor de Força).....	35
2.7.4	Célula Expansiva Hidrodinâmica (O-Cell).....	36
2.7.5	Micrômetro Deslizante	37
2.7.6	Extensômetros de corda vibrante (VWVG)	38
2.7.7	Inclinômetro	38
2.7.8	Piezômetros	38
2.8	METODOLOGIA DE INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE	38
2.8.1	Definir as condições do projeto	39
2.8.2	Prever os mecanismos que controlam o comportamento	39
2.8.3	Definir as perguntas que precisam ser resolvidas	39
2.8.4	Definir o propósito da instrumentação.....	40
2.8.5	Selecionar os parâmetros a ser monitorados	40
2.8.6	Prever as mudanças nas magnitudes.....	40
2.8.7	Selecionar a instrumentação	41
2.8.8	Selecionar a localização da instrumentação.....	41
2.8.9	Fazer um plano de registro de fatores que influenciam as medições	42
2.8.10	Fazer o plano de instalação	43
2.8.11	Fazer o plano regular de calibração e manutenção.....	43
2.8.12	Fazer o plano de coletas, processamento, apresentação, interpretação e reporte de dados.	43
2.9	MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	44
2.9.1	Método de Décourt e Quaresma (1978).....	44
2.9.2	Método de Aoki e Velloso (1975)	46
2.9.3	Método UFRGS (2005)	47
2.9.4	Método da FHWA (O’neill e Reese, 1999).	49
2.10	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	50
3.	GEOLOGIA DO CAMPO EXPERIMENTAL E MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE	
	ENSAIOS.	52
3.1	INTRODUÇÃO	52
3.2	LOCALIZAÇÃO	52
3.3	CARACTERÍSTICAS REGIONAIS E GEOGRAFIA	53
3.3.1	Clima	53
3.3.2	Vegetação	54
3.3.3	Aspetos geomorfológicos	54
3.4	GEOLOGIA.....	54

3.4.1	Geologia costeira do quaternário	54
3.4.2	Geologia local.....	57
3.5	MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS	59
3.5.1	Ensaio de cone (CPT) e Piezocone (CPTu)	59
3.5.2	Ensaio de SPT (standard penetration test)	67
3.5.3	Ensaio dilatométrico (DMT).....	69
3.5.4	Ensaio de laboratório	71
4.	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	73
4.1	INTRODUÇÃO	73
4.2	ENSAIOS DE CAMPO.....	73
4.2.1	Interpretação dos Ensaio de CPTu	74
4.2.2	Interpretação do ensaio SPT – Área um	108
4.2.3	Interpretação do ensaio de sDMT - área um.....	110
4.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	113
4.3.1	Umidade natural	113
4.3.2	Granulometria.....	114
5.	PROVAS DE CARGA.....	116
5.1	INTRODUCAO	116
5.2	PROGRAMA DE PROVAS DE CARGA.....	116
5.3	ESTIMATIVAS DE CARGA	117
5.3.1	Resultado das estimativas de carga das estacas	120
5.4	SISTEMA DE REAÇÃO	127
5.4.1	Distância mínima entre estacas.....	127
5.4.2	Comprimento das estacas de reação	128
5.4.3	Arranjo do sistema de reação.....	129
5.5	PROCEDIMENTO DE EXECUÇÃO	131
5.6	INSTRUMENTAÇÃO.....	134
5.6.1	Instrumentação no topo	134
5.6.2	Instrumentação em profundidade	136
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	144
6.1	CONCLUSÕES	144
6.2	RECOMENDAÇÕES.....	145

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1: Localização dos Campos Experimentais Geotécnicos do Brasil (Modificado de Cavalcante, 2006).	2
Figura 2.1: a) Variação da carga de atrito com a profundidade (Randolph et al., 1994). b) Distribuição de carga com a profundidade (Altaee et al., 1993).	9
Figura 2.2: Fundação profunda.....	10
Figura 2.3: a) Efeitos da execução de estacas escavada sobre o terreno e evolução; (b) das tensões horizontais; (c) da umidade - junto ao fuste - com o tempo, em estaca escavada com lama (adaptado de Velloso, 2010).	12
Figura 2.4: Curva carga-recalque prova de carga. (Lam, 2010).....	16
Figura 2.5: Amostrador de lama (Fleming e Sliwinski, 1977).	17
Figura 2.6: Ensaio de integridade, PIT (Santos, 2002).....	20
Figura 2.7: Ensaio de integridade, CSL.....	21
Figura 2.8: Configuração típica dutos de acesso (ASTM D6760-08).....	21
Figura 2. 9: Comparação dos procedimentos de carga (Fellenius, 1975).....	25
Figura 2.10: Carga-deslocamento dos procedimentos de carga (Fellenius, 1975).....	25
Figura 2.11: Carregamento monótono (EC. 7,1997).	27
Figura 2.12: Dois ciclos de Carregamento (EC. 7,1997).....	28
Figura 2.13: Perfil de instrumentação (Hanifah e Lee, 2006).	31
Figura 2.14: (A) influência da forma da estaca na medida de deformação. (B) Influencia da técnica de instalação (adaptado de Hayes e Simmonds, 2002).	33
Figura 2.15: Comparação dos resultados entre os VWSG e os OFS (Wolff et al, 2006).....	34
Figura 2.16: Esquema da célula de Osterberg (www.loadtest.com.uk)	36
Figura 3. 1: Mapa de localização do campo experimental da UFRGS (Google Maps)	53
Figura 3. 2: Mapa geológico do estado de Santa Catarina (SGB).....	55
Figura 3.3: Mapa geológico da região de barra velha - SC (Sugiuo et al, 1986).	59
Figura 3. 4: Ábaco de identificação do comportamento típico de solos (Robertson, 1990). ...	61
Figura 4.1: Sondagens de reconhecimento com CPTu, Área I.....	75
Figura 4.2: Amostras de solo do ensaio de SPT, Área I.....	77
Figura 4.3: Sondagens de reconhecimento com CPTu, Área II	78
Figura 4.4: Sondagens de reconhecimento com CPTu, Área III.....	79
Figura 4.5: Sondagens de reconhecimento com CPTu, Área IV.....	80
Figura 4.6:Perfil longitudinal das quatro sondagens de reconhecimento	82

Figura 4.7: Campo experimental para execução das provas de carga	83
Figura 4.8: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 01	84
Figura 4.9: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 02	85
Figura 4.10: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 03	86
Figura 4.11: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 04	87
Figura 4.12: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 05	88
Figura 4.13: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 06	89
Figura 4.14: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 07	90
Figura 4.15: Estimativa dos pesos específicos para ensaios de CPTu	91
Figura 4.16: Classificação do solo para os sete ensaios de CPTu	92
Figura 4.17: Horizontes médios a partir dos resultados das sondagens de CPTu.	93
Figura 4.18: Perfil longitudinal do campo experimental	95
Figura 4. 19: Classificação do solo por horizontes.....	97
Figura 4. 20: Superposição dos dados dos ensaios de CPTu.....	98
Figura 4. 21: Resultados da densidade relativa e ângulo de atrito dos ensaios de CPTu	99
Figura 4. 22: Resultados do coeficiente de empuxo passivo e da razão de pré-adensamento dos ensaios de CPTu	101
Figura 4. 23: Resultados do parâmetro de estado (ψ) e modulo de cisalhamento máximo (G_0) dos ensaios de CPTu.....	102
Figura 4. 24: Resultados do modulo de elasticidade inicial e modulo de deformabilidade confinada dos ensaios de CPTu.....	104
Figura 4. 25: Comparação das estimativas do modulo de deformabilidade confinada (M)	105
Figura 4.26: Ensaio de SPT-01.....	108
Figura 4.27: Ensaio de SPT-01, Densidade relativa e ângulo de atrito.....	109
Figura 4.28: Ensaio de DMT-01 (área um).....	111
Figura 4.29: Ensaio de DMT-01 (área I).....	113
Figura 4.30: Granulometria SPT-01	114
Figura 4.31: Granulometria SPT-01	115
Figura 4.32: Granulometria SPT 01	115
Figura 5. 1: N _{spt} medidos e estimados dos valores de q _c e f _s	119
Figura 5. 2: Estimativa de capacidade de carga da estaca Tipo hélice continua, 60 cm de diâmetro.....	120

Figura 5. 3: Estimativa de capacidade de carga da estaca ômega, 60 cm de diâmetro.	121
Figura 5. 4: Estimativa de capacidade de carga da estaca tipo hélice contínua, 100 cm de diâmetro.....	122
Figura 5. 5: Estimativa de capacidade de carga da estaca escavada, 100 cm de diâmetro.....	123
Figura 5. 6: Estimativa de capacidade de carga da estaca de reação, 80 cm de diâmetro.	124
Figura 5. 7: distância entre estacas segundo normativas (Próprio do autor).	128
Figura 5. 8: Carga total máxima solicitada ao sistema de reação.....	129
Figura 5. 9: Sistema de reação adotado na pesquisa.....	130
Figura 5. 10: arranjo das estacas para as provas de carga	130
Figura 5. 11: Procedimento de carga recomendado nesta pesquisa (Próprio do autor).....	133
Figura 5.12: instrumentação da estaca no topo (Próprio do autor).....	136
Figura 5.13: instrumentação da estaca em profundidade (Próprio do autor).....	139
Figura 5.14: Perfil da estaca, nível instrumentado (Próprio do autor)	140
Figura 5.15: Posições alternativas da célula de Osterberg (Osterberg, 1998).....	141
Figura 5.16: Comparação entre o sistema convencional de aplicação de cargas e a célula de Osterberg (England e Cheesman, 2006).	142
Figura 5.17: Dutos para ensaio de integridade (Próprio do autor)	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Características da lama bentonítica	14
Tabela 2.2: Características da lama Polimérica.....	15
Tabela 2.3: Fatores característicos do solo “C”.....	45
Tabela 2.4: Coeficiente α	45
Tabela 2.5: Coeficiente β	46
Tabela 2. 6: Valores de F1 e F2.....	47
Tabela 2.7: Coeficientes K e α	47
Tabela 2.8: Coeficientes α e β	48
Tabela 3. 1: Limites do tipo de comportamento do solo	62
Tabela 3. 2 estados de compacidade e de consistência.....	68
Tabela 3.3 Classificação das areias segundo o tamanho dos grãos	72
Tabela 4. 1: Resumo da localização dos ensaios de campo executados para caracterização do campo experimental.....	74
Tabela 4. 2: Resumo do parâmetro α dos ensaios de CPTu e DMT-1	106
Tabela 4. 3: Resultados de α na literatura.....	106
Tabela 4. 4: Resumo dos parâmetros dos ensaios de CPTu por horizontes.	107
Tabela 5. 1: Programa de ensaios das provas de carga.....	117
Tabela 5. 2: Valores típicos de k	118
Tabela 5. 3: Valores das estimativas de carga	125
Tabela 5. 4: Valores das estimativas de carga	126
Tabela 5. 5: Critérios de estabilização de deslocamentos, ensaios SML.	131
Tabela 5. 6: Níveis de carregamento e tempos mínimos de duração do estágio, ensaios SML.	131

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABEF	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia.
ASTM	American Society for Testing and Materials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
B_q	Parâmetro de poropressão
CSL	cross-hole ou sonic logging
EC7	EUROCODIGO 7
DR (%)	Densidade relativa em porcentagem
E'	Módulo de elasticidade inicial
F1	Coefficiente de correção da resistência de ponta, Método Aoki & Velloso.
F2	Coefficiente de correção da resistência lateral, Método Aoki & Velloso.
f_s	Atrito lateral médio do CPT para cada ΔL
G	Aceleração da gravidade
G_0	Módulo cisalhante a pequenas deformações
I_{CRW}	Índice de classificação do material (ROBERTSON e Wride, 1998).
IP	Índice de plasticidade
ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
M	Módulo de deformabilidade confinada
MLT	Maintained load test
N_{SPT}	Número de golpes resultado do ensaio SPT
NBR	Norma Brasileira emitida pela ABNT
OCR	Razão de pré-adensamento
O-Cell	Célula de carga de Osterberg
OFS	Extensômetros de fibra ótica

P_a	Pressão atmosférica (100 kPa)
PIT	Pile integrity test
q_c	Resistência de ponta no ensaio CPT
q_t	Resistência de ponta do cone corrigida
R_f	Razão de atrito (f_s/q_c)
SPT	Standard Penetration Test
Tell-Tales	Hastes medidoras de deslocamento
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
U	Poropressões
U_0	Pressão hidrostática
VWSG	Vibrating wire strain gauges
w	Umidade natural
γ	Peso unitário do solo
ψ	Parâmetro de estado
ϕ	Diâmetro da estaca
ϕ	Ângulo de Atrito Interno do Solo
σ'_{v0}	Tensão normal efetiva
σ_{v0}	Tensão total vertical
σ_{vb}	Esforço vertical do solo ao nível da base do amostrador
α, β	Coeficientes função do tipo de solo e do tipo da estaca para a ponta e o atrito, respectivamente.

1. INTRODUÇÃO

O crescimento dos centros urbanos e industriais conduz à construção de obras cada vez maiores, tendo que transmitir cargas elevadas ao solo e, portanto, apresentando desafios crescentes à engenharia de fundações. Este aumento nas cargas transmitidas ao solo traduz-se na necessidade de desenvolver ferramentas que ajudem à construção de obras seguras, econômicas e eficientes. Na hora de transmitir essas grandes cargas da superestrutura através dos estratos compressíveis até solo firme, estacas de grande diâmetro têm sido utilizadas com sucesso. Porém, faltam estudos que forneçam maior suporte às etapas de projeção e execução em perfis arenosos. Projetos desenvolvidos nas grandes cidades ou no litoral brasileiro, muitas vezes, situam-se em locais caracterizados por solos compressíveis, sendo necessário compreender melhor o comportamento das estacas neste tipo de solo, visando o aprimoramento no dimensionamento de estruturas nestes depósitos.

O projeto desenvolve-se na planície costeira no norte do estado de Santa Catarina. Sabe-se que grande parte das planícies costeiras brasileiras foi originada através dos processos de regressão e transgressão durante o período quaternário (Branner, 1904; Freitas, 1951; Bigarella, 1965; Suguio et al., 1985). Estes processos geram depósitos sedimentares, constituídos de lentes arenosos ou argilosos de espessuras variáveis, sendo nosso interesse principal, locais compostos por perfis não coesivos. O estudo do comportamento destes depósitos sedimentares é baseado em trabalhos teóricos que fundamentam os problemas de interação solo-estrutura em resultados experimentais respaldados em provas de carga através de campos experimentais, sendo alguns instrumentados e outros não instrumentados. Estes campos experimentais são criados, geralmente, quando existe uma necessidade de melhor compreensão de mecanismos ou, quando se apresentam problemas particulares de uma região específica.

No XIII congresso do COBRAMSEG, Cavalcante (2006) apresentou um resumo dos principais campos experimentais existentes no Brasil até o ano 2005, onde as diferentes experiências foram compiladas e sintetizadas. Estes campos encontram-se localizados em seis estados brasileiros, das regiões Sul no Paraná, com três campos, no Sudeste em São Paulo e Rio de Janeiro, com seis campos, no Centro-Oeste, Distrito Federal e no Nordeste em

Pernambuco, com um campo cada, conforme mostrado no mapa da Figura 1.1. Além destes campos, também são localizados dois campos experimentais na região sul do país localizado nas cidades de Passo fundo e Cachoerinha.



Figura 1. 1: Localização dos Campos Experimentais Geotécnicos do Brasil (Modificado de Cavalcante, 2006).

Do mapa da Figura 1.1 percebe-se que os campos experimentais no Brasil estão concentrados nas regiões Sul e Sudeste, sendo uma característica comum entre eles a grande afluência de pesquisas relacionadas ao comportamento dos solos moles, argilas orgânicas e solos não saturados e, particularmente solos colapsíveis e expansivos (Cavalcante, 2006). Ressalta-se também que no Brasil ainda não se iniciaram pesquisas específicas em campos experimentais referentes a solos granulares e, portanto, podemos dizer que este é o primeiro campo experimental assentado num perfil de solo não coesivo no país.

Com este estudo, subsidia-se a futuras pesquisas que procurem avançar no entendimento dos mecanismos que controlam o comportamento da interação estaca-solo num perfil tipicamente arenoso. Para cumprir com esta finalidade, é necessária uma investigação baseada em provas de carga instrumentadas.

1.1 OBJETIVO GERAL

O principal objetivo do presente estudo consiste na caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS, local destinado à investigação do comportamento de fundações profundas através de provas de carga instrumentadas.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos, além das investigações das condições de subsolo do local, o presente trabalho deve servir de base para futuras pesquisas na área de fundações. Neste sentido, são apresentados cálculos referentes ao dimensionamento de estacas e sistemas de reação e discutidos procedimentos de ensaios, a saber:

- a) Estimar a capacidade de carga de estacas escavadas, ômega e hélice contínua para definição de desempenho e dimensionamento do sistema de reação.
- b) Propor um procedimento de carga apropriado, que forneça um nível de informações suficientes para sua interpretação.
- c) Investigar os padrões internacionais adotados na instrumentação de estacas para, através das medições, compreender os mecanismos de interação solo-estaca.

1.3 JUSTIFICATIVA

A motivação desta pesquisa deve-se à existência de uma lacuna no estado do conhecimento quanto ao desempenho de fundações profundas em solos granulares. O estudo do comportamento de estacas através de um campo experimental sobre perfil arenoso irá auxiliar na avaliação da confiabilidade dos métodos de projeto, além de redefinir as metodologias de projeto e execução de estacas. Em princípio, para o dimensionamento de elementos de fundações é necessária à caracterização geotécnica do campo experimental, objeto da presente pesquisa.

1.4 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Existe necessidade de conhecer a influencia dos parâmetros e procedimentos utilizados em fundações profundas, tanto para projeto como para controle de execução das estacas em perfil arenoso. Com este estudo, abrem-se diversas possibilidades para aprimorar a seleção dos parâmetros e critérios assumidos em projeto, criando assim, opções no refinamento de métodos de projeto.

1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

O projeto de investigação será executado por um grupo de empresas parceiras que colaboraram na presente pesquisa. A execução das estacas e provas de carga são também realizadas por empresas parceiras, embora com procedimentos e acompanhamento definidos nesta pesquisa.

A dissertação objetiva a caracterização do campo experimental mediante diversos ensaios de campo e laboratório, complementarmente, subsidiar o programa de provas de carga instrumentadas proposto, mediante o calculo de estimativas referentes às previsões de capacidade de carga, projeção do sistema de reação, procedimento executivo e instrumentação das estacas.

1.6 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O desenvolvimento da pesquisa divide-se em seis capítulos que são descritos de forma sucinta a seguir. No primeiro capítulo, mostra-se uma descrição geral do tema de pesquisa que esta sendo tratado, assim como o alcance e os objetivos a serem alcançados.

A revisão bibliográfica contem conceitos necessários ao desenvolvimento da pesquisa, referentes à classificação das estacas segundo o deslocamento, fazendo referencia principalmente às estacas tipo hélice contínua, ômega e às estacas escavadas. Ainda contem conceituações sobre a realização das provas de carga, procedimentos de carga utilizados e recomendados por diferentes normativas internacionais, incluindo a normativa brasileira. Além disso, apresenta-se uma pequena comparação entre as experiências de diferentes pesquisadores com o uso da lama bentonítica e a lama polimérica, experiências com estacas

em solos arenosos e finalmente entre instrumentação. Estes fundamentos mostrados no capítulo dois, serviram para referenciar o desenvolvimento desta pesquisa.

No capítulo três é apresentada a descrição do campo experimental com sua geologia, características regionais, geográficas e localização. Além disso, é apresentada a metodologia para interpretação de ensaios de campo e laboratório.

A caracterização geotécnica do campo experimental esta baseada na interpretação dos resultados de uma campanha de ensaios de campo e laboratório que é apresentado no capítulo quatro.

No capítulo cinco se apresentam as estimativas da capacidade de carga, além da definição de metodologia executiva, dimensionamento do sistema de reação, e instrumentação recomendada para o topo e o fuste das estacas.

Finalmente, no Capítulo seis mostram-se as conclusões do estudo, assim como as sugestões para futuras pesquisas. Por último, são listadas as referências bibliográficas utilizadas para execução da presente dissertação.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica tem por objetivo fornecer uma série de conceitos básicos relacionados a estacas escavadas de grande diâmetro e provas de cargas estáticas instrumentadas. Adicionalmente são discutidos outros temas necessários relacionados aos objetivos estabelecidos nesta pesquisa.

Ênfase é dada a instrumentação de estacas, elemento central da presente pesquisa, destinado à implantação em campo experimental da UFRGS e universidades parceiras. Este conhecimento será usado de forma direta ou indireta no decorrer desta dissertação.

2.1 ESTUDOS PREVIOS

No projeto geotécnico de estacas é sabido que além das características do solo e das propriedades estruturais da estaca, o comportamento e capacidade de suporte vêm determinados ou é influenciado pelo procedimento adotado para a instalação no terreno (O'Neill e Reese, 1999; Vésic, 1977b; O'Neill e Hassan, 1994; Brown, 2002; Abdrabbo e Abouseeda, 2002).

Para estacas escavadas, o solo está sujeito a uma redução das tensões laterais ao longo das paredes da escavação, e de perturbação no fundo da escavação. Em solos granulares, o relaxamento de tensões na base da estaca não pode ser evitado, mesmo quando na perfuração é usado um fluido estabilizante, sendo recomendado reduzir a contribuição da capacidade da ponta (Fleming et al, 2009).

Dúvidas referente ao comportamento das estacas executadas com lama são reportados com frequência, devido às incertezas da interação solo-estaca-lama, podendo haver redução na resistência lateral da estaca (Holmes, 1993; Alasamman, 2006; Seavey e Ashford, 2004).

Beech e Kulhawy (1987) realizaram provas de carga num modelo de estacas escavadas, observando que a carga máxima foi independente do processo de construção, estando mais associada ao tipo de solo e à rugosidade da superfície da estaca. Esta observação foi verificada por Alasamman (2006) que, além disso, sugere que a superfície de ruptura ocorre no solo e não na interface estaca-solo, sendo próxima à distância em que a ruptura ocorre. O

autor atribuiu Isto à migração de água do concreto para o solo ao redor da estaca, aludindo vantagens em relação à força resultante da ligação química entre o solo e o cimento.

O atrito unitário varia com o diâmetro da estaca, ainda quando são usados os mesmos procedimentos executivos. Este aspeto não só depende da rugosidade da superfície da estaca (England e Cheesman, 2006). Hayes (2005) notou uma relação inversa entre o atrito unitário e o diâmetro da estaca.

Outros efeitos da rugosidade da superfície da estaca foram estudados por Kishida e Uesugi (1987), mostrando que o ângulo de atrito da interfase pode estar relacionado com o ângulo de atrito do solo em termos do coeficiente de rugosidade normalizada. O estudo determinou que, para superfícies comumente usadas, tais como aço ou concreto, o coeficiente de atrito na interfase estará em uma faixa entre 0.5 e 1.0 vezes o ângulo de atrito do solo com que esta interagindo. Segundo Bolton (1986) o ângulo de atrito diminui com o incremento da tensão de confinamento, da mesma forma que o índice de rigidez diminui com o incremento dos níveis de tensão no solo.

Loukidis e Salgado (2008) fizeram uma análise em estacas escavadas em solo arenoso mediante o uso de um programa de elementos finitos para estudar o desenvolvimento da resistência limite por atrito. Os autores geraram um modelo constitutivo usando duas superfícies de elasticidade que levam em conta a tensão efetiva principal intermedia e a anisotropia da areia. Os seus resultados mostram diversas conclusões, fazendo especial ênfase no valor da pressão lateral do solo (K). O calculo do atrito lateral e feito conforme:

$$q_{sl} = K * \sigma'_{v0} * \tan\phi \quad (\text{Equação 2.1})$$

A seguir, mostram-se algumas das conclusões do estudo:

- a) K aumenta com o aumento da densidade relativa;
- b) K diminui com o aumento da sobrecarga inicial;
- c) K não varia para as areias fofas;
- d) O valor de K diminui com o aumento do diâmetro da estaca, mas esta mudança é insignificante na pratica;
- e) O ângulo de atrito ao longo do eixo da estaca esta compreendido entre 0,95 e 1.0 vezes o ângulo de atrito interno critico da areia no estado de compressão triaxial.

Para estacas tipo hélice contínua, a experiência indica que o valor de K deve ser igual a 0,9 no caso de solos arenosos ou pedregulhos e para solos siltosos ou areio siltosos, entre 0,5 e 0,6 (Fleming et al, 2009).

DE Nicola e Randolph (1993), através de análise numérica e teórica avaliaram evidências experimentais sobre diferença entre a capacidade de carga por tração e por compressão de uma estaca em solo arenoso, encontrando que a carga de tração é um pouco mais baixa do que a carga de compressão. Os autores relatam que a principal causa deve-se ao efeito de uma relação de Poisson. Além disso, expressaram que a relação de cargas de tração compressão é função da compressão relativa e da esbeltes da estaca.

O cisalhamento de uma areia em condições drenadas é acompanhado de variações de volumétricas. Quando submetidas a altos níveis de tensões, as variações de volume são praticamente suprimidas (o cisalhamento ocorre praticamente a volume constante). Numa estaca, a capacidade de suporte da ponta vai aumentando gradualmente com a profundidade, porém, esta capacidade de suporte aumenta com uma razão de variação decrescente (BOLTON, 1986).

Vésic (1964, 1970, 1977), e Meyerhof (1964, 1976) estudaram o comportamento de estacas em solos granulares e verificaram que tanto a resistência de ponta unitária como a de atrito lateral unitária deixa de crescer a partir de uma “profundidade crítica” da ordem de dez diâmetros, para areias fofas, e vinte diâmetros, para areias compactas, devido ao fenômeno do arqueamento do solo. Este efeito tem sido considerado em projetos de engenharia, porem sem comprovação experimental sistemática.

Randolph et al.(1994), constatou mediante evidencia experimental que não existe uma profundidade critica em estacas cravadas em solos arenosos, sabendo que a fricção entre a estaca e o solo tende a aumentar com a profundidade ate atingir o seu valor máximo, para logo cair rapidamente. A figura 2.1(a) mostra a diferença entre a teoria da profundidade critica e os resultados experimentais encontrados. Fellenius et al (1995, 2002) verificaram esta mesma condição para estacas escavadas em solos arenosos, explicando que a diferença com os resultados da teoria da profundidade critica, são devidos a não considerar os efeitos da instalação chamados “Cargas Residuais”. Estas cargas podem ser produzidas pelo cambio de volume do solo no em torno da estaca, após a construção, além de outros fenômenos que dependem do tempo tais como o atrito negativo na parte superior da estaca. Hayes e

Simmonds (2002) acreditam que a expansão e contração física da estaca de concreto, a qual acontece durante o período de cura, resultam em cargas residuais significativas.

Segundo Siegel e McGillivray (2009) as cargas residuais devem ser consideradas na interpretação de provas de carga, na projeção da estaca, nos cálculos dos fatores de segurança estrutural da seção, e particularmente na estimativa do recalque das estacas isoladas e das estacas em grupo. Deve-se ter cuidado quando se define o tipo de instrumento para medir as tensões e deformações na estaca, sendo que o uso de extensômetros recuperáveis, não permite que sejam medidas as cargas residuais, as quais têm valores importantes em estacas cravadas e em menor proporção em estacas escavadas (Fellenius, 2002). Na figura 2.1 b mostra-se a influencia da carga residual no resultado da distribuição real de carga com a profundidade.

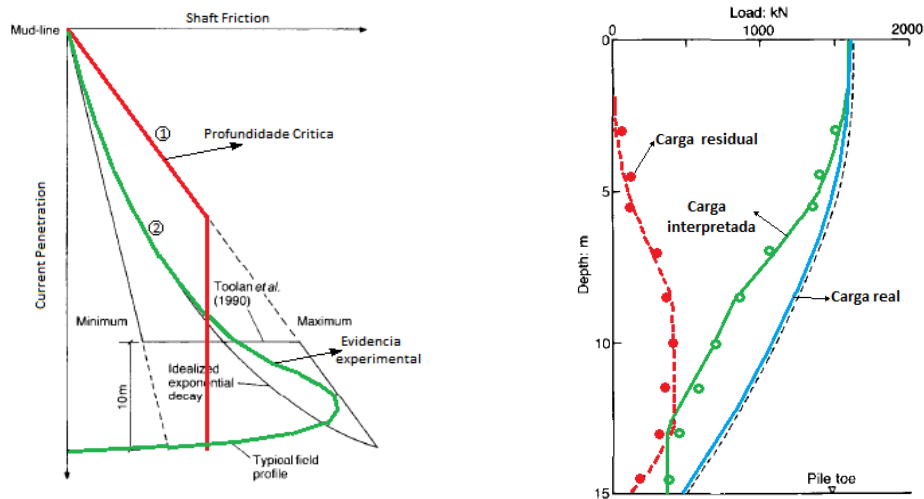


Figura 2.1: a) Variação da carga de atrito com a profundidade (Randolph et al., 1994). b) Distribuição de carga com a profundidade (Altaee et al., 1993).

Segundo Décourt (2008) “*é sabido que a aplicação de sucessivos carregamentos a uma dada estaca provoca o surgimento de cargas residuais na mesma. Essas cargas residuais afetam a aparente repartição da carga entre o atrito lateral e a ponta*”. Estes exemplos de casos reportados na literatura demonstra o nível de incertezas associadas ao comportamento de estacas em solos arenosos e justifica a necessidade de estudos complementares.

2.2 CONCEITOS E DEFINIÇÕES

Neste item é apresentado um breve resumo de conceitos e procedimentos necessários à engenharia de fundações. São revisados os tipos de estacas, características de provas de carga e métodos de estimativas de carga.

2.2.1 Fundação profunda

Segundo a NBR-2010, uma fundação profunda é um elemento que transmite a carga (P) ao terreno pela base, ou por sua superfície lateral, ou por uma combinação das duas, devendo sua base, estar assentada numa profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m incluindo as estacas e os tubulões. Na figura 2.2 é mostrada a representação de uma estaca segundo a definição da norma brasileira, neste gráfico é possível enxergar que a soma das parcelas por atrito (R_f) e por ponta (R_p) devem ser iguais ao carregamento transmitido pela superestrutura (P) para que exista um equilíbrio de forças.

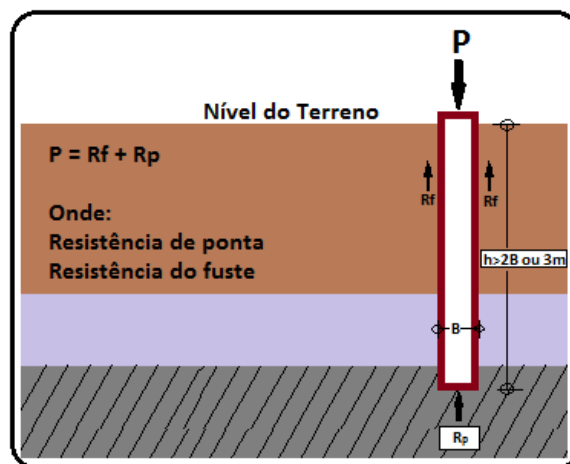


Figura 2.2: Fundação profunda

2.2.2 Classificação das estacas

As estacas podem ser classificadas por diferentes critérios:

- a) Segundo o material: de Madeira, Concreto, Aço e mistas.
- b) Segundo o processo executivo usado, o qual determina o grau de perturbação gerado no solo (ABMS & ABEF, 1998):
 - Estacas de deslocamento: são em geral as estacas cravadas ou aquelas que não precisam remover o solo do local. Após a cravação, ocorre uma

densificação do solo ao redor da estaca e tensões superficiais de atrito surgem no perímetro das mesmas. Em geral, as estacas de deslocamento possuem resistências laterais e de ponta superiores às estacas sem deslocamento. Nesta classificação se enquadram as estacas metálicas, pré-moldadas de concreto, Franki e ômega.

- Estacas sem deslocamento: são em geral as estacas escavadas ou aquelas que precisam remover o solo do local, gerando uma perturbação no solo e, portanto alteração no estado de tensões iniciais que proporciona uma mobilização próxima ao estado ativo. Nesta categoria encontram-se as estacas tipo Strauss, escavadas e a hélice contínua.

2.2.3 Estaca hélice contínua

As estacas do tipo hélice contínua são moldadas “in loco” com ajuda da inserção de um trado rotativo helicoidal no terreno. O equipamento aplica o torque necessário para penetrar o solo, atingindo à profundidade determinada em projeto, sendo o processo feito de forma contínua.

Finalizada a perfuração, inicia-se a concretagem da estaca, o concreto é conduzido pela haste central da ferramenta de perfuração até a base da estaca, o equipamento começa a ser extraído sem girar com o objetivo de não provocar instruções de solo ao corpo da estaca. A concretagem é simultânea com a retirada da ferramenta de perfuração, o concreto é injetado sob pressão positiva, esta garante a continuidade e a integridade do fuste. Todo o processo é monitorado através de sensores instalados na ponta da ferramenta de perfuração. Por fim, a armadura é introduzida com ajuda de um vibrador após a concretagem (ABEF, 2004). A norma Brasileira NBR 6122 (2010) apresenta no anexo F, uma descrição específica do ensaio, além de algumas recomendações que se devem levar em conta durante a execução das estacas.

2.2.4 Estacas escavadas

São estacas moldadas in loco após a escavação do solo que inclui retirada de material. Podem ser executadas manual ou mecanicamente com o uso de um equipamento especial, algumas têm bulbos na base ou intermédios ao longo do fuste para aumentar a capacidade de suporte. A execução das estacas escavadas causa um alívio das tensões do terreno, que será maior ou menor, dependendo do tipo de suporte que seja usado na sua execução.

Na figura 2.3a, mostram-se os efeitos da execução de estacas escavada sobre o terreno, onde se observa uma região de solo amolgado ou plastificado de pequena espessura e uma região maior, onde as tensões são reduzidas. Na Fig. 2.3b esta a evolução das tensões horizontais e da umidade - junto ao fuste - com o tempo, em estaca escavada com auxílio de lama bentônica. Na fase de escavação, as tensões horizontais são reduzidas devido ao empuxo da lama (γ_l significando o peso específico da lama) e, após a concretagem, são devidas ao empuxo do concreto fresco (γ_c significando o peso específico do concreto fresco). Após a concretagem, com o tempo as tensões podem crescer ligeiramente. O gráfico de umidade (Fig. 2.3c) indica que, quanto menos tempo decorrer entre o término da escavação e a concretagem da estaca, menor a descompressão e, conseqüentemente, menor a deterioração das características do solo (Adaptado de Velloso, 2010).

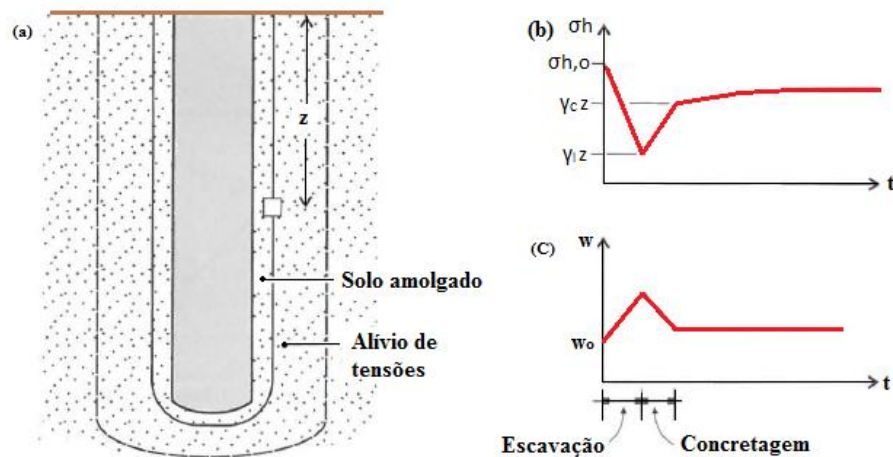


Figura 2.3: a) Efeitos da execução de estacas escavada sobre o terreno e evolução; (b) das tensões horizontais; (c) da umidade - junto ao fuste - com o tempo, em estaca escavada com lama (adaptado de Velloso, 2010).

2.2.5 Estaca Escavada de Grande Diâmetro - estações

São estacas moldadas in loco com ajuda de um fluido estabilizante, sendo seus diâmetros maiores aos utilizados comumente. São usadas quando se têm cargas elevadas, condições especiais referentes ao subsolo ou condições de tipo econômico que tornam difícil o uso de outro tipo de fundação, onde os diâmetros empregados variam entre 0,60m e 2,50m (Costa, 2011). Durante a execução deste tipo de estaca a norma brasileira NBR 6122 (2010) fornece diversas indicações das quais, destacam-se algumas:

- a) Os estacoes são executados com o auxílio de uma camisa metálica que tem como fim proteger o topo da escavação;
- b) Quando utilizada lama bentonítica e uma vez terminada a escavação e antes da concretagem deve ser verificada a porcentagem de areia em suspensão na lama devendo-se garantir sua qualidade durante toda a concretagem;
- c) Em função da especificação do projeto pode ser necessária uma limpeza do fundo da escavação com “air-lift” a fim de melhorar o contato concreto-solo;
- d) Na parte final do processo é usado um tubo tremonha que conduz o concreto para o fundo da escavação, que faz que o concreto expulse a lama é esta a sua vez seja bombeada, armazenada para sua reciclagem e reutilização;

2.2.6 Estaca ômega

A estaca tipo ômega é uma estaca moldada "in loco" concebida com o mesmo equipamento da estaca hélice contínua, sendo diferenciada unicamente pela ponta usada na etapa de perfuração, com deslocamento lateral do terreno, evitando a retirada de material do local e gerando uma compactação do solo ao redor da estaca.

O processo executivo, mesmo que a estaca hélice continua, consta de três etapas, onde a concretagem e colocação de armadura são iguais, sendo diferenciadas da estaca hélice contínua unicamente pela etapa da perfuração.

2.2.7 Fluido estabilizante

O objetivo deste fluido é garantir a estabilização do solo, equilibrando a força gerada pelo lençol freático, estabilizando a face da cavidade escavada e aumentando sua resistência e, evitando o desmoronamento da perfuração. Atualmente são utilizados dois tipos principais de fluidos estabilizantes aquosos que são: a lama bentonítica e a lama polimérica sintética.

2.2.8 Lama Bentonítica

Segundo a NBR 6122 (2010), a lama bentonítica é basicamente a mistura de água limpa e bentonita, onde sua relação varia em função da viscosidade e densidade requerida em projeto.

Sua principal característica depende de seu estado, quando em repouso, tem comportamento gelatinoso com permeabilidade muito baixa e quando agitada comporta-se como fluido.

O efeito estabilizante da lama é eficaz quando se produzem as seguintes condições:

- a) A pressão hidrostática da lama no interior da escavação é superior à exercida externamente pelo lençol;
- b) A granulometria do terreno seja tal que possa impedir a dispersão da lama.

A lama exerce uma pressão sobre as paredes do furo através de uma película chamada “cake”, a qual torna possível a execução de perfurações sem uso de revestimento. A película de lama aderida na face da perfuração mistura-se com o cimento do concreto, constituindo uma região de transição resistente entre o concreto e o solo (FUNDESP).

A lama bentonítica, depois de misturada, deve ficar em repouso por 12 horas para sua plena hidratação e antes da escavação deve possuir as características indicadas na Tabela 2.1. (ABEF, 2004; NBR 6122 ,2010).

Tabela 2.1: Características da lama bentonítica

Parâmetros para o fluido		
Peso específico	1,025 a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	30 a 90	Funil Marsh
pH	7 a 11	Indicador de pH
"Cake"	1,0 a 2,0mm	"filter press"
Teor de areia	até 3%	"baroid sand content" ou similar

Fonte: (ABEF, 2004; NBR 6122, 2010).

2.2.9 Lama polimérica

A lama polimérica cumpre a mesma finalidade da lama bentonítica, estabiliza o solo aumentando a resistência da cavidade. Atualmente existem vários tipos de polímeros que combinados com água e outras pequenas porcentagens de elementos como a bentonita, dão como resultado uma boa eficiência na estabilização de perfurações. A razão para agregar bentonita em estacas é minimizar a perda de fluidos observada em buracos de prova onde só foi usado o polímero, a quantidade de bentonita vai depender tanto da espessura das camadas de areia como do comprimento da estaca (Thasnanipan, 2002).

Minimizar os problemas ambientais causados pela utilização de bentonita é uma das principais razões para o uso deste fluido estabilizante alternativo. A norma brasileira NBR 6122 (2010) fornece uma faixa de valores para as características dos parâmetros do fluido preparado com polímero, os quais são apresentados na tabela 2.2.

Tabela 2.2: Características da lama Polimérica

Parâmetros para o fluido		
Peso específico	1,005 a 1,05 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	35s a 120s	Funil Marsh
pH	8 a 12	Indicador de pH
Teor de areia	até 3%	"baroid sand content" ou similar

Fonte: NBR 6122 (2010)

2.2.10 Lama bentonítica ou Lama Polimérica?

Como mencionado anteriormente, na atualidade, especialmente são utilizados dois tipos de fluido estabilizante para execução de estacas. A lama bentonítica foi a primeira a ser utilizada com sucesso, mas com o aparecimento dos problemas ambientais ocasionados pelo seu uso, causaram o enrijecimento das normas construtivas. Os polímeros tornam-se mais populares. Para viabilizar o uso de materiais poliméricos, é necessário comparar as diferenças no comportamento entre estacas executadas com lama polimérica e lama bentonítica. É normal a preocupação de mudança de fluido de estabilização, já que as propriedades do fluido podem influenciar as condições de escavação e o desempenho da fundação (Lam, 2010). A seguir são mostrados alguns dos questionamentos relacionados ao uso do polímero:

- a) Qual é a diferença do comportamento carga-recalque da estaca?
- b) Se usar fluido polimérico, um furo pode ficar aberto por períodos prolongados sem comprometer o desempenho final da estaca?
- c) Qual é o efeito do polímero sobre a qualidade final do concreto?
- d) O polímero causará uma redução da aderência reforço-concreto?

Thasnanipan (2002) baseado em resultados observados através da execução de provas de carga em estacas, concluiu que o uso do polímero em relação à lama bentonítica não apresenta redução da capacidade de carga por atrito.

Fleming et Al. (2009) explica que o polímero não é tão denso como uma suspensão de bentonita e, portanto, não é adequado para solos granulares mal graduados ou muito impermeáveis, assim como não é recomendado para furos com nível freático inferior a 2m da superfície do solo. Além disto, quando é usado no ambiente de água salgada, precisa-se de uma quantidade maior (o dobro) de polímero, o que deve ser considerado, já que o seu preço é mais elevado do que a lama bentonítica.

Lam (2010) constatou que a mistura do concreto fresco e o fluido de suporte na interface solo-estaca, afeta em 25% a resistência final do concreto, tanto para a bentonita como para o polímero utilizado. Além disso, verificou que em provas de carga executadas com polímeros e bentonita, não houve efeito adverso causado pelo tempo de exposição prolongada e que a sua resistência foi significativamente maior do que a obtida com a lama bentonítica, sendo mais significativa para carregamentos maiores como é observado na figura 2.4. Nesta figura são comparadas três estacas assim: uma estaca executada com bentonita (B1) e tempo de exposição de 7,5 horas; e duas estacas executadas com lama polimérica (P1 e P2) e tempo de exposição de 7,5 e 26 horas respectivamente.

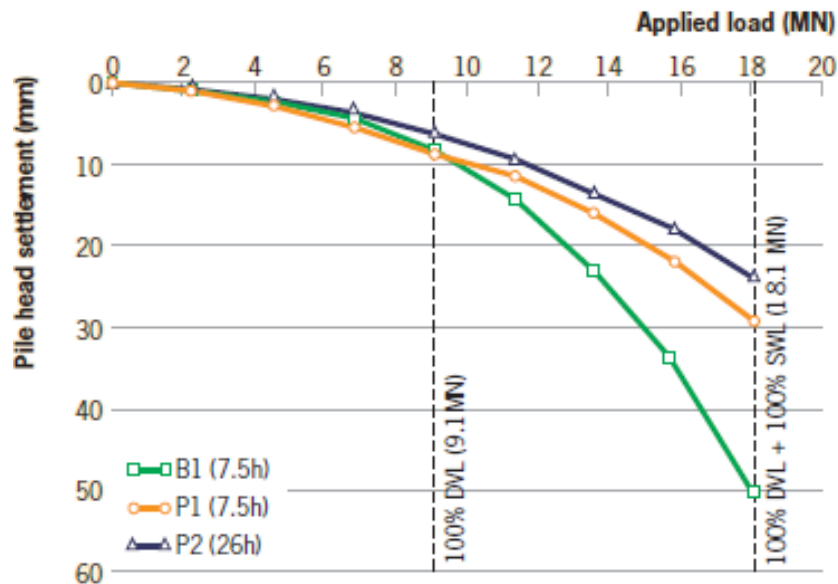


Figura 2.4: Curva carga-recalque prova de carga. (Lam, 2010)

Thasnanipan (2002) e Lam (2010) realizaram provas de cargas com bentonita e polímero, constatando que para carregamentos maiores, as estacas executadas com polímeros apresentaram menores recalques do que as executadas com bentonita. Thasnanipan (2002) diz que este fato causou o aumento da confiança entre projetistas e empreiteiros.

Do ponto de vista ambiental, o fluido de bentonita considera duas possibilidades no tratamento do fluido, a primeira; onde a bentonita deve ser transportada e eliminada por empresas especializadas, e a segunda; o fluido deve ser vertido num aterro controlado, destinado para esta finalidade. Entretanto, o fluido polimérico pode ser tratado e eliminado diretamente na obra a um baixo custo, através de um tratamento químico, obtendo-se como produto final uma água residual (Trindade, 2012).

A seguir mostram-se algumas vantagens do uso do polímero em relação à bentonita:

- ✓ Produto biodegradável.
- ✓ O processo de manuseio, controle, reciclagem e descarte mais barato.
- ✓ São usadas proporções menores, portanto menor estoque e frete mais barato.
- ✓ Aplicação imediata após da mistura, aproximadamente 15 min.
- ✓ Minimiza ou elimina a necessidade de desarenação antes da concretagem

Como desvantagens em relação à bentonita se têm:

- ✓ Deve-se fazer monitoramento contínuo de suas propriedades já que a contaminação por cloretos ou matéria orgânica é contraproducente.

Para a extração das amostras de lama, Fleming e Sliwinski (1977) projetaram um amostrador, o qual é mostrado na figura 2.5. O sistema mostra três passos básicos para obter as amostras, em primeiro lugar, o peso do fundo e descido ate o nível de amostragem desejado, imediatamente se deixa descer o corpo do amostrador, logo à tampa é descida, e finalmente o amostrador e recolhido.

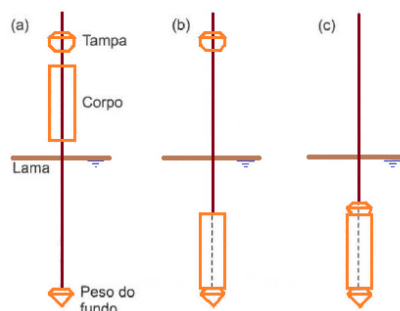


Figura 2.5: Amostrador de lama (Fleming e Sliwinski, 1977).

2.3 CONTROLE DE QUALIDADE DA ESTACA DURANTE A CONSTRUÇÃO DA ESTACA

Durante e após a execução das estacas, o controle dos processos construtivos contribui ao melhoramento da qualidade das fundações, assim como para o refinamento das normativas, aumentando a confiabilidade da estaca, o que finalmente incidirá no custo das obras.

Fleming et al. (2009) fornece uma serie de recomendações e observações que podem ser levadas em contas na hora de executar as estacas, a seguir mostram-se algumas:

- A formação de cavidades ou sobre escavação do diâmetro nominal da estaca é um problema significativo em solos não coesivos e especialmente quando se trabalha abaixo do lençol freático, no entanto, o problema é mitigado com o uso de um revestimento temporário.
- O uso do tubo “tremie” no caso das estacas escavadas é recomendável e necessário para a concretagem da estaca, evitando-se assim, possíveis problemas de segregação. Além disto, deve-se levar em conta que o processo de concretagem deve ser contínuo e deve ser completado sem pausas.
- Em geral, é preferível garantir uma estaca livre de defeitos mediante o uso de um concreto com boa trabalhabilidade, onde se especifique uma relação baixa de água/cimento, produzindo assim, um concreto com alta durabilidade.
- Durante a concretagem, devido à diferença entre as pressões exercidas pelo concreto e as pressões laterais do solo, um tipo de defeito pode acontecer quando a pressão lateral do concreto ultrapasse a resistência passiva dos solos compressíveis, gerando-se assim, protuberâncias no corpo da estaca. Porém, se a pressão da água subterrânea é maior do que a pressão do concreto da estaca ocorrerá infiltração de água. Tais defeitos podem ser detectados por um estrito controle sobre o volume de concreto usado ou por testes de integridade após a construção da estaca.
- A limpeza final do furo deve ser realizada imediatamente antes de concretagem. A limpeza da base pode ser realizada através do “air lift”, o qual é utilizado para transportar os sólidos até a superfície. Esse sistema é conhecido como sendo altamente eficiente para perfurações de grande diâmetro e grandes profundidades.

- O uso de lamas bentoníticas ou poliméricas não reduzirá substancialmente o atrito do eixo, no entanto, se o furo fica preenchido com lama por longos períodos, ou se a suspensão de bentonita é fortemente contaminada com partículas do solo, uma espessura apreciável de lama pode acumular-se, dando origem a uma redução significativa do atrito lateral da estaca, não sendo tão extensa a experiência de uso da lama polimérica respeito à lama bentonita.

Além destas recomendações, a parte 1 do Eurocódigo 7 (1999) e a norma ABNT (NBR 6122, 2010), apresentam algumas recomendações gerais quanto à supervisão de estacas executadas “in situ”.

2.4 CONTROLE DE QUALIDADE APÓS CONSTRUÇÃO DA ESTACA

Se considerarmos as estacas moldadas in loco, fatores como contaminação do concreto com solo, com a lama ou qualquer elemento que possa interromper a continuidade do fuste ou redução da seção da estaca, podem influenciar na capacidade final da mesma. Estacas com imperfeições funcionam de forma redundante, ou seja, não podem redistribuir o carregamento para outras estacas adjacentes (Choong K., 2009), por tal razão, o controle de qualidade tem um papel muito importante na verificação do estado final da estaca, portanto, devem-se estabelecer critérios de aceitabilidade, considerando-se fatores de segurança tanto no projeto geotécnico como no projeto estrutural.

Testes para verificação da qualidade das estacas são mostrados a seguir, tratando-se de ensaios standardizados não destrutivos, popularmente usados para conferir a integridade e qualidade de estacas de grande diâmetro (Amir, 2002).

2.4.1 Ensaio de integridade, pit (pile integrity test).

É uma técnica não destrutiva que permite avaliar a integridade física de fundações profundas, identificando a presença de possíveis defeitos ou irregularidades. O ensaio pode ser executado segundo a norma americana ASTM D5882 (2007) que considera que "*O teste de integridade pode não identificar todas as imperfeições, mas pode ser uma ferramenta útil para identificar grandes defeitos dentro do comprimento efetivo, além o teste pode identificar pequenas variações de impedância que possam influenciar na capacidade de carga da estaca*".

Na figura 2.16 apresenta-se um esquema explicativo da execução do ensaio, mostrando-se elementos básicos usados para a obtenção dos resultados, como são o martelo, o acelerômetro, pré-amplificador, osciloscópio, processador e o microcomputador. A execução consiste em ondas de impacto geradas por um martelo com pancadas no topo da estaca, estas são registradas através do acelerômetro localizado na cabeça da estaca, o sinal recebido é transmitido ao "input" do aparelho, onde é amplificado, convertido para a forma digital, e processado no computador. A partir do sinal captado são calculados os parâmetros para a determinação da longitude e das impedâncias da estaca (Santos, 2002).

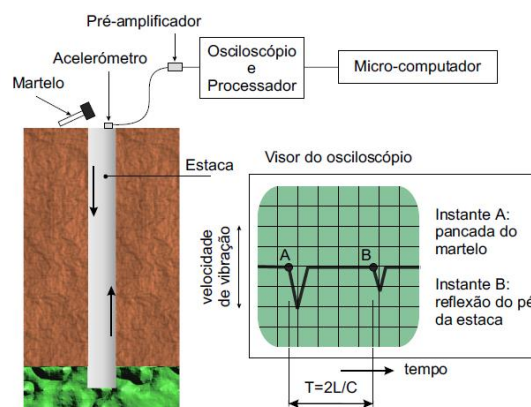


Figura 2.6: Ensaio de integridade, PIT (Santos, 2002)

Entre as anomalias detectáveis pelo ensaio sônico encontram-se inclusões na estaca, fraturas, Juntas, aumento da seção, redução da seção, alterações no betão etc. A seguir Penteadó e Brito (2009) mostram algumas vantagens e desvantagens do método:

Vantagens

- ✓ Execução rápida com custo mínimo.
- ✓ Não exige preparo durante a execução da estaca.
- ✓ Equipamento leve e portátil.

Desvantagens e limitações

- ✓ Dificuldade de detecção de dano muito próximo da ponta.
- ✓ Limitação de comprimento da estaca ($30 \cdot \Theta$ estaca)
- ✓ Inadequado para estacas com grandes diâmetros, devido à perda de resolução com o aumento de diâmetro.

2.4.2 Ensaio CSL ("cross-hole" ou "sonic logging").

O método baseia-se no registro do tempo que leva uma onda de ultra-sons em se propagar a partir de um emissor para um receptor. Durante a execução da estaca, devem-se instalar no mínimo dois tubos metálicos paralelos. O tempo medido vai depender tanto da distância entre o transmissor e o receptor como das características do material atravessado. O ensaio pode ser executado segundo ASTM D6760 (2008), onde se especifica que os diâmetros dos tubos devem estar entre 38mm e 50mm. Um esquema do ensaio é mostrado na figura 2.7.

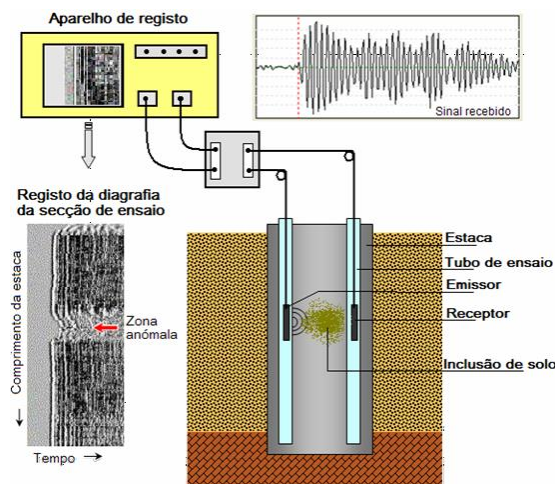


Figura 2.7: Ensaio de integridade, CSL

Segundo a ASTM D6760 (2008) os tubos devem ter um espaçamento entre 0,25m e 0,30m ao redor da gaiola, e no mínimo devem-se considerar três dutos. Uma configuração geral da localização dos tubos respeito à variação do diâmetro da estaca é mostrada na figura 2.8.

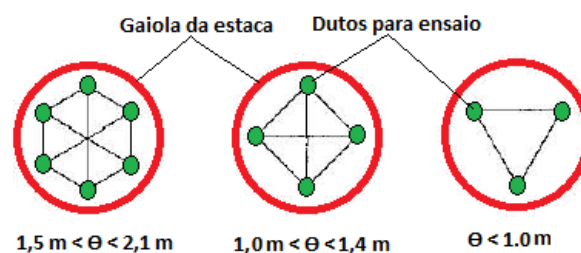


Figura 2.8: Configuração típica dutos de acesso (ASTM D6760-08)

As vantagens deste método incluem a avaliação direta da integridade da estaca, além da capacidade de posicionamento dos transdutores em diferentes altitudes, podendo gerar mais sinais e permitindo o desenvolvimento de uma apresentação tomográfica da zona investigada. (Chemauskas e Paikowsky, 2008).

Apresentam-se algumas vantagens do ensaio CSL respeito ao ensaio de integridade PIT:

- ✓ Abrange grandes comprimentos.
- ✓ Possibilidade de detecção de múltiplos danos
- ✓ Possibilidade de detecção de danos perto da ponta

Desvantagens e limitações:

- ✓ A exigência da instalação dos tubos colocados na armadura da estaca
- ✓ Incapacidade de detectar danos fora do alcance dos tubos
- ✓ Maior tempo de execução de cada ensaio e maior custo.

2.5 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo Milititsky (1991), as provas de carga constituem técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo a única efetivamente confiável. As normas consultadas recomendam a realização de prova de carga estática nos projetos de fundações profundas, considerando-a como a melhor forma de determinar a confiabilidade do projeto mediante a verificação dos valores da capacidade de carga. Embora recentemente tenham evoluído diversas formas indiretas ou alternativas a este ensaio tais como as provas de carregamento dinâmico, prova de carga “Statnamic Load Tests” e a prova de carga bidirecional com a célula de osterberg “O-CELL” (Lam, 2010).

2.5.1 Prova de carga estática

Após a execução da estaca na profundidade desejada, procede-se à aplicação de uma série de cargas previamente estipuladas. No processo podem ser usadas estacas adjacentes ou tirantes para ser usados como sistema de reação. O teste de carga foi padronizado pela ASTM D 1143, no entanto, a maioria dos códigos de construção de cada país estipula os incrementos de carga e as seqüências de tempo a serem utilizados.

O carregamento aplicado deve aproximar-se as condições reais de trabalho. Na execução da prova de carga podem ser utilizados carregamentos axiais, tanto de compressão quanto de tração, cargas transversais perpendiculares ao eixo da estaca, ou cargas combinadas, sendo mais frequentemente utilizados os carregamentos verticais de compressão aplicados no topo da estaca.

A seguir, apresentam-se os principais tópicos relacionados com a execução das provas de carga em estacas, recomendados pelas diferentes normativas nacionais e internacionais. Um dos propósitos é relacionar a norma brasileira com as normativas internacionais atuais vigentes. Além da normativa brasileira (ABNT), consultou-se a normativa Americana (ASTM) e a normativa europeia (Eurocódigo).

2.5.2 Procedimentos de execução

A literatura técnica alusiva aos procedimentos de execução em estacas apresenta disparidade entre prática de engenharia e a pesquisa (Milititsky, 1991). Segundo Alsamman (2010) os procedimentos atualmente utilizados, são categorizados conforme aos seguintes critérios:

Métodos que controlam os esforços:

- 1) Slow Maintained Load Test Method (SM Test)
- 2) Quick Maintained Load Test Method (QM Test)
- 3) Incremental Equilibrium Test (IE Test)
- 4) Constant-Time Interval Test (CTI Test)
- 5) Swedish Cyclic Test Method (SC Test)

Métodos que controlam a deformação:

- 1) Constant rate of penetration Test Method (CRP test)
- 2) Constant settlement increment Test(CSI Test)

Dos procedimentos de execução sugeridos na literatura (ASTM D1143-07, Butler e Hoy, 1977; Fellenius, 1975, 1980; Mohan et al, 1967; Weele, 1957; Whitaker, 1957, 1963; Whitaker e Cooke, 1961), os seguintes quatro métodos, podem ser identificados como os métodos básicos de teste de carga (Joshi e Sharma, 1987):

- 1) SM ou SML “Slow Maintained Load Test”

Ensaio lento de carregamento constante: O carregamento é feito em incrementos iguais até determinado nível de carga, maior do que a carga de trabalho. Cada estágio é mantido até se atingir a estabilização dos deslocamentos, de acordo com certo critério de estabilização. Este método de ensaio é considerado como o teste padrão ASTM e é geralmente usado para

investigação do local antes da instalação das estacas e da elaboração das especificações. A principal desvantagem deste teste é o tempo de execução, que pode levar dois dias ou mais (Prakash e Sharma, 1990).

2) QM ou QML “Quick Maintained Load Test”

Ensaio rápido de carregamento constante: São aplicados incrementos iguais de carga, até determinado nível de carregamento, maior do que a carga de trabalho prevista para a estaca. Cada estágio de carga é mantido por um intervalo de tempo fixo pré-determinado, independentemente da estabilização dos deslocamentos. Este método é rápido e econômico, o tempo típico do teste é de 3 a 5 horas e representa de forma mais adequada às condições não drenadas. Este método não pode ser usado para a estimativa dos assentamentos devido à rapidez da sua execução (Prakash e Sharma, 1990).

3) CRP “Constant Rate of Penetration”

Ensaio a velocidade de recalque constante: A carga é ajustada para manter constante a velocidade de recalque do topo da estaca. A prova de carga é levada até certo nível de deslocamento. As principais vantagens deste método é que é econômico e sua execução é rápida levando entre 2 a 3 horas. Este método melhormente valorizado em estacas de fricção do que em estacas que trabalham por ponta (Prakash e Sharma, 1990).

4) CLT ou SCT “Cyclic Load Test” ou “Swedish Cyclic Test”

Ensaio cíclico de carga ou ensaio cíclico sueco: A estaca é carregada até 1/3 da carga de trabalho e descarregada para a metade desta carga, repetindo-se esse ciclo 20 vezes. Depois a carga superior do ciclo é aumentada 50% e repete-se o procedimento. Continua-se até atingir a ruptura. Neste método o tempo de execução é largo, além disso, os carregamentos cíclicos alteram o comportamento estrutural da estaca, portanto este método só é recomendado para projetos especiais onde carregamento cíclico pode ser de grande importância (Prakash e Sharma, 1990).

A Figura 2.9, apresenta a comparação dos tempos de execução requeridos para os quatro procedimentos de carga típicos numa argila.

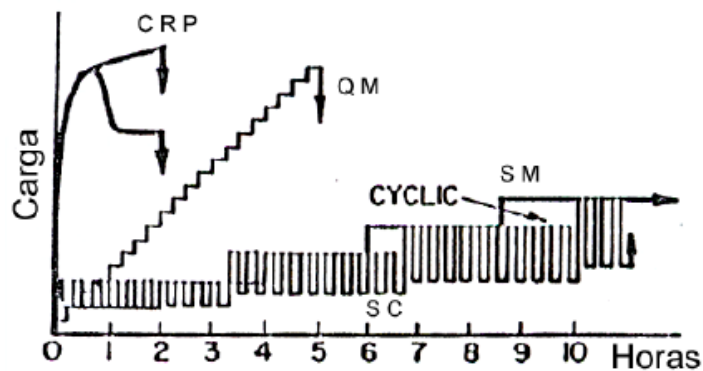


Figura 2. 9: Comparação dos procedimentos de carga (Fellenius, 1975).

A principal diferença que Fellenius ressalta na figura 2.9 é o tempo de execução dos ensaios que podem determinar a seleção final do teste a ser utilizado, devido aos custos adicionais que traz a utilização do teste cíclico ou SM. Na Figura 2.10 Fellenius (1975) apresenta a comparação do comportamento carga-deslocamento típica para os quatro procedimentos de carga no mesmo solo mencionado acima.

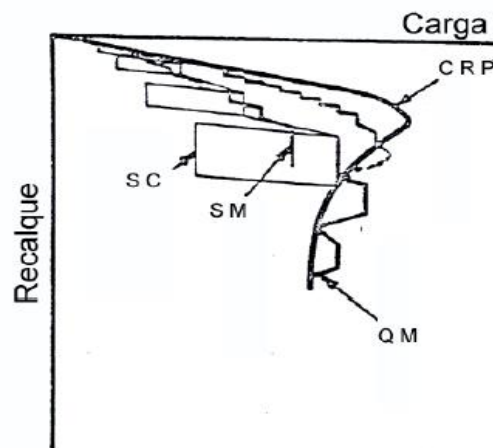


Figura 2.10: Carga-deslocamento dos procedimentos de carga (Fellenius, 1975).

Neste gráfico, Fellenius (1975) destaca a similitude entre o teste de velocidade de recalque constante e o carregamento rápido antes do carregamento máximo, além disto, menciona que o teste cíclico deve ser analisado com outro tipo de gráfico para entender os resultados.

2.5.3 Norma Brasileira – ABNT

Prova de carga de carregamento lento (NBR 12131-06)

- a) A carga deve ser aplicada em estágios iguais e sucessivos observando-se que:
 - ✓ A carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada.
 - ✓ Em cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30min e o máximo de 2 horas.
- b) Em cada estagio os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente seguindo-se as leituras decorridas 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1hora, 2horas, 3 horas, 4 horas etc. contados a partir do inicio do estagio, ate-se atingir a estabilização.
- c) A estabilização dos deslocamentos está atingida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estagio.
- d) Terminada a fase de carregamento, a carga máxima do ensaio deve ser mantida no mínimo durante 12 horas entre a estabilização dos recalques e o inicio do descarregamento.
- e) O descarregamento deve ser feito em mínimo 4 estágios. Cada estágio é mantido até estabilização dos deslocamentos com registro segundo os critérios estabelecidos. O tempo mínimo de cada estágio é de 15min.
- f) Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até sua estabilização.

2.5.4 Norma Americana – ASTM

Teste de carga mantida-Procedimento opcional B (ASTM D1143-07)

- a) A menos que a ruptura seja atingida primeiro, o valor da carga máxima de ensaio será igual a 200% da carga de trabalho da estaca individual ou 150% da carga de trabalho do grupo de estacas, aplicando incrementos de carga sucessivos de 25% da carga de trabalho.
- b) Manter cada incremento de carga até que a taxa de deslocamento axial não exceder 0,25 mm (0,01 in) por hora, com um tempo mínimo adequado para verificar esta taxa de deslocamento com base na precisão das leituras do indicador de deslocamento, e com um máximo de 2 horas.

- c) Não atingida ruptura, a carga máxima de ensaio deve ser mantida durante 12 horas após a estabilização dos deslocamentos, começar a descarga quando o recalque ao longo de um período de 1 hora seja menor do que 0.25mm, em outro caso a carga máxima deve manter-se por 24 horas.
- d) Se a ruptura é atingida durante a carga, recomenda-se continuar aplicando carga até atingir um deslocamento da cabeça da estaca da ordem de 15% do diâmetro da estaca.
- e) Ao completar o incremento de carga final, a descarga deve ser feita em estágios com reduções de carga de 25% da carga de trabalho. Cada estágio deve ser mantido até a estabilização dos deslocamentos, durante um período mínimo de 1 hora.

2.5.5 Norma Europeia – EUROCODIGO 7

Procedimento de carga Segundo a ISSMFE (Axial Pile Loading Test, Maintained load test). Para estacas que não tem capacidade de carga excessiva na ponta, as sequencias de carga apresentadas nas figuras 2.11 e 2.12 podem ser utilizadas.

Na figura 2.11 apresenta-se uma sequência de carregamento monótono que esta dividido em oito estágios de carga, com um tempo de execução de 1 hora cada, o descarregamento esta dividido em 4 estágios com um tempo de duração de 10 min cada.

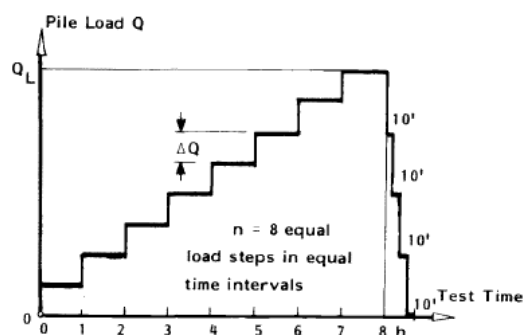


Figura 2.11: Carregamento monótono (EC. 7,1997).

A figura 2.12 mostra uma sequência de carregamento monótono dividida em oito estágios de carga, que a sua vez está dividido em dois. O tempo de execução de cada fase tem uma duração de uma hora, e o descarregamento esta dividido em quatro estágios com um tempo de duração de 10 min. O descarregamento intermédio serve para mostrar o componente plástico e elástico do deslocamento da cabeça da estaca, além disso, muitas vezes é possível à

detecção de defeitos internos existentes na estaca. O proposito destes testes simplificados é concluí-lo dentro de um dia de trabalho.

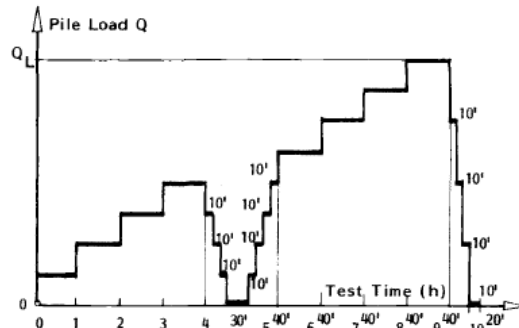


Figura 2.12: Dois ciclos de Carregamento (EC. 7,1997).

2.6 EXPERIÊNCIAS COM INSTRUMENTAÇÃO NA PRÁTICA DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Nesta seção, são apresentadas diversas experiências em estudos e obras executadas com estacas instrumentadas, com o propósito de identificar os instrumentos e procedimentos utilizados para a obtenção da resistência por ponta e por atrito, além de outros resultados que contribuem para o desenvolvimento desta pesquisa.

2.6.1 Caso 1

Marques e Massad (2004), apresentaram os resultados de uma pesquisa que envolveu cinco estacas escavadas com lama, de 9 m de comprimento, instrumentadas em profundidade, e de configurações geométricas variadas, sendo que algumas apresentavam bulbos intermediários, bulbos na base e outras sem bulbos. Todas as estacas, depois de executadas, foram submetidas a provas de carga de compressão axial lenta e rápidas.

A instrumentação utilizada consistiu de extensômetros elétricos de resistência “strain gages”, colados em barras de aço CA-50, comprimento de 0,60m e diâmetro 12,5mm, sendo instalados seis extensômetros por estaca. As barras instrumentadas foram unidas às de reforço através de luvas, formando assim uma única barra contínua. A Instalação da Instrumentação foi feita após algumas semanas da execução das estacas. Em cada estaca-teste retirou-se o tampão de borracha da extremidade superior da bainha de alumínio e instalaram-se as barras instrumentadas, e finalmente, as barras instrumentadas foram preenchidas com nata de cimento.

Após a realização das provas de carga, foram extraídas as estacas do subsolo com a intenção de conhecer a posição real dos extensômetros e a geometria verdadeira do fuste e dos bulbos. Entre os resultados mostra-se que o diâmetro do fuste, dos bulbos e das pontas, variou em função da compacidade das areias, fato que segundo os autores, deveu-se ao espessamento do “cake” quando foram atravessadas camadas de solos argilosos ou areias cálcicas.

2.6.2 Caso 2

Durante uma mesa redonda em São Paulo, Viana (2011), apresentou vários casos de estacas instrumentadas no Portugal. A seguir relatam-se sucintamente três experiências de obras com os principais tópicos relacionados à instrumentação usada.

Fábrica de Papel - Portucelem Santarém

Foram executados ensaios de carga estática em estacas de tipo hélice contínua. A instrumentação foi instalada tanto no fuste como no topo mediante a utilização de 15 extensômetros de corda vibrante, fixos à armadura e divididos em seis níveis, além foram instalados dois extensômetros de vara.

Travessia do Tejo no Carregado - Ponte de Leziria

Neste caso executaram-se 3 ensaios de carga estática em estacas instrumentadas no topo e ao longo do fuste. Os deslocamentos verticais do topo foram monitorados através de transdutores de corda vibrante e mediante leituras topográficas, além disto, foi utilizado um inclinômetro para o controle da rotação do topo respeito à base da estaca.

Ponte Salgueiro Maia (Santarém - Vale do Rio Tejo)

Com o objetivo de aperfeiçoar o projeto de fundações, foram feitas cinco provas de carga estática. As estacas avaliadas possuem comprimentos que vão desde 35m até 55 m e 0,80 m de diâmetro, sendo duas estacas executadas com ajuda de lama bentonítica e as outras com encamisamento temporário. Foi aplicada uma carga máxima de 7000KN com incrementos de carga iguais e sucessivo a 1/10 da carga máxima aplicada.

A instrumentação utilizada consta de quatro deflectômetros, dois extensômetros do tipo amovível com 10 níveis de leitura em profundidade, um sensor de temperatura para correção das leituras, um transdutor de pressão, uma bomba de pressão hidráulica com um dispositivo para garantir a carga e 4 bombas hidráulicas.

2.6.3 Caso 3

Na mesa redonda em São Paulo de 2011, Falconi (2011) apresentou um caso de obra executado em São Paulo de estacas de grande diâmetro, com comprimento de 50m e diâmetro de 1m, sendo o terreno composto por camadas intercaladas de areia e argila. Foram utilizados extensômetros (strain-gages) instalados ao longo da armadura da estaca, deflectômetros no bloco de coroamento e foram monitorados os deslocamentos do sistema de reação por meio de nivelamento topográfico. O autor menciona que os principais tipos de instrumentação usadas em estacas são os deflectômetros mecânicos, Tell tales, barras instrumentadas, extensômetros removíveis, micrômetro deslizante, célula de pressão e strain gages.

2.6.4 Caso 4

Hajduk E Paikowsky (2000) apresentaram uma pesquisa de um grupo de estacas metálicas instrumentadas, que buscava determinar o ganho de capacidade de carga com o tempo. Na hora de instrumentar, foram utilizados os “strain gauges” de corda Vibrante e os “strain gauges” de resistência elétrica. No final da pesquisa, conclui-se que os instrumentos de corda vibrante resultaram ser mais duráveis do que os medidores de resistência elétrica, fato que foi atribuído à intrusão da água nos mesmos.

2.6.5 Caso 5

Hanifah e Lee (2006) criaram um sistema de instrumentação chamada “GLOSTREXT” que consiste no monitoramento da deformação usando extensômetros recuperáveis, pneumaticamente ancorados, e acoplados com sensores de corda vibrante de alta precisão. Segundo os autores, durante os testes de carga estática podem-se registrar as medições das deformações relativas dos segmentos ancorados em todo comprimento da estaca. O sistema foi aplicado num caso onde se executaram 5 provas de carga estática em estacas escavadas de grande diâmetro, instrumentadas, com comprimentos que vão desde 40m até 55m e, com auxílio de lama bentonítica. O local de execução das provas de carga compõe-se principalmente de solo residual areio-siltoso e, encontra-se localizado ao sul da Malásia. Foram utilizados dois sistemas de instrumentação simultaneamente, o sistema convencional e o sistema “GLOSTREXT”, cabendo esclarecer que o sistema convencional mencionado pelos autores, compõe-se por “strain gauges” de corda vibrante e os extensômetros mecânicos “tell-tales” cuja instalação permite o monitoramento das cargas axiais, tanto na base como ao longo

do eixo. Hanifah e Lee (2006) ressaltaram algumas desvantagens do uso dos métodos convencionais assim:

- ✓ Montagem previa da instrumentação, exigindo amplos prazos de tempo.
- ✓ A instrumentação é muito delicada e pode quebrar facilmente durante a execução da estaca.
- ✓ Precisa-se informação sobre o comprimento da estaca com muito tempo de antecipação.
- ✓ É utilizado só em projetos de alto nível.

Na figura 2.13 mostra-se um esquema do perfil de instrumentação utilizada numa das estacas testadas. Esta estaca tem 50m de comprimento e um diâmetro de 1m.

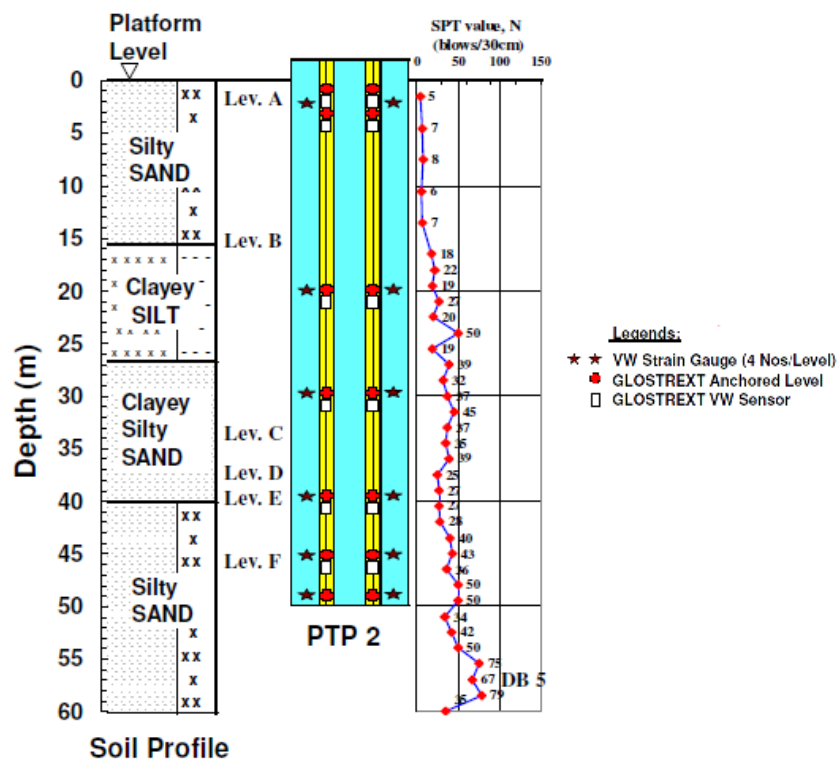


Figura 2.13: Perfil de instrumentação (Hanifah e Lee, 2006).

A instrumentação do novo sistema resume-se da seguinte forma:

- ✓ Extensômetros de corda vibrantes recuperáveis instalados em seis níveis com dois cada.
- ✓ Extensômetros de corda vibrante instalados em seis níveis com quatro cada.

- ✓ As estacas foram testadas aplicando carga mantida “MLT” com auxílio de duas bombas hidráulicas de 1000 toneladas cada, e utilizando um sistema de reação tipo kentledge.
- ✓ As cargas aplicadas foram calibradas e mensuradas pela célula de carga de corda vibrante.
- ✓ O topo da estaca foi monitorado com quatro linhas de transdutores de variação de deslocamento (LVDTs) e uma regra de escala vertical fixado no topo.

Os resultados da instrumentação foram registrados automaticamente com software em intervalos de três minutos durante o carregamento e descarregamento. Para obter dados de boa qualidade, foram escolhidos incrementos de carga de 10% da carga de trabalho, aplicados progressivamente em dois ciclos de carregamento com carregamento máximo de duas vezes e meia a carga de trabalho ou a ruptura, o que ocorrer primeiro. Na estaca mostrada na figura acima, teve-se um carregamento máximo aproximado de 11000 kn e o tempo de aplicação de carga foi de 61 horas.

No final do artigo, conclui-se que os resultados dos cálculos do módulo de concreto, cargas e deformações axiais, eram muito parecidas com os resultados do método convencional, no entanto, a principal vantagem da aplicação do novo método é a simplicidade do seu uso e da diminuição dos riscos por dano, o que se traduzia numa maior confiabilidade.

2.6.6 Caso 6

Hayes E Simmonds (2002) publicaram diversas experiências de casos onde usaram medidores de deformação de corda vibrante “Vibrating wire strain gauges (VWSG)” mostrando suas vantagens e limitações no momento da interpretação dos resultados. Os autores ressaltam a superioridade dos VWSG em relação aos extensômetros de resistência elétrica, que devido a sua natureza, podem fornecer resultados que são afetados facilmente pelas quedas de tensão provocadas por diversos fatores como a variação da temperatura, intrusão de água ou corrosão, enquanto que os VWSG funcionam mediante frequências que podem transmitir dados através de cabos longos sem serem afetados por estes fatores. Entre outras vantagens dos VWSG, os autores ressaltam sua robustez, permitindo instalações rápidas e fáceis, enquanto que os medidores comuns de resistência elétrica tendem a ser frágeis e sua instalação precisa de maior tempo e cuidado. No mesmo artigo, falam-se dos efeitos das

microfissuras causados durante o período de cura do concreto, sendo que as variações de temperaturas ocorridas neste tempo podem induzir a erros na determinação dos parâmetros.

Algumas outras situações que levam a dar informações errôneas à instrumentação é a posição dos “strain gauges” e a forma da seção da estaca, nas figuras 2.14a e 2.14b se mostram dois casos particulares que podem acontecer numa má interpretação dos resultados. Na figura 2.14(A) aplica-se um carregamento na base da estaca utilizando uma célula de carga de osterberg “O-Cell”. Os resultados das deformações mostraram tensões exageradamente altas no nível 1 e, exageradamente baixas no nível 2, revelando uma falsa indicação de valores altos de cisalhamento unitário entre a seção 1 e 2, indicando assim, anomalias ou defeitos na construção da estaca. Na figura 2.14(B) mostra-se outra anomalia que podem estar indicando os extensômetros. Neste caso, uma descentralização do eixo da goiá pode indicar zonas de tensão onde deveria existir uma zona de compressão, portanto, deve-se procurar sempre que o primeiro nível de strain gauges seja instalado um diâmetro acima da base da estaca, podendo evitar assim, a aquisição de valores errados.

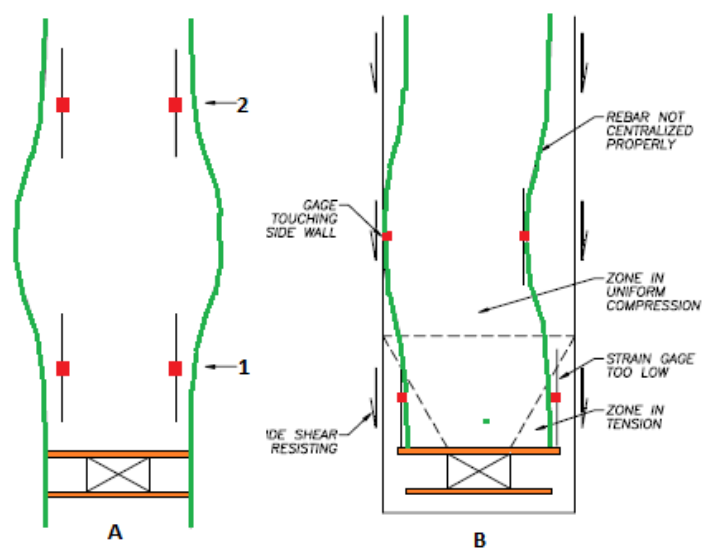


Figura 2.14: (A) influência da forma da estaca na medida de deformação. (B) Influencia da técnica de instalação (adaptado de Hayes e Simmonds, 2002).

2.6.7 Caso 7

Extensômetro de fibra ótica fazem parte do desenvolvimento atual da instrumentação de estacas, sendo usados para medição de deformações, esforços, e demais magnitudes. Wolff et al (2006) comparam os resultados de provas de carga utilizando extensômetros de corda

vibrante (VWSG) e extensômetros de fibra ótica (OFS) em estacas escavadas de 75 cm de diâmetro e 11 m de comprimento. O projeto foi executado num solo arenoso calcário e os resultados mostraram que extensômetros de fibra ótica apresentam uma ligeira vantagem quando se trata de monitoramento alongo prazo, devido a que estes instrumentos não são facilmente influenciados pelos fatores externos aos que são submetidos. Porém, os dois sistemas têm boa precisão e estabilidade em situações normais de ensaio. Na figura 2.15 os autores apresentam a diferença entre as curva carga-recalque determinada com os VWSG e os OFS, a qual foi gerada a partir da prova de carga realizada à estaca mencionada acima, observando-se uma diferença máxima de 10% entre as curvas obtidas mediante os resultados fornecidos pelos dois instrumentos.

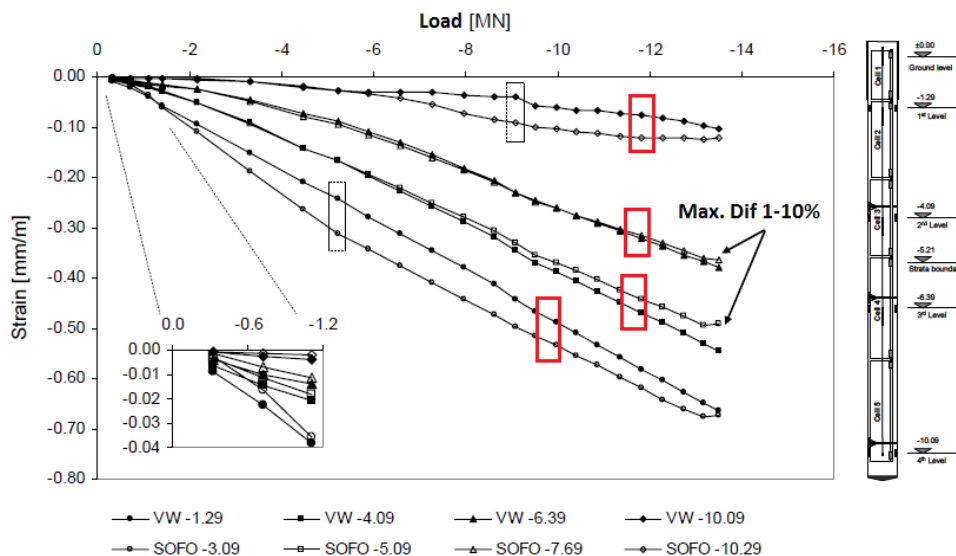


Figura 2.15: Comparação dos resultados entre os VWSG e os OFS (Wolff et al, 2006)

2.7 TIPOS DE INSTRUMENTAÇÃO

Na engenharia geotécnica existem diversos tipos de instrumentação para o monitoramento das fundações profundas, tendo como objetivo a mensuração de parâmetros quantitativos, deslocamento, tensões, temperaturas, etc. Estes parâmetros auxiliam no entendimento da interação solo-estaca antes durante e depois da aplicação das cargas. Os resultados da interpretação permitem a comparação com as previsões de capacidade de carga com respeito ao comportamento carga recalque da estaca.

Segundo as experiências relatadas acima, a seguir mostra-se a instrumentação em profundidade que é usada principalmente para estacas.

2.7.1 Extensômetros Elétricos de Resistência (Strain-Gages)

É um dispositivo de medição electrónica que fornece mensurações de diferentes grandezas tais como a pressão, a carga tensão, deformação etc. Os extensômetros elétricos de resistência baseiam-se na variação da resistência eléctrica de um circuito quando submetido a uma deformação. Sua resistência eléctrica varia proporcionalmente ao esforço que é sometido. A relação entre a variação da resistência R e a variação do comprimento ΔL é determinado pelo fator de calibre (GF) (Dunnicliff, 1993), onde:

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta L}{L} * GF \quad (\text{Equação 2.2})$$

2.7.2 Hastes Medidoras de Deslocamentos (Tell-Tales)

Os tell-tales baseiam-se na medida da variação do comprimento de uma base de medida L, o sistema consiste de tubos de PVC ou metálicos, com extremidades providas de rosca interligadas por luvas. São colocadas as hastes que são engastadas apenas nos pontos onde se deseja conhecer os deslocamentos, os quais são registrados por meio de deflectômetros instalados no topo das hastes (Prakash AND Sharma, 1990).

Com esta medida pode-se calcular a carga na estaca no ponto intermédio da haste assim:

$$Q_{va} = A * \frac{\Delta l}{L} * E \quad (\text{Equação 2.3})$$

Onde:

Q = Carga no ponto intermédio da haste

A = Seção transversal da estaca

L = Distancia entre dois pontos de controle do tell-tale

E = Modulo de elasticidade do concreto

2.7.3 Célula de Carga (Transdutor de Força)

São estruturas mecânicas planejadas a receber esforços e deformações dentro do regime elástico a que foram dimensionadas. É utilizada para tração ou compressão, medindo esforços em prensas, cabos etc. A força atua sobre o corpo da célula de carga e a sua deformação é transmitida aos extensômetros, que também medirão sua intensidade (Dunnicliff, 1993)

2.7.4 Célula Expansiva Hidrodinâmica (O-Cell)

Os resultados das provas de carga estáticas convencionais limita-se a fornecer a distribuição de carga-recalque medido no topo da estaca, porem, para entender melhor o comportamento desta frente aos carregamentos impostos, precisam-se diferenciar as parcelas resistivas por ponta e atrito suportadas pela estaca. (Gunaratne et al. 2006).

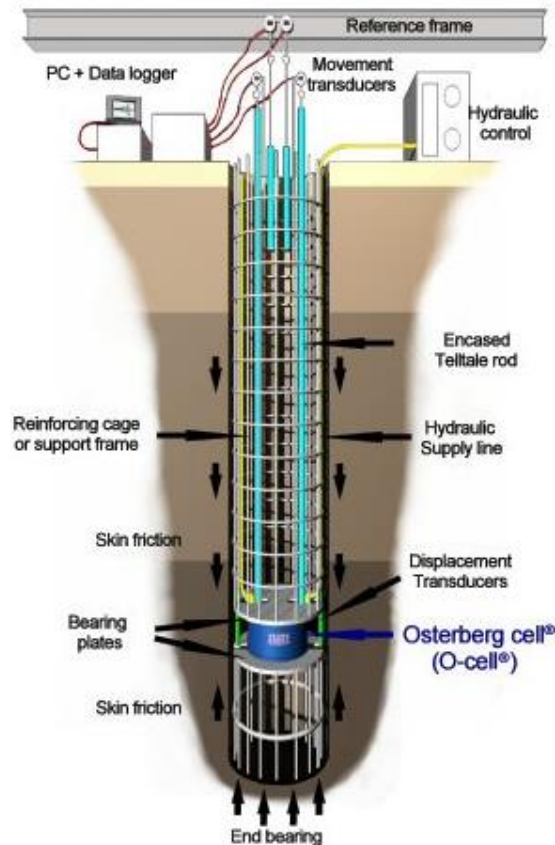


Figura 2.16: Esquema da célula de Osterberg (www.loadtest.com.uk)

Osterberg (1998) desenvolveu um método de ensaio mediante o uso de um dispositivo hidráulico de sacrifício chamado de célula de Osterberg, que consegue separar a capacidade de carga por atrito e por ponta. A célula é instalada na armadura da estaca, podendo ser colocada varias células em diferentes níveis do fuste. Depois da concretagem e de transcorrer o período de cura, a célula é acionada e começa a trabalhar em duas direções, a célula expande-se hidráulicamente fazendo com que a parte superior da estaca reaja contra a parte inferior e, quando a célula é colocada na base da estaca, a reação é dada pelo solo sob a ponta da estaca. Na figura 2.16 mostra-se um esquema do dispositivo instalado na estaca.

Segundo Osterberg (1998), a curva de carga-recalque equivalente ao teste de carga convencional e, pode ser obtida com base em três hipóteses:

- 1) O comportamento da curva de carga-recalque por fricção é o mesmo tanto para o método convencional com carregamento descendente como para o carregamento feito com a O-cell de carregamento ascendente.
- 2) O comportamento da curva de carga-recalque por ponta é o mesmo tanto para o método convencional com carregamento descendente como para o carregamento feito com a O-cell de carregamento ascendente.
- 3) Baseado em experiências com estacas escavadas de concreto, numa estaca submetida aos carregamentos máximos de compressão que são utilizados em provas de carga, gera-se entre 1 e 3mm de encurtamento da estaca, podendo ser considerada como rígida.

Algumas vantagens na utilização da O-Cell estão listadas abaixo:

- a) É mais econômica que uma prova de carga à compressão tradicional
- b) Pode-se verificar a real capacidade da ponta da estaca.

Segundo Fellenius (2002) o ensaio com célula de carga O-cell, pode fornecer uma medida imediata das cargas residuais, podendo ser observado no trecho inicial da curva carga-atrito mobilizado, onde esta se desprende do eixo das abscissas mostrando o total da correspondente a soma do peso da estaca mais as cargas residuais.

2.7.5 Micrômetro Deslizante

É uma sonda portátil de alta precisão que permite a determinação dos três componentes de deslocamento ortogonais ao longo de eixos retilíneos no interior de concreto, rocha ou solo. A sonda associada a hastes metálicas é introduzida no tubo e levada passo a passo às marcas de referência. Mediante uma rotação de 45° e tração do conjunto haste-sonda, consegue-se posicionar os cabeçotes de medição entre duas marcas de referência consecutivas. Então, um transdutor indutivo instalado na sonda, fornece os valores de medição transmitidos por cabo ao aparelho digital de leitura (Kovári K. et al, 1988).

2.7.6 Extensômetros de corda vibrante (VWSG)

São instrumentos de grande precisão projetados para medir deformações ou tensões em aço ou estruturas de betão. Os extremos do medidor são fixados na estrutura da estaca e medem qualquer deformação que faça com que mude a tensão do fio de aço que se encontra dentro do instrumento. A frequência de vibração e tensão do fio mede-se através de duas bobinas eletromagnéticas colocadas em ambos extremos, sabendo que, o extensômetro possui um termômetro interno que permite recalcular as medidas segundo a temperatura do ensaio (Dunnicliff, 1993). O deslocamento calcula-se conforme:

$$L - L_0 = K(F^2 - F_0^2) \quad (\text{Equação 2.4})$$

Onde:

$L - L_0$ = é o acréscimo do deslocamento entre duas medidas de tempo separadas.

K = constante do sensor

F = frequência atual e F_0 = Frequência inicial

2.7.7 Inclinômetro

Instrumento empregado para medir deslocamentos horizontais respeito a uma referencia vertical, composto de um tubo cilíndrico e um sensor de inclinação embutido no seu interior. Em estacas, geralmente o tubo é instalado prévio à concretagem. A inclinação do tubo é medida em intervalos constantes em diferentes instantes de tempo e, a partir do ângulo de inclinação, calcula-se o deslocamento de cada segmento de tubo. Finalmente, no caso das estacas, os resultados são apresentados num gráfico de deslocamento versus a profundidade, sendo o resultado dependente do tempo transcorrido entre as medições. (Machan, G. e Bennett V., 2008)

2.7.8 Piezómetros

Instrumento básico para medição do nível das águas subterrâneas.

2.8 METODOLOGIA DE INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE

A engenharia geotécnica é distinta de outros ramos das ciências exatas devido à dificuldade de modelagem do solo por causa da heterogeneidade, reologia, anisotropia entre outros. Estas incertezas induzem com frequência a adoção de métodos empíricos na estimativa de

desempenho de estacas. Sem referencial teórico robusto, a instrumentação de estacas é essencial ao aprimoramento de métodos de análise e projeto.

Segundo Ralph Peck (1988) cada instrumento instalado num projeto deve ser selecionado e colocado com prévio conhecimento de qual é a pergunta que vai resolver, este princípio é chave para instrumentação de campo bem sucedida, então, a boa localização e seleção dos instrumentos pode revelar se as hipóteses de projeto foram bem tomadas, podendo corrigir e melhorar de maneira significativa essas suposições e conseqüentemente a projeção.

Dunnicliff (1993) faz uma proposta de uma análise sequencial sistemática para a planificação dos programas de monitoramento mediante instrumentação geotécnica. A continuação é definida de forma sucinta cada um dos passos que foram considerados como conseqüentes com o desenvolvimento do projeto:

2.8.1 Definir as condições do projeto

O pessoal encarregado da instrumentação deve conhecer as condições que estão ligadas ao projeto tais como: estratigrafia do subsolo, propriedades geotécnicas, condições de água subterrânea, condições ambientais e metodologia de construção planejada.

2.8.2 Prever os mecanismos que controlam o comportamento

Os principais mecanismos que controlam o comportamento de engenharia do solo podem ser classificados como: hidráulicos, de tensão-deformação e os mecanismos de resistência. Este mecanismo de resistência ao cisalhamento é regulado pela natureza, densidade de empacotamento, tensões efetivas, forma e tamanho dos grãos do solo.

2.8.3 Definir as perguntas que precisam ser resolvidas

Cada instrumento em um projeto deve ser selecionado e colocado para ajudar a responder uma pergunta específica. Prévio ao início da instrumentação, pode-se gerar uma lista de perguntas que possa surgir durante a concepção, construção ou fases de execução do projeto. Algumas das perguntas que poderiam surgir ao início de um projeto de fundações com estacas podem ser:

- a) Quais são as condições iniciais do local?
- b) Qual é o carregamento que atinge na ponta da estaca?

- c) Qual é o deslocamento que se gera com aplicação da carga?
- d) A estaca esta distribuindo os esforços de maneira uniforme?

As anteriores são algumas das perguntas que levam à necessidade de comparar entre os resultados obtidos mediante cálculos e os resultados obtidos em campo para a otimização e maior grau de segurança nas obras.

2.8.4 Definir o propósito da instrumentação

A instrumentação pode ter diversos propósitos que dependem da etapa do projeto onde vai ser usada, por exemplo, na fase inicial do projeto, na execução ou após da sua construção. O uso da instrumentação não garante a redução ou aumento de custos no projeto. Em alguns casos, a instrumentação tem sido valiosa para provar que o projeto está correto ou para mostrar que algumas considerações podem estar erradas, levando à mudança dos fatores de segurança e consequentemente à variação dos custos de construção. Em geral, esta ferramenta pode ser utilizada em qualquer etapa para dar maior segurança e controle ao desenvolvimento do projeto.

No caso das fundações profundas, a instrumentação é utilizada principalmente para a determinação da distribuição das cargas na ponta e no fuste, além do conhecimento dos recalques gerados por essas cargas, assim, com esses resultados, pode-se verificar aperfeiçoar e garantir a seguridade do projeto.

2.8.5 Selecionar os parâmetros a ser monitorados

Os parâmetros que geralmente são monitorados como pressão, tensão, carga, deslocamento e temperatura, são influenciados por condições dependentes das características locais, portanto, para ter uma representatividade confiável dos dados, deve-se monitorar um grande número de pontos. Os parâmetros que geralmente são monitorados no caso das fundações profundas vêm definidos pelo jeito do controle das cargas, tensões e deslocamentos que acontecem nas estacas principalmente, a determinação destes fornece uma ferramenta útil para a relação entre os métodos de projeto e as características particulares dos locais.

2.8.6 Prever as mudanças nas magnitudes

A previsão das mudanças nas magnitudes dos parâmetros monitorados, ajuda na seleção do tamanho, precisão e sensibilidade da instrumentação que vai ser utilizada. O conhecimento

prévio faixa de valores que se vai apresentar durante os ensaios, garanta que todos os dispositivos vão trabalhar numa faixa que nos forneça leituras mais confiáveis.

2.8.7 Selecionar a instrumentação

Ao selecionar instrumentos, a característica primordial desejável é a confiabilidade. Os transdutores em geral, podem ser colocados na seguinte ordem decrescente de simplicidade e confiabilidade:

- | | | |
|----------------|--------------|----------------|
| 1. Óticos | 2. Mecânicos | 3. Pneumáticos |
| 4. Hidráulicos | 5. Elétricos | |

A seguir, são mostrados alguns critérios que serão utilizados para a seleção da instrumentação para as estacas do projeto:

- a) Quando se tenha um diverso numero de possíveis instrumentos que podem ser utilizados para uma determinada leitura e, se comparem os custos destes, primeiramente devem-se avaliar os custos globais que incluíam a comparação de seu custo inicial, calibração, instalação, manutenção, monitoração, e processamento de dados.
- b) Deve-se discutir sobre as limitações dos instrumentos propostos, estes devem ter um bom desempenho, comportamento e durabilidade no ambiente que vai ser instalado.
- c) A seleção dos instrumentos deve reconhecer as limitações em termos de habilidade ou a quantidade de pessoal disponível no projeto.
- d) Às vezes, a boa conformidade entre a instrumentação selecionada e o espaço determinado para sua instalação, interferem com a construção devido ao pouco aceso existente.

2.8.8 Selecionar a localização da instrumentação

A escolha dos locais de instrumentação deve ser consistente com o resultado dos análises feitos previamente durante a etapa de projeção, identificando-se pontos determinantes no

comportamento solo-estaca. Dunicliff (1993) propõe uma abordagem prática para a Seleção dos pontos de instrumentação que compreende três etapas:

- Primeira etapa: as zonas de especial interesse são identificadas, zonas tais como as estruturalmente débeis, zonas mais fortemente carregadas, ou zonas onde mais pressões intersticiais são antecipadas. Depois da localização pode se atribuir um instrumento adequado para medição pertinente. No caso de não existir este tipo de zonas procede-se a localizar os instrumentos em outros pontos que possam servir de controle para o projeto.
- Segunda etapa: Seleção de seções transversais, onde o comportamento previsto é considerado representativo do comportamento como um todo. Ao considerar que as zonas são representativas, as variações tanto na geologia como nos procedimentos de construção devem ser considerados. Estas seções são então consideradas como seções instrumentadas primárias, e os instrumentos são localizados para fornecer dados de desempenho. Pelo menos, devendo existir duas seções primárias instrumentadas no mínimo.
- Terceira etapa: prevendo o dano em alguma das seções primarias, deve ser instalada uma série de seções secundárias instrumentadas para servir como índices de comportamento comparativo. Em geral, devem-se analisar as zonas mais propensas ao dano na instrumentação para assim adicionar mais instrumentos e prever a falta ou erro dos dados.

Sempre que possível, os locais devem ser organizados para fornecer verificações cruzadas entre os diferentes instrumentos. No entanto, devem ser tomados cuidados para evitar a criação de zonas de concentração excessiva de instrumentos. Embora, a localização dos instrumentos é geralmente mostrada nos planos, deve existir uma flexibilidade para que essa localização possa ser alterada conforme novas informações forem disponibilizadas durante a construção, assim, as especificações de instalação flexíveis são necessárias.

2.8.9 Fazer um plano de registro de fatores que influenciam as medições

Devem-se levar registros completos de todos os fatores que podem provocar alterações nos parâmetros medidos pela instrumentação durante a realização dos ensaios. Estes registros

devem incluir detalhes da execução das estacas, observações visuais de comportamentos incomuns, devem ser mantidas registros da geologia e outras condições do subsolo como dos fatores ambientais que podem afetar os dados monitorados, como por exemplo, temperatura, chuva etc.

2.8.10 Fazer o plano de instalação

Devem-se ter preparados os procedimentos de instalação passo-a-passo por escrito, fazendo uso do manual de instruções do fabricante e do conhecimento do engenheiro geotécnico sob as condições específicas do local. Os procedimentos devem incluir uma lista detalhada dos materiais, ferramentas necessárias, e folhas de registo de instalação para os fatores que podem influenciar a leitura dos dados, além disso, Um cronograma de instalação deve ser preparado, de acordo com o cronograma de construção.

2.8.11 Fazer o plano regular de calibração e manutenção

Antes do uso dos instrumentos, deve-se fazer a sua calibragem para evitar leituras erradas que podem ser, devido ao desgaste normal, utilização indevida, fluência, entrada de umidade e corrosão da instrumentação. Se estas alterações não são contabilizadas, o programa de monitoramento pode tornar-se inútil. A finalidade é maximizar a eficácia dos valores medidos, todos os instrumentos devem ser calibrados e mantidos.

A calibração consiste na aplicação e medição de pressões, cargas, deslocamentos ou temperaturas conhecidas para um instrumento em condições ambientais controladas, estes testes de calibração são geralmente feitos em 3 momentos:

- a) Teste de calibração na fábrica
- b) Testes de aceitação feita pelo usuário prévio a sua instalação
- c) Teste durante a vida útil

2.8.12 Fazer o plano de coletas, processamento, apresentação, interpretação e reporte de dados.

Sistemas Automáticos de Aquisição de Dados

Antes, quase todos os dados eram registrados por pessoal técnico qualificado, na atualidade, sistemas automáticos de aquisição de dados estão mudando esta prática. O bom uso das novas

tecnologias traz bons benefícios para o melhor desenvolvimento das obras, mas, deve-se estar cientes das limitações desses sistemas. A seguir Dunnicliff (1993) menciona algumas vantagens e limitações dos sistemas automáticos de aquisição de dados:

- a) Redução de custos com pessoal para ler os instrumentos e análise de dados
- b) Leituras mais frequentes
- c) Aumentou da Sensibilidade e da precisão das leituras
- d) Os erros de gravação são menores e imediatamente reconhecíveis

Desvantagens ou limitações:

- a) A substituição de um observador por um instrumento pode ser contraproducente, devido a que podem existir algumas medidas não registradas que estejam acontecendo durante a realização dos ensaios.
- b) Possibilidade de gerar um excesso de dados, podendo-se esquecer dum arquivo e, portanto, deixar de tomar decisões oportunas a potenciais problemas.
- c) Alto custo inicial e os custos de manutenção elevados.

2.9 METODOS DE CAPACIDADE DE CARGA PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A capacidade de carga ou tensão admissível do solo é calculada com o objetivo de estimar a carga limite que pode suportar um solo sem que aconteça o rompimento ou deformação excessiva. Para evitar este tipo de problemas na fundação, deve-se controlar a resistência estrutural do material que compõe o elemento de fundação e a resistência do solo que lhe confere suporte. A seguir, são apresentados os métodos utilizados.

2.9.1 Método de Décourt e Quaresma (1978)

A estimativa da capacidade de carga foi desenvolvida exclusivamente a partir de ensaios SPT. Este método foi originalmente desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, tendo sido estendido posteriormente para outros tipos de estacas, como as estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas (Schnaid e Odebrecht, 2012). A carga de ruptura é definida pela equação 2.5:

$$\sigma_{Rup} = \alpha * C * N_{spt} + \beta * 10 * \left(\frac{N1}{3} + 1 \right) * l * U \quad (\text{Equação 2.5})$$

Onde:

- α = coeficiente de redução (Tabela 2.4)
- C= fator característico do solo (Tabela 2.3)
- N1= *NSPT* médio ao longo do fuste
- U= Perímetro da seção transversal do fuste
- l = comprimento do fuste
- N_{spt} = media entre o valor correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

A seguir, nas tabelas 2.3, 2.4 e 2.5 são apresentados os valores correspondentes aos coeficientes C, α e β para os diferentes tipos de estacas.

Tabela 2.3: Fatores característicos do solo “C”

Tipo de solo	C (kpa)
Argilas	120
Silte Argiloso (solo Residual)	200
Silte Arenoso (solo Residual)	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 2.4: Coeficiente α

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85*	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos Intermédios	0,60*	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50*	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

Fonte: Décourt (1996)

*Valores orientativos - Poucos dados disponíveis

+ universal para o qual a correlação original foi desenvolvida

Tabela 2.5: Coeficiente β

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50*	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

Fonte: Décourt (1996)

*Valores orientativos-Poucos dados disponíveis

2.9.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

Este método foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de sondagens a percussão. Com o método é possível usar dados obtidos tanto do ensaio de cone (CPT) como o da sondagem a percussão (SPT) (Schnaid e Odebrecht, 2012). Através de correlações entre o CPT e N_{SPT} por meio de um coeficiente de proporcionalidade K . Portanto a carga de ruptura (Q_r) é estimada pela equação 2.6 (CPT) e a equação 2.7 (SPT):

$$Q_{ult} = A_b * q_{p.ult} + U * \sum \tau_{lult} * \Delta l = A_b * \frac{q_{cone}}{F1} + U * \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} * \Delta l \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$Q_{ult} = A_b * q_{p.ult} + U * \sum \tau_{lult} * \Delta l = A * \frac{kN}{F1} + U * \sum \frac{\alpha * k * N}{F2} * \Delta l \quad (\text{Equação 2.7})$$

Onde:

- ✓ $F1$ e $F2$ são coeficientes de correção das resistências de ponta lateral respectivamente.
- ✓ K e α dependem do tipo de solo.
- ✓ A = Área da seção transversal da ponta.
- ✓ U = Perímetro da seção transversal do fuste.
- ✓ N_{spt} = Número de golpes na base do tubulão.

A continuação, nas tabelas 2.6 e 2.7 são apresentadas os valores correspondentes aos coeficientes $F1$, $F2$, K e α para os diferentes tipos de estacas.

Tabela 2. 6: Valores de F1 e F2

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975); Velloso et al.(1978).

Tabela 2.7: Coeficientes K e α

Tipo de solo	K(Mpa)	α (%)
Areia	1,0	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,6	3,0
Areia argilo siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenosa siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

2.9.3 Método UFRGS (2005)

O método apresentado por Lobo (2006) não é fundamentalmente empírico, tem suas equações desenvolvidas a partir de conceitos físicos, utilizando os princípios básicos de conservação de energia para calcular a força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrados SPT a partir do número de golpes N_{spt} . A capacidade de carga é expressa pela equação 2.8:

$$Q_R = \alpha * \frac{0,2 * U}{a_1} * \sum F_d * \Delta_L + \beta * 0,7 * F_d * \frac{A_p}{a_p} \quad (\text{Equação 2.8})$$

Onde:

- Q_R =Capacidade de carga da estaca
- α =Coeficiente de ajuste aplicado para resistência lateral
- A_p = Área da seção transversal da ponta.

- a_l =área lateral total do amostrador (área lateral externa + interna=810,5cm²)
- β =Coeficiente de ajuste aplicado para resistência de ponta
- Δ_L =espessura de cada camada de solo considerado
- a_p =área da ponta do amostrador SPT (20,4cm²)
- U =Perímetro da seção transversal do fuste.
- F_d =Variação da energia potencial

$$F_d = \frac{\eta_3 * [\eta_1 * (0,75 + \Delta\rho) * M_m * g + \eta_2 * \Delta\rho * M_h * g]}{\Delta\rho} \quad (\text{Equação 2.9})$$

Onde:

- η_1 =Eficiência do golpe=0,761
- η_2 =Eficiência das hastes=1,0
- η_3 =Eficiência do sistema=0,0907-0,0042*L; onde L representa o comprimento de hastes do topo da composição ao amostrador.
- M_m =massa do martelo=65 kg
- M_h =massa da haste=3,23 kg
- g =aceleração da gravidade
- $\Delta\rho$ =Penetração do golpe= 30cm/N_{SPT}

Os coeficientes η_1 , η_2 e η_3 , devem ser obtidos por calibração do ensaio SPT através de células de carga e acelerômetros. A seguir, na tabela 2.8 são apresentados os valores correspondentes aos coeficientes α , e β para os diferentes tipos de estacas.

Tabela 2.8: Coeficientes α e β

Tipo de Estaca	α	β
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Metálica	1,0	1,0
Hélice continua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Fonte: Lobo (2009)

Os coeficientes α e β foram obtidos por médio de correlações estatísticas entre os valores previstos pelo método proposto e valores medidos em provas de carga estática para diferentes tipos de estacas, através da análise de um banco de dados composto de 324 provas de carga a compressão e 43 provas de carga a tração. (Lobo, 2009).

2.9.4 Método da FHWA (O’neill e Reese, 1999).

Esta metodologia é proposta pelo Federal Highway Administration (FHWA) para avaliação da capacidade de carga de estacas isoladas. O método empírico considera que o alívio de tensões gerado pela escavação conduz a uma redução do ângulo de atrito para valores do estado crítico. Assim, o atrito lateral é dependente das tensões horizontais. Este método é especialmente recomendado pela FHWA para estimativas de carga em estacas tipo hélice contínua. De acordo com esta metodologia, a capacidade de carga de estacas moldadas in loco pode ser calculada com base na expressão:

$$R_C = R_S + R_B \quad (\text{Equação 10})$$

$$R_{SN} = q_S * A_S \quad (\text{Equação 11})$$

$$R_{BN} = q_B * A_B \quad (\text{Equação 12})$$

Onde R_c é a capacidade de carga última, R_s a carga por atrito lateral, R_b a carga de ponta, q_s é q_b respectivamente as resistências unitárias de atrito e de ponta e A_s e A_b as áreas do fuste e da base da estaca.

$$R_{SN} = \pi * \phi * \Delta Z * (\beta * \sigma'_v) \quad (\text{Equação 13})$$

$$R_{BN} = \frac{\pi * \phi^2}{4} * N_{1(60)} * 57.5 \leq 2900 \text{ Kn/m}^2 \quad (\text{Equação 14})$$

Onde σ'_v representa a tensão efetiva vertical, $N_{1(60)}$ o numero de golpes corrigidos do ensaio SPT, ϕ , o diâmetro da estaca e β depende da profundidade conforme a seguir:

Para solos arenosos

$$\beta = 1.5 - 0.245 * (Z)^{0.5} \quad \text{Para } N_{1(60)} \geq 15 \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \quad (\text{Equação 15})$$

Para areias com cascalho e cascalho

$$\beta = 2.0 - 0.15 * (Z)^{0.75} \quad \text{Para } N_{1(60)} \geq 15 \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.8 \quad (\text{Equação 16})$$

Para solos não coesivos:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} * (1.5 - 0.245 * (Z)^{0.5}) \quad \text{Para } N_{1(60)} < 15 \quad (\text{Equação 17})$$

Para calcular a parcela de atrito aportada pela camada de argila, usaram-se as seguintes correlações recomendadas pela FHWA.

$$R_{sN} = \alpha * S_u \quad \text{Sendo recomendado pelos autores, } \alpha=0.55 \text{ para } S_u/P_a < 1.5 \quad (\text{Equação 18})$$

Onde P_a é a pressão atmosférica e S_u a resistência não drenada da camada de argila

2.10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

São ressaltadas algumas das ideias principais apresentadas na revisão bibliográfica.

Quanto ao procedimento executivo

Cada procedimento de carga representa uma prática específica, portanto, os resultados da curva carga-recalque dependem de escolha quanto à normalização. Neste sentido, faz-se necessário definir uma metodologia para a execução de provas de carga, a fim de obter resultados que sejam comparáveis com outras pesquisas ou projetos já executados.

Quanto às técnicas construtivas

É importante garantir que os procedimentos construtivos adotados sejam igualmente aplicados para todas as estacas do projeto, prevenindo amplas variabilidades que limitem a comparação entre resultados das provas de carga.

Quanto à seleção da lama

A seleção do fluido estabilizante deve considerar fatores como manuseio, controle e eliminação dos resíduos, além de sua influencia na transferência de carga da estaca. Quando foram atravessadas camadas de solos argilosos ou areias cálcicas, deve-se monitorar o espessamento do “cake”, prevendo deformações no corpo da estaca, especialmente no contato com camadas de areia de compactação relativamente baixa.

Quanto à Instrumentação

As experiências aqui apresentadas, em geral, coincidem no uso de extensômetro de corda vibrante (VWSG) como instrumento que fornece medidas confiáveis, quando comparados com extensômetros de fibra ótica (OFS) ou extensômetros recuperáveis, oferecendo adequada relação custo-benefício-confiabilidade.

Entre os estudos apresentados, é comum o monitoramento dos deslocamentos do topo da estaca através de leituras topográficas, como também o uso de inclinômetro que controlem a rotação do topo respeito à base da estaca da estaca, garantindo transferência das cargas aplicadas.

O análise dos resultados da instrumentação pode indicar possíveis zonas com defeitos ou anomalias no corpo da estaca. Portanto, deve-se verificar a correspondência lógica dos resultados fornecidos pela instrumentação.

Deve-se procurar sempre que o primeiro nível de strain gauges seja instalado um diâmetro acima da base da estaca.

3. GEOLOGIA DO CAMPO EXPERIMENTAL E MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS.

Neste capítulo é apresentada a geologia, características regionais e geográficas da área de estudo. Além disso, é apresentada a metodologia para interpretação de ensaios de campo e laboratório com o objetivo de determinar propriedades e características de comportamento dos solos do campo experimental.

3.1 INTRODUÇÃO

Inicialmente a área de estudo foi selecionada, localizada e referenciada. As condições geológicas da área são avaliadas para obtenção da origem e dos tipos de solos existentes na área. Foram consultadas na literatura diversas formulações para interpretação de ensaios de campo e laboratório, auxiliando a caracterização geotécnica desenvolvida no capítulo quatro.

3.2 LOCALIZAÇÃO

O campo experimental localiza-se no município de Araquari-SC, sendo Joinville, a cidade mais próxima. O local situa-se na margem direita no sentido norte da rodovia BR-101, ingressando pela rodovia municipal Ipiranga, depois virando à direita e pegando a Rua João Luiz filho, avançando aproximadamente 900 m e finalmente virando a esquerda para pegar uma estrada que leva até uma fazenda a 500 m deste cruzamento. O local é identificado como área quatro no mapa que é mostrado na figura 3.1 e mais detalhadamente na figura 4.7.

O local está dentro de uma área destinada à atividade da mineração pertencente a maior produtora de areia industrial da Região Sul do Brasil; Mineração Veiga Ltda. A areia produzida por essa empresa apresenta teores de SiO₂ em torno de 99,6%, 0,1% de argila e módulo de finura 55 AFS. A areia também é utilizada na construção civil e na produção de argamassa. (Carneiro e Carneiro, 2004).

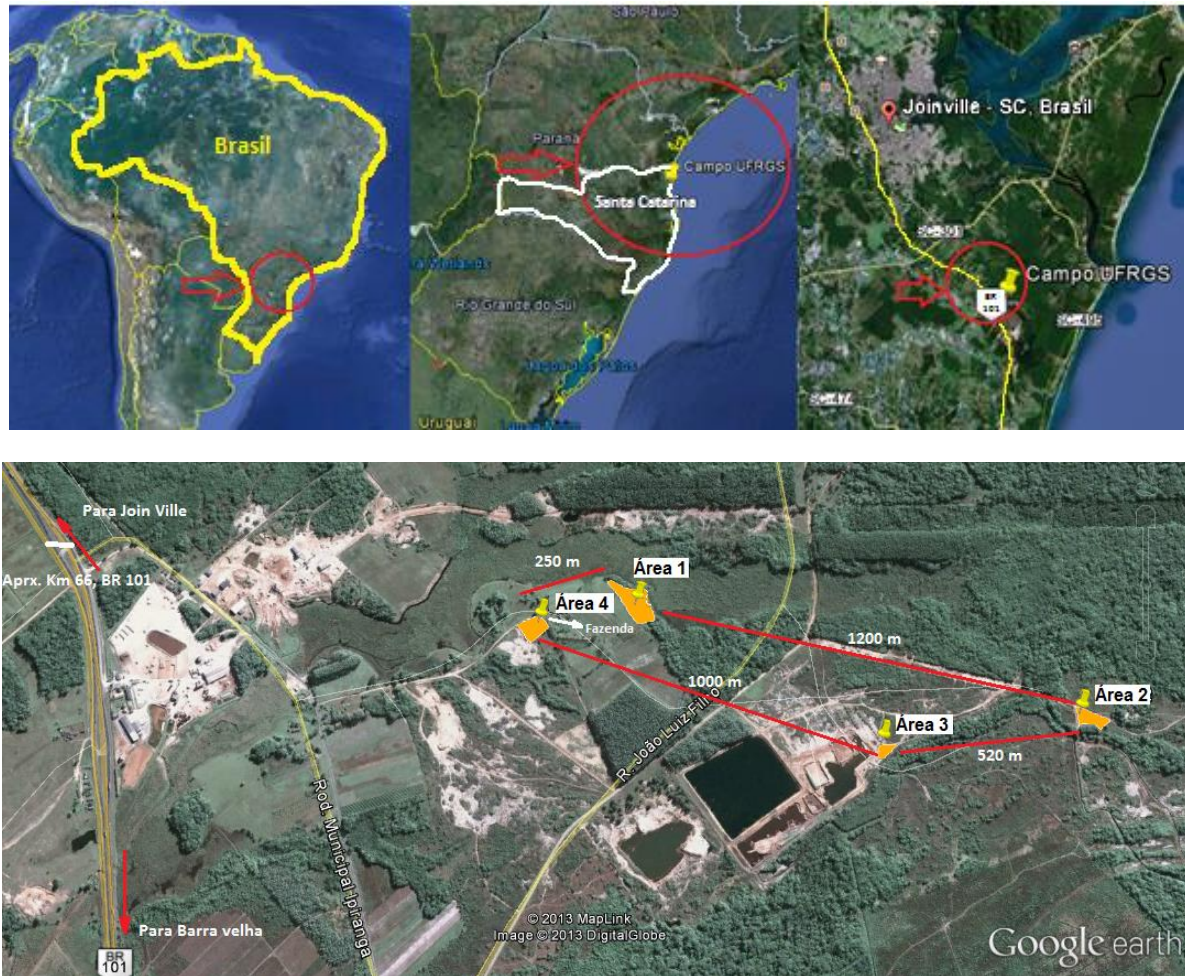


Figura 3. 1: Mapa de localização do campo experimental da UFRGS (Google Maps)

3.3 CARACTERÍSTICAS REGIONAIS E GEOGRAFIA

Os principais aspectos que caracterizam o município de Araquari são expostos, em particular à área de estudo, fazendo-se referência à geomorfologia, vegetação, clima, e geologia.

O município de Araquari localiza-se a latitude $26^{\circ}22'12''$ sul e a longitude $48^{\circ}43'19''$ oeste, estando a uma altitude de 9 metros em relação ao nível do mar. A Distância até a capital, Florianópolis, é de 182 km. Araquari faz parte da área da baía da Babitonga, na planície formada pelos rios Parati e Itapocu (IBGE).

3.3.1 Clima

Segundo a Classificação climática de Köppen-Geiger, a área onde se encontra o município de Araquari apresenta um clima mesotérmico úmido (Cfa), cujas características são: clima

temperado (C); Climas mesotérmicos, com temperatura média do ar dos três meses mais frios compreendidas entre -3 °C e 18 °C, temperatura média do mês mais quente superior a 10 °C e com estações de Verão e Inverno bem definidas, Clima húmido (f); com ocorrência de precipitação em todos os meses do ano, inexistência de estação seca definida, Verão quente (a); com temperatura média do ar no mês mais quente superior a 22 °C. (Kottek et al, 2006). A precipitação média anual da zona varia entre 1.700 e 1900 mm e umidade relativa do ar média de 85% (IBGE).

3.3.2 Vegetação

As condições de umidade e temperaturas típicas da região permitem o desenvolvimento de uma vegetação típica de florestas, com variado número de espécies de árvores e arbustos. Esta formação vegetal faz parte do bioma mata atlântica (IBGE) e, é parte constituinte da floresta ombrófila densa aluvial, de terras baixas e submontana (Chodur, 1997).

3.3.3 Aspectos geomorfológicos

A região localiza-se ao norte do estado de Santa Catarina, apresentando principalmente litotipos como gnaisses graníticos, quartzitos e rochas ultramáficas (Diehl E Horn Filho, 1996). A região se caracteriza por três domínios geomorfológicos: o primeiro constituído por uma área de predomínio de maciços residuais; o segundo domínio é representado por áreas de predomínio alúvio-fluviais e finalmente o domínio que engloba áreas de baixa litorânea, representadas pelo controle efetivo do ambiente marinho que gerou intensa sedimentação durante os diversos eventos transgressivos e regressivos no Quaternário. (Chodur, 1997).

3.4 GEOLOGIA

O estudo da evolução geologia da planície costeira do setor norte do estado de Santa Catarina fornece subsídios necessários à compreensão do comportamento geotécnico dos solos da área estudada. Características como granulometria, composição mineralógica, e grau de adensamento estão associados à gênese dos sedimentos e aos fenômenos erosivos e deposicionais que se desenvolveram ao longo de sua história.

3.4.1 Geologia costeira do quaternário

As planícies costeiras brasileiras foram formadas em fases transgressivas e regressivas do quaternário (Branner, 1904; Freitas, 1951; Bigarella, 1961, 1965; Suguio et al., 1985).

Segundo Horn Filho, (1997), (2003); Possamai et al. (2010) e Zular (2011), as planícies são produto da evolução quaternária de sistemas deposicionais costeiros, que devido a sua origem variada incluem elementos fisiográficos diversos, de procedência aluvial, eólica, marinho-praial, lagunar, fluvio-lagunar, estuarina e eólica, distribuída ao longo da planície costeira, nos principais cursos de água, ao longo de antigas lagunas ou nas proximidades das encostas.

O mapa geológico do estado de Santa Catarina (figura 3.2) publicado pelo Serviço Geológico do Brasil (SGB) mostra que a área de estudo, encontra-se na unidade cenozoica sobre cobertura sedimentar marinha do quaternário. Segundo Horn Filho (1997) e Bigarella (1961), estes locais são constituídos por depósitos inconsolidados ou fracamente consolidados.

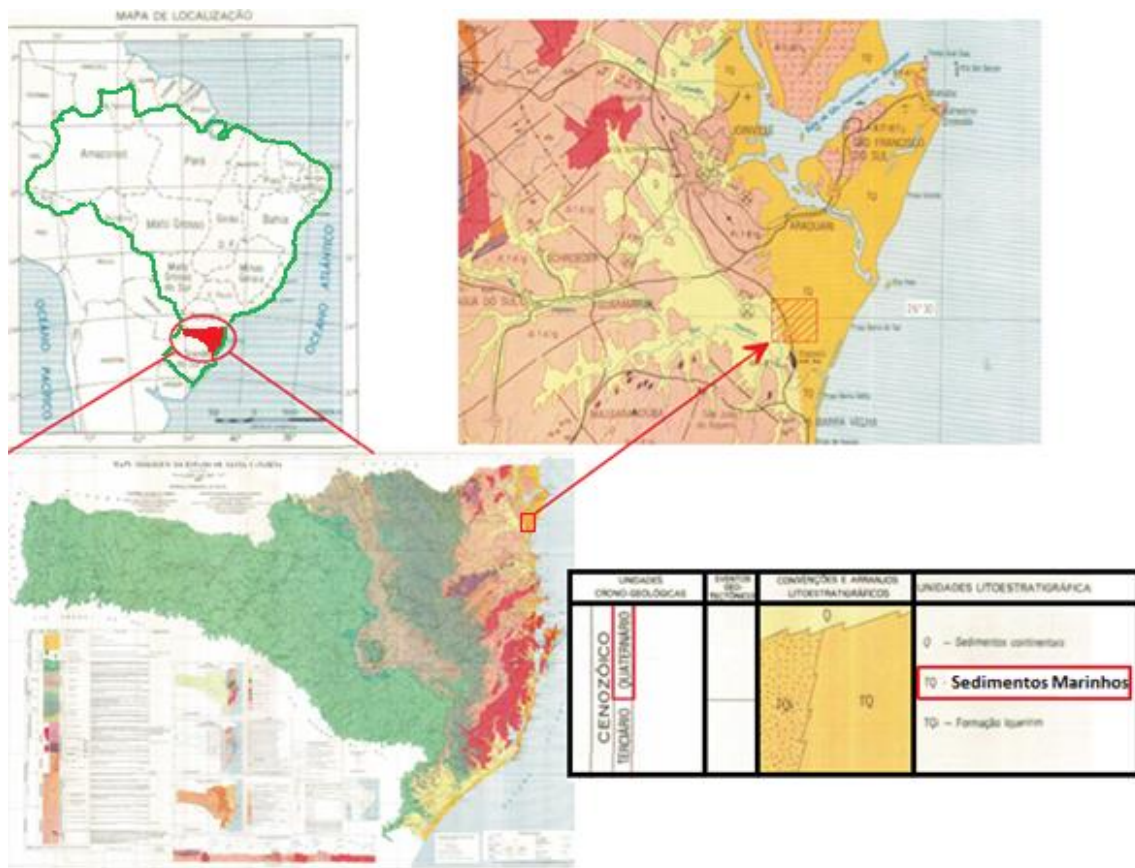


Figura 3. 2: Mapa geológico do estado de Santa Catarina (SGB)

Dois conjuntos litológicos distintos compõem a área de estudo: o embasamento e os sedimentos quaternários. O embasamento cristalino de idade pré-cambriana a eopaleozóica, com gnaisses, migmatitos, quartzitos, xistos e mármore; litologia dominante aflorante, cuja unidade litoestratigráfica pertence aos complexos granulíticos de Santa Catarina, Tabuleiro e

Brusque, além de granitos das suítes intrusivas no setor norte do estado de Santa Catarina. (Horn Filho e Diehl, 1994; Horn Filho, 1997).

Os depósitos quaternários da região originaram-se a partir das litologias do complexo granulítico de Santa Catarina (embasamento cristalino). O intemperismo dos gnaisses granulíticos e quartzitos liberaram os constituintes rudáceos mais frequentes, entre os quais se destacam os fragmentos de quartzo leitoso e de quartzito notadamente angulosos, que compõe os níveis de cascalhos mineralizados com coríndon. Os demais constituintes dos depósitos incluem argilas que recobrem os níveis de cascalhos e formam solos de pouca espessura os quais muitas vezes contém fragmentos de coríndon. Encontram-se também argilas formando bolsões em proporções variáveis, além de areias de diversas granulometrias e alguns minerais pesados (Chodur, 1997).

Os sedimentos quaternários da província costeira de Santa Catarina são constituídos pelas bacias sedimentares de Pelotas e Santos. A bacia de Santos é constituinte da grande parte do litoral catarinense, ocupando uma área total de 70.000 km², onde estão acumulados cerca de 8 km de sedimentos clásticos continentais, transicionais e marinhos, estando associados às transgressões e regressões marinhas que ocorreram desde o Neocomiano (Cretáceo inferior) ao Quaternário. (Horn Filho, 2003). Zembruski (1979) classificou as bacias sedimentares de Santos e Pelotas como uma margem continental “deposicional” ou “construcional”, isto devido à grande acumulação de sedimentos, suavização das feições morfológicas e minimização de suas declividades.

Os depósitos predominantes nas áreas litorâneas do estado de Santa Catarina são de origem holocênica (entre 0 a 11700 anos), seguidos dos depósitos do Pleistoceno superior (entre 11700 anos a 126000 anos) e raras ocorrências do Pleistoceno médio (entre 126000 anos a 781000 anos). (Horn Filho, 2003).

Suguio (2009) acredita que os materiais que constituem a maior parte do litoral brasileiro; onde prevalecem condições de quiescência tectônica, são causados principalmente pela glacioeustasia, relacionada às variações do nível relativo do mar devido aos fenômenos glaciais durante o quaternário.

Durante o desenvolvimento do quaternário, a parte central do litoral do Brasil esteve sujeita a importantes variações do nível relativo do mar, tendo sido identificados altos níveis marinhos. Um dos últimos principais gestores aconteceu a 120000 anos, atingindo 8 m acima do nível

do mar atual, e o último registrado há 5100 anos aproximadamente, atingindo entre 4 e 5 m acima do nível atual do mar (Suguo et al., 1986).

Segundo Caruso (1987) outra das causas que ajudou à formação das planícies costeiras atuais foi o material trazido pelo vento e, pelas redes de drenagem de regiões elevadas. Estes fatores foram mais relevantes após o nível do mar passara a oscilar próximo aos valores atuais, favorecendo o desenvolvimento de algumas áreas de manguezais.

3.4.2 Geologia local

A área de estudo situa-se na chamada província costeira de Santa Catarina, classificada como de tipo Atlântico, com granulometria predominantemente arenosa e, com presença marcante de afloramentos rochosos (Horn Filho, 2003).

Suguo et al. (1986) apresentou um mapa da geologia da região de Barra Velha na qual se enquadra à área de interesse de esta pesquisa (figura 3.3). Os autores mostram a evolução geológica das planícies do quaternário para os estados de Paraná e Santa Catarina.

Segundo os autores, a evolução das planícies do litoral dos estados do Paraná e Santa Catarina durante o quaternário esta constituída por oito etapas conforme a seguir:

Etapa um: Sedimentação dos depósitos continentais do Plioceno (formação Barreiras), chamados localmente Alexandra, Cachoeira, Canhanduva e Iquererim, provavelmente de idade terciária, foram depositados sob condições semiáridas;

Etapa dois: Máximo da Transgressão Antiga (mais de 120.000 anos). Não existem evidências claras datadas da Transgressão Antiga na área;

Etapa três: Sedimentação dos depósitos continentais pós- Barreiras. Terraços marinhos não são ainda conhecidos nesta área. No entanto, provavelmente, os depósitos quaternários indiferenciados podem ser incluídos dentro desta fase;

Etapa quatro: Máximo da Penúltima Transgressão (cerca de 120.000 anos, 8 m acima do nível atual). Os depósitos continentais anteriores foram parcialmente erodidos e o mar atingiu o sopé das escarpas rochosas pré-cambrianas;

Etapa cinco: A construção dos terraços arenosos extensivos marinhos do Pleistoceno foi formada após o máximo da Penúltima transgressão ao longo das

zonas litorais dos estados do Paraná e Santa Catarina. Estes depósitos foram retrabalhados superficialmente por ventos que deram origem a enormes campos de dunas eólicas;

Etapa seis: Máximo da transgressão do Holoceno (cerca de 5.100 anos). Terraços do Pleistoceno profundamente erodido foram invadidos pelo mar, com a formação de muitos estuários, baías e lagoas;

Etapa sete: Construção de deltas intralagunares na foz dos rios mais importantes. Quando as ilhas-barreira isolaram as lagoas do mar, os sedimentos transportados pelos rios formavam os deltas intralagunares;

Etapa oito: O máximo da Última Transgressão foi seguido pela formação de terraços marinhos arenosos do Holoceno. Na metade sul desta planície costeira, depósitos de areia foram superficialmente retrabalhados pelos ventos que deram origem a importantes campos de dunas eólicas.

De acordo com o mapa da figura 3.3 e as etapas anteriormente mencionadas, pode-se inferir que parte do solo que compõe o perfil estudado, foi formada na etapa 4 e 5, durante o pleistoceno superior, há aproximadamente 120000 anos. Estes depósitos foram criados quando o nível do mar se encontrava 8 m acima do nível atual. Os terraços tem altitude média de 9.5m s.n.m. Na atualidade estes terraços arenosos são esbranquiçados na superfície e marrom a negra na em profundidade. As cores escuras podem ser atribuídas à presença de matéria orgânica epigenética que impregna os grãos.

Horn Filho (1997) designou o sistema deposicional “strandplains” para os depósitos litorâneos da planície costeira relacionada à área de estudo, tanto aqueles de idade pleistocênica, bem como os de idade holocênica, descartando inicialmente a possibilidade dos mesmos representar depósitos de um sistema deposicional tipo laguna barreira. O sistema “strandplains” configura uma superfície plana a ondulada, formada pela acreção de esporões arenosos sucessivos, depositados por correntes paralelas à costa ou por cristas praias formados pela ação das ondas (Suguo, 1992).

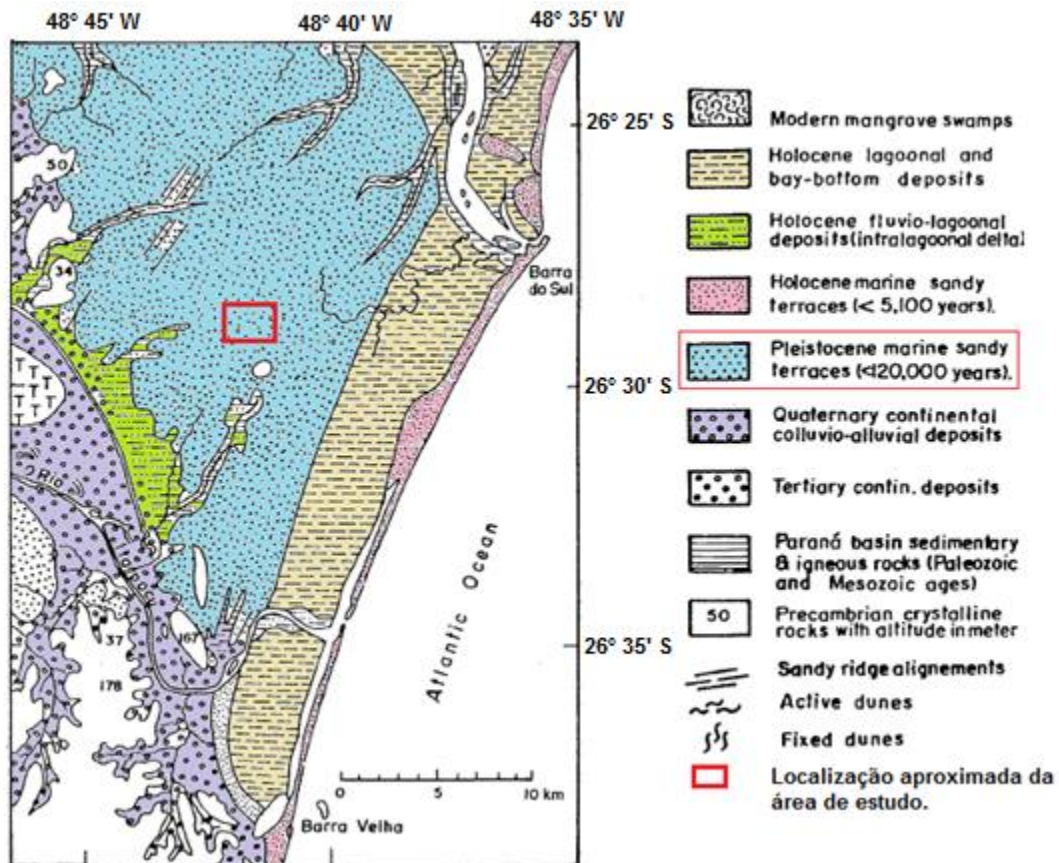


Figura 3.3: Mapa geológico da região de barra velha - SC (Suguio et al, 1986).

3.5 MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS

Áreas com depósitos granulares tem dificuldade na amostragem, sendo necessária a execução de ensaios de campo para obtenção dos parâmetros de projeto. A investigação de campo é representada por ensaios de SPT, CPT e DMT. Estes ensaios forneceram informações complementares que não podem ser obtidas por meio de ensaios de laboratório, como parâmetros geotécnicos para a estimativa da capacidade de carga das estacas.

3.5.1 Ensaio de cone (CPT) e Piezocone (CPTu)

Trata-se de um ensaio que esta se tornando uma ferramenta importante para investigação geotécnica, permitindo dimensionar fundações, determinar a estratigrafia dos perfis do solo e produzir estimativas de recalques, entre outros (Schnaid e Odebrecht, 2012).

O ensaio consiste em introduzir no terreno uma peça de forma cônica a uma velocidade constante de 20 mm/s. Os resultados podem ser analisados na hora de execução dos ensaios

com o sistema automático de aquisição de dados (Robertson e Powell,1997). A norma brasileira NBR 12069 (1991) explica com detalhe a metodologia de execução do ensaio.

3.5.1.1 Métodos de interpretação de ensaio

Os resultados do ensaio de CPTu fornecem três medidas principais como são a resistência de ponta (q_c), o atrito lateral (f_s) e a medida da poropressão(u_2). A resistência de ponta deve ser corrigida pelo efeito de poropressões para obter a resistência real mobilizada na ponta (q_t). Da relação entre as medidas de “ q_c ” e “ f_s ”, pode ser obtido o parâmetro para a classificação dos solos, chamado razão de atrito:

$$R_f (\%) = \frac{f_s}{q_c} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Existe um segundo parâmetro usado para interpretação do tipo de comportamento de solo chamado parâmetro de pressão neutra (B_q), definido conforme a equação 3.2:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{vo})} \quad (\text{Equação 3.2})$$

onde u_0 é a pressão hidrostática e σ_{vo} é a tensão vertical em campo.

Os pesos específicos das camadas de solo, preferivelmente, devem ser calculados através de ensaios de laboratório, com amostras coletadas do amostrador do ensaio SPT. Porém, como não foi possível realizar este ensaio, este parâmetro foi estimado a partir da seguinte relação proposta por Robertson e Cabal (2010), conforme a equação 3.3:

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27 * [\log R_f] + 0.36 * \left[\log \left(\frac{q_t}{p_a} \right) \right] + 1.236 \quad (\text{Equação 3.3})$$

onde:

R_f = razão de atrito; γ_w = Peso específico da água nas mesmas unidades do solo; P_a = Pressão atmosférica nas mesmas unidades de q_t .

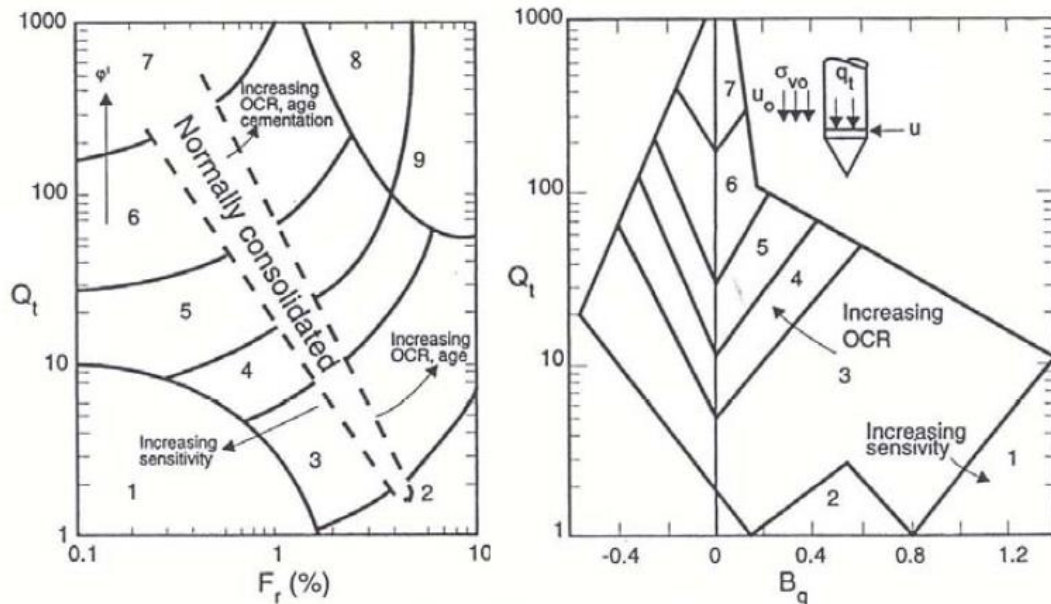
Robertson (1990) desenvolveu um gráfico para identificar o tipo de comportamento de solo com base nos parâmetros de CPT normalizados, sendo possível identificar até nove tipos de comportamento de solo (figura 3.4). É importante ressaltar que a classificação obtida não reflete as propriedades granulométricas, mas fornece orientação de comportamento do tipo de solo. A normalização dos parâmetros adimensionais foi calculada conforme as equações:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{(\sigma_{vo} - u_o)} \quad (\text{Equação 3.4})$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_o)}{(q_t - \sigma_{vo})} \quad (\text{Equação 3.5})$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{vo})} * 100\% \quad (\text{Equação 3.6})$$

Segundo o Robertson, o ábaco de B_q - Q_t não é comumente usado para classificação de solos “onshore” devido à falta de repetitividade dos resultados de poropressão (baixa saturação ou perda de saturação do elemento filtrante). Portanto, os resultados são enquadrados no ábaco que relaciona $Q_t - F_r$ (%).



Zona	Solos por tipo de Comportamento
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico-lodos
3	Argila a argila siltosa
4	Argila siltosa-Silte argiloso
5	Siltos arenosos - Areias siltosas
6	Areias limpas-Areias siltosas
7	Areias com pedregulhos-Areias
8*	Areias muito densas-Areias argilosas
9*	Solos finos duros

* Solos fortemente sobreconsolidado ou cimentados

Figura 3. 4: Ábaco de identificação do comportamento típico de solos (Robertson, 1990).

Para facilitar a interpretação, também foi utilizada a formulação de Robertson e Wride (1998) baseado no método de Jefferies e Davies (1993) e no método de Robertson (1990). Trata-se do índice de classificação do material (I_{CRW}), que permite identificar as condições de drenagem do solo. Os solos considerados como drenados são representados por valores de $I_{CRW} < 2,05$, e os solos não drenados com valores $I_{CRW} > 2,95$. Este índice é calculado conforme a equação 3.7:

$$I_{CRW} = \sqrt{\{3.47 - \text{Log}Q_{tn}\}^2 + \{1.22 + \text{log}F_r\}^2} \quad (\text{Equação 3.7})$$

onde o Q_{tn} é um parâmetro generalizado de cone normalizado para avaliação da liquefação do solo sugerido por Robertson (2009), que usa a normalização com um expoente de tensão variável (n) conforme a equação 3.8:

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{P_a} * \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}}\right)^n \quad (\text{Equação 3.8})$$

onde

$$n = 0,381 * I_{CRW} + 0,05 * \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a}\right) - 0,15 \leq 1,0 \quad (\text{Equação 3.9})$$

Para este método, a classificação referente aos tipos de solos é definida na tabela 3.1.

Tabela 3. 1: Limites do tipo de comportamento do solo

Classificação do solo	Zona	Índice, I_{CRW}
Areia com pedregulho	7	$I_{CRW} < 1.31$
Areias: Limpa a siltosa	6	$1.31 < I_{CRW} < 2,05$
Areias siltosas a Siltes arenoso	5	$2,05 < I_{CRW} < 2.60$
Siltes argiloso a Argila siltosas	4	$2.60 < I_{CRW} < 2.95$
Argila	3	$2.95 < I_{CRW} < 3.60$
Solos Orgânicos	2	$I_{CRW} > 3.60$

Fonte: ROBERTSON e Wride (1998)

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que a correlação proposta por Lancellotta (1985) para o cálculo da densidade relativa, é empregada com frequência em projetos geotécnicos, fornecendo uma precisão de mais ou menos o 20%. A seguir é apresentada a correlação mencionada:

$$D_r = -98 + 66 * \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0,5}} \quad (\text{Equação 3.10})$$

onde: q_c e σ_{vo} são expressos em t/m^2 .

Para o cálculo do ângulo de atrito (ϕ'), em areias limpas, arredondadas, de quartzo e não cimentadas, foi adotada a correlação proposta por Kulhawy e Mayne (1990), baseada em diferentes resultados de ensaios de campo. O ângulo de atrito é calculado conforme a equação 3.11:

$$\phi' = 17.6^\circ + 11 * \log \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sqrt{\sigma'_{vo} * P_a}} \right) \quad (\text{Equação 3.11})$$

A correlação anterior é fundamentada nos parâmetros fornecidos pelo ensaio do piezocone. Utilizou-se também à formulação proposta por Bolton (1986), cujo cálculo é baseado na densidade relativa do solo calculada através da formulação de Lacellota (1985). A equação 3.12 mostra como é calculado o ângulo de atrito com a correlação do Bolton (1986):

$$\phi' = 33 + \{3 * [D_r(10 - \ln \sigma'_{vo}) - 1]\} \quad (\text{Equação 3.12})$$

Segundo Campanella e Howie, (2005) o uso do parâmetro de estado como uma ferramenta de detecção para liquefação, estática o sismicamente ativa, e muito útil para indicar os locais que precisam de estudos adicionais. Para estimar o parâmetro de estado (ψ) foi utilizada a proposta de Robertson (2010b). Segundo o autor, pode ser utilizada em uma ampla gama de solos arenosos e o cálculo é feito conforme a equação 3.13:

Se $I_{CRW} < 2.6$

$$\Psi = 0,56 - 0,33 * \log Q_{tn,cs} \quad (\text{Equação 3.13})$$

Robertson e Wride (1998) baseados em um banco de dados de casos históricos de liquefação sugeriram um fator de correção baseado no CPT para corrigir a resistência de cone normalizado em areia siltosa para um valor equivalente de areia limpa usando conforme a equação 3.14.

$$Q_{tn,cs} = K_c * Q_{tn} \quad (\text{Equação 3.14})$$

onde K_c é um fator de correção que é função das características do grão (influência combinada de conteúdo de finos, mineralogia e plasticidade) do solo que pode ser estimado usando I_{CRW} como segue:

$$\text{Se } I_{CRW} \leq 1,64 \rightarrow K_c = 1.0 \quad (\text{Equação 3.15})$$

$$\text{Se } I_{CRW} > 1,64 \rightarrow K_c = 5,581 * I_{CRW}^3 - 0,403 * I_{CRW}^4 - 21,63 * I_{CRW}^2 + 33,75 * I_{CRW} - 17.88$$

O módulo de deformabilidade confinada (M) foi calculado com a correlação proposta por Kullhawy e Mayne (1990) conforme a equação 3.16:

$$\alpha = \frac{M}{q_c} \quad (\text{Equação 3.16})$$

onde α é correlacionada com a densidade relativa. Esta correlação foi obtida de estudos em câmaras de calibração reportados por Kullhawy e Mayne (1990). Os autores afirmam que a densidade relativa é uma função da resistência de ponta do cone normalizado e, portanto, o módulo deve ter a mesma proporcionalidade com a tensão vertical efetiva. O valor de α é definido conforme a equação:

$$\alpha = 10^{(1,09 - 0,0075 * D_r)} \quad \text{Para areias Normalmente adensadas} \quad (\text{Equação 3.17})$$

No caso dos trechos onde o solo é coesivo foi usada a correlação apresentada na equação 3.18, proposta por Kullhawy e Mayne (1990):

$$M_{ds} = 8.25 * (q_t - \sigma_{v0}) \quad (\text{Equação 3.18})$$

O módulo edométrico foi calculado também com a correlação proposta por Robertson (2009) conforme a equação 3.19:

$$M = \alpha_M * (q_t - \sigma_{v0}) \quad (\text{Equação 3.19})$$

O α_M é calculado em base ao índice de classificação do solo proposto por Robertson (2009) conforme as seguintes condições:

Quando $I_{CRW} \geq 2.2$ usar:

$$\alpha_M = Q_{in} \text{ quando } Q_{in} < 14 \quad \alpha_M = 14 \text{ quando } Q_{in} > 14$$

Quando $I_{CRW} < 2.2$ usar:

$$\alpha_M = 0.03 * [10^{(0.55 * I_{CRW} + 1.68)}]$$

A correlação sugerida por ROBERTSON (2009) para o cálculo do módulo de Young, E' , em solos não cimentados compostos predominantemente por sílica, de idade Holoceno ou Pleistoceno e com índice de classificação do material, $I_{CRW} < 2.6$, pode ser estimado usando a equação:

$$E' = 0,015 * [10^{(0,55 * I_{CRW} + 1,68)}] * (q_t - \sigma_{v0}) \quad (\text{Equação 3.20})$$

No mesmo artigo, Robertson propõe uma relação de módulo de Young com o módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) conforme a equação 3.21:

$$E' = 0,8 * G_0 \quad (\text{Equação 3.21})$$

As estimativas de Robertson (2009) para o módulo cisalhante foram enquadradas na faixa de valores limites proposta por Schnaid et al. (2004). Os autores apresentaram uma metodologia para previsão do modulo cisalhante (G_0) em areias limpas, sem envelhecimento, demonstrando que existem limites que diferenciam o comportamento de depósitos de areias cimentadas e não cimentadas, com envelhecimento ou recém-depositadas.

Equação 3.22: Limite inferior, solos cimentados e Limite superior, Solos não cimentados.

$$G_0 = 280 * \sqrt[3]{q_c * \sigma'_{vo} * P_a} \quad (\text{Equação 3.22})$$

Equação 3.23: Limite inferior, solos não cimentados e Limite inferior, Solos cimentados.

$$G_0 = 110 * \sqrt[3]{q_c * \sigma'_{vo} * P_a} \quad (\text{Equação 3.23})$$

Na metodologia proposta por Schnaid et al.(2004), constrói-se um gráfico que expressa a razão entre o modulo cisalhante e a resistência a penetração do cone contra a resistência do cone normalizada ($G_0/q_c \times q_{c1}$).

Onde q_{c1} é calculado conforme a equação 3.24

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{P_a}\right) * \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{vo}}} \quad (\text{Equação 3.24})$$

É difícil estimar o estado de tensões atuais de depósitos granulares através das abordagens baseados em testes de penetração “in situ” (Kullhawy e Mayne, 1990; Schnaid, 2009). A pesar disto, existem diversas abordagens na literatura que relacionam este parâmetro com os resultados de ensaios como o DMT, o PMT e o CPT. É apresentada uma abordagem utilizada para o calculo deste parâmetro no local estudado.

Segundo Robertson (2009) não há nenhum método confiável para determinar K_0 a partir do ensaio de CPTu, no entanto, uma estimativa inicial pode ser feita. O coeficiente de empuxo no repouso em areias é o parâmetro mais difícil de ser determinado devido à perturbação e destruição das ligações naturais que existem entre os grãos de areia durante a penetração da

sonda no ensaio de campo, afetando o nível de tensão horizontal do solo impossibilitando análises da história de tensões que envolvem o solo estudado. O coeficiente de empuxo no repouso pode ser determinado de forma mais precisa através de métodos sísmicos. Para o cálculo do coeficiente de empuxo no repouso, Eslaamizaad e Robertson (1996) propõem a seguinte correlação baseada no módulo cisalhante (G_0), na tensão efetiva e na resistência corrigida da ponta do piezocone:

$$K_0 = 3.4 \times 10^{-6} * \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.718} * \left[\frac{\left(\frac{G_0}{P_a} \right)}{\left(\frac{q_t}{P_a} \right)^{0.25}} \right]^{2.165} \quad (\text{Equação 3.25})$$

Na análise do coeficiente de empuxo no repouso também foi utilizada a expressão proposta por Jaky (1944) para depósitos normalmente adensados (equação 3.26). Esta equação destacada por ser uma das abordagens empíricas consagrada na literatura (Schnaid e Odebrecht, 2012).

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (\text{Equação 3.26})$$

Para o cálculo da razão de pré-adensamento (OCR) foi usada uma correlação empírica derivada de avaliações estatísticas em diferentes testes de câmara de calibração do CPT. Esta correlação foi proposta por Mayne (2005) aplicada em areias composta principalmente por sílice (minerais de quartzo e feldspato), com OCR variando entre 1 e 15 (NA a PA). Os resultados de OCR podem ser calculados conforme as equações 3.27 e 3.28:

Para Areias

$$OCR = \left[\frac{0.192 * \left(\frac{q_t}{P_a} \right)^{0.22}}{(1 - \text{sen}\phi') * \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0.31}} \right]^{\left(\frac{1}{\text{sen}\phi' - 0.27} \right)} \quad (\text{Equação 3.27})$$

Para Argilas

$$OCR = \frac{0.33 * (q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{Equação 3.28})$$

onde: P_a é a pressão atmosférica $\approx 100\text{kpa}$

3.5.2 Ensaio de SPT (standard penetration test)

A finalidade do ensaio de SPT é a determinação dos tipos de solos que compõem o perfil estudado, a posição do nível-d'água e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro. No Brasil, o ensaio de SPT é regido pela norma NBR 6484 (2001). Este ensaio permite também, recolher amostras representativas das camadas atravessadas, sendo usadas para a caracterização física do solo em laboratório. O índice de resistência N pode ser interpretado com correlações empíricas de projeto. Em contraposição, o ensaio tem uma serie de limitações que fazem que os resultados sejam facilmente afetados por fatores externos como é o equipamento, a forma de execução e a preparação do pessoal técnico (Schnaid e Odebrecht, 2012).

3.5.2.1 Métodos de interpretação de ensaio

Considerou-se o número de golpes correspondentes a 76 % de eficiência – N_{76} Uma vez que não se dispõe de medições de energia nas sondagens, os valores de NSPT foram corrigidos multiplicando-se por um fator igual a 1,20, definido a partir dos dados de Décourt et al. (1989). Com base em procedimento adotado por Politano et al. (2001), também foi introduzida uma correção referente ao comprimento das hastes, utilizando-se os coeficientes propostos por Skempton (1986). O número de golpes é multiplicado por fatores que variam de 0,75 a 1,00, dependendo da profundidade da sondagem.

$$(N_1)_{60} = C_N * (N_{60}) \quad (\text{Equação 3. 29})$$

Onde $C_N = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{-0.5}$

A norma brasileira NBR-6484 (2001), anexo A, classifica o solo mediante a relação do seu índice de resistência à penetração (N) com seu estado de compacidade e de consistência, mas, sem a correção quanto à energia de cravação e nível de tensões. Nesta pesquisa é adotada a classificação feita pelo Clayton (1993), onde se consideram as correções pela energia de cravação, podendo assim comparar os resultados desta pesquisa com os resultados encontrados na literatura internacional. Na tabela 3.2 é apresentado o sistema de classificação proposto por Clayton (1993), onde o numero de golpes deve ser corrigido para estabelecer a designação do solo.

Tabela 3. 2 estados de compactidade e de consistência

Material	Índice de resistência à penetração	Designação
Areias (N_1) ₆₀	0-3	Muito Fofa
	3-8	Fofa
	8-25	Media
	25-42	Densa
	42-58	Muito Densa
Argilas N_{60}	0-4	Muito mole
	4-8	Mole
	8-15	Firme
	15-30	Rija
	30-60	Muito Rija
	>60	Dura
Rochas brandas	0-80	Muito brandas
	80-200	Brandas
	>200	Moderadamente Brandas

Nota: N_1 : Valor de N_{spt} corrigido para uma tensão de referência de 100 kpa.
 N_{60} : Valor de N_{spt} corrigido para 60% da energia teórica em queda livre
 $(N1)_{60}$: Valor de N_{spt} corrigido para energia e nível de tensões

Fonte: CLAYTON (1993).

Após ter classificado o perfil com os resultados do ensaio de SPT, por seu estado de compactidade e consistência, são usadas diversas correlações para a determinação dos parâmetros básicos.

Para a relativa (D_r) é adotada a correlação proposta por Skempton (1986), enquanto que para o ângulo de atrito (ϕ), são apresentadas diversas opções como são: de Mello (1971), Bolton (1986), Hatanaka-Uchida (1996) e Teixeira (1996). As duas primeiras correlações mencionadas para o cálculo do ângulo de atrito são baseadas na densidade relativa, enquanto que as outras se relacionam com o numero de N_{spt} assim:

$$D_r = \left(\frac{N_{spt,60}}{0.28 \cdot \sigma'_{vo} + 27} \right)^{0,5} \text{ Skempton (1986)} \quad (\text{Equação 3.30})$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{0.712}{(1.49 - D_r)} \right) \text{ De Mello (1971)} \quad (\text{Equação 3.31})$$

$$\phi' = 33 + \{3 * [D_r(10 - \ln \sigma'_{vo}) - 1]\} \text{ Bolton (1986)} \quad (\text{Equação 3.32})$$

$$\phi' \approx 20^\circ + \sqrt{15.4 * (N_1)_{60}} \text{ Hatanaka e Uchida (1996)} \quad (\text{Equação 3.33})$$

$$\phi' \approx 15^\circ + \sqrt{24 * (N_1)_{60}} \text{ Teixeira (1996)} \quad (\text{Equação 3.34})$$

Nas equações anteriores o esforço σ'_{vo} deve ser usado em Kn/m^2 e o valor de N corresponde ao valor de N corrigido.

3.5.3 Ensaio dilatométrico (DMT)

Segundo Marchetti (1980), um ensaio dilatométrico consiste na cravação de uma lâmina plana situada no fim de uma série de hastes que penetra a uma velocidade entre 2mm/s e 4mm/s fazendo estágios a cada 20cm. Uma vez que a profundidade de ensaio é atingida, uma membrana de aço circular localizada num dos lados da lâmina é expandida horizontalmente no solo e o equipamento aplica e registra uma pressão num determinado momento durante o teste, Logo a lâmina é avançada para o próximo teste. O ensaio foi normatizado pela ASTM D6635-01 (2001 & 2007) e o Eurocode 7, (1997).

Entre as principais aplicações do ensaio que Marchetti relaciona estão: avaliação dos parâmetros geotécnicos das capas atravessadas; Previsão dos recalques de fundações de edifícios, aterros, tanques, pisos etc; Identificação estratigráfica do subsolo; detecção de superfícies de escorregamento em taludes instáveis; identificação da potencialidade de liquefação de massas arenosas; análise da capacidade de carga de fundação.

3.5.3.1 Métodos de interpretação de ensaio

O ensaio fornece as leituras das pressões aplicadas na lamina em cada estagio de profundidade (P_0 , P_1), podendo posteriormente calcular três parâmetros intermediários que são: Modulo dilatométrico (E_D), Índice do material (I_D) e o Índice de tensão horizontal (K_D). O primeiro índice e modulo dilatométrico, relacionado ao modulo de elasticidade. Este índice é calculado conforme a equação 3.35:

$$E_D = 34,7 * (P_1 - P_0) \quad (\text{Equação 3. 35})$$

O segundo parâmetro é o Índice do material, utilizado principalmente para identificar o tipo de solo. Este índice é calculado conforme a seguinte equação 3.36:

$$I_D = \frac{(P_1 - P_0)}{(P_0 - u_0)} \quad (\text{Equação 3. 36})$$

onde u_0 é a pressão hidrostática no solo.

O terceiro parâmetro é o índice de tensão horizontal definido conforme a equação 3.37:

$$K_D = \frac{(P_0 - u_0)}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{Equação 3. 37})$$

onde σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva

O índice de tensão horizontal (K_D) é proporcional à tensão horizontal in situ, sendo também usado para a determinação de outras propriedades. A partir da combinação dos parâmetros intermediários E_D , I_D e K_D podem-se calcular as principais propriedades do solo.

Em solos não coesivos, pode-se calcular o ângulo de atrito efetivo através da recomendação de Marchetti, expressada no trabalho de Campanella e Robertson (1981) conforme a equação 3.38:

$$\phi' = 28^\circ + (14,6 * \text{Log}K_d) - (2,1^\circ * \text{Log}^2K_d) \quad (\text{Equação 3. 38})$$

onde ϕ' depende só do parâmetro K_d e a expressão só deve ser usada, apenas, para a faixa de valores de $I_d > 1,8$, que correspondente às areias siltosas e às areias puras.

Marchetti (1980) apresentou a correlação entre o índice dilatométrico (E_D) e o e módulo de deformabilidade tangente confinado (M_{DMT}), definido como:

$$M_{DMT} = R_M * E_D \quad (\text{Equação 3. 39})$$

onde:

$$R_M = 0,14 + 2,36 * \ln(K_D) \quad \text{Para } I_D < 0,6$$

$$R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) * \ln(K_D) \quad \text{Para } 0,6 < I_D < 3,0$$

$$R_M = 0,5 + 2 * \ln(K_D) \quad \text{Para } 3,0 < I_D < 10$$

$$R_M = 0,32 + 2,18 * \ln(K_D) \quad \text{Para } I_D > 10$$

$$R_{M0} = 0,14 + 0,36 * \frac{(I_D - 0,6)}{2,4}$$

O valor mínimo admissível de R_M é 0,85

Para calcular o módulo de elasticidade E' foi utilizada a teoria da elasticidade, relacionando este parâmetro com o módulo de deformabilidade confinado (M) assim:

$$E' = \frac{(1 + \mu) * (1 - 2 * \mu)}{(1 - \mu)} * M \quad (\text{Equação 3.40})$$

sendo μ o coeficiente de Poisson, assumido igual a 0.25 resultando:

$$E' \approx 0,8 * M \quad (\text{Equação 3.41})$$

Kullhawy e Mayne (1990) sugeriram que K_0 fosse determinado com base em resultados do ensaio dilatométrico (K_D) e o ensaio do piezocone (q_c), conforme a seguinte equação:

$$K_0 = 0.359 + 0.071 * K_D - 0.00093 * \left[\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (\text{Equação 3.42})$$

onde σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva

Para o cálculo do OCR foi utilizada uma formulação que correlaciona o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) com a razão de sobre adensamento (OCR) deduzido por Schnaid e Odebrecht (2012).

$$K_0 = 1.14 * OCR^{0.3} - 0.6 \quad (\text{Equação 3.43})$$

3.5.4 Ensaios de laboratório

Para a caracterização das areias em laboratório, devem ser executados ensaios através de amostras deformadas que busquem determinar as principais propriedades físicas naturais, mineralógicas e micromorfológicas das diferentes camadas atravessadas. Neste primeiro conjunto foram previstos os seguintes ensaios:

- 1) Umidade natural (NBR 6457/86)
- 2) Peso específico dos grãos (NBR 6508/84)
- 3) Granulometria (NBR 7181/84; Versão Corrigida: 1988)
- 4) Limites de Atterberg (NBR 6459/84 e NBR 7180/84 Versão Corrigida: 1988)
- 5) Difração de raios-X
- 6) Microscopia eletrônica de varredura
- 7) Micromorfologia dos solos

Além disto, e para complementar a caracterização geotécnica da área de estudo, é proposta a realização de ensaios através de amostras indeformadas ou remoldadas, para determinar propriedades mecânicas como a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade. Para este segundo conjunto, planteiam-se os seguintes ensaios em amostras indeformadas:

- 1) Compressão confinada (NBR 12007/1990)
- 2) Triaxiais convencionais drenados (ASTM 7181/2011)

- ✓ Ensaio adensado drenado (CD)
- ✓ Ensaio adensado não drenado (CU)
- ✓ Ensaio não adensado não drenado (UU)

Esta caracterização permite a classificação adequada dos materiais encontrados, sendo realizados em amostras deformadas coletadas do barrilete amostrador do ensaio penetrométrico, de amostras coletadas de trincheiras superficiais.

3.5.4.1 Umidade natural

Para o cálculo da umidade natural foi utilizada a formulação recomendada na NBR 6457 (1986) onde a umidade é calculada da seguinte forma:

$$h = \frac{M_1 - M_2}{M_2 - M_3} * 100 \quad (\text{Equação 3. 44})$$

sendo:

h= teor de umidade, em %.

M₁= massa do solo úmido mais a massa do recipiente, em gramas.

M₂= massa do solo seco mais a massa do recipiente, em gramas.

M₃= massa do recipiente, em gramas.

3.5.4.2 Granulometria

A granulometria foi calculada seguindo os critérios dados pela norma ABNT NBR 6502 (1995). A areia é um solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 2,0 mm. Os materiais granulares como as areias, apresentam como características principais uma alta condutividade hidráulica e tem comportamento de drenagem livre (Ortigão, 1995). Na tabela 3.3, mostra-se a classificação dada pela norma brasileira ABTN 6502 (1995).

Tabela 3.3 Classificação das areias segundo o tamanho dos grãos

Areia	Diâmetros compreendidos entre:
Fina	0,06 mm e 0,2 mm
Media	0,20 mm e 0,60 mm
Grossa	0,60 mm e 2,0 mm

4. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste capítulo é apresentada a caracterização geotécnica do campo experimental. Atenção é dada a um programa de ensaios de campo e laboratório, destinado a determinar as principais características e parâmetros geotécnicos que compõem o subsolo do campo experimental.

4.1 INTRODUÇÃO

Para a caracterização geotécnica, foi realizada uma extensa campanha de ensaios de campo que se constituem na parte central desta pesquisa. Complementarmente foram executados alguns ensaios de laboratório com amostras de solo retiradas da área de estudo, incluindo a caracterização tátil-visual.

Sugeriu-se a realização de ensaios para caracterização geotécnica em cada ponto onde se executariam as estacas, logrando assim, uma caracterização específica de cada um dos perfis e, portanto, conhecendo as condições geotécnicas exatas para cada estaca. Este processo não está concluído, porém existem informações suficientes para determinar de forma precisa, as condições locais e sua variabilidade.

4.2 ENSAIOS DE CAMPO

Para o desenvolvimento desta pesquisa, serão apresentados os resultados da primeira campanha de ensaios de campo. Foram realizados dez ensaios de CPTu; quatro sondagens de reconhecimento em quatro locais tentativos, e seis sondagens adicionais com até 32 m de profundidade para caracterização da área escolhida. Adicionalmente executou-se uma sondagem de SPT; com 32 m de profundidade, e uma sondagem de DMT; com 28 m de profundidade. Previamente à seleção do local, os ensaios de SPT e DMT relacionados anteriormente, foram executados na área um (Figura 3.1). A tabela 4.1 mostra-se informação detalhada sobre os ensaios de campo executados.

Tabela 4. 1: Resumo da localização dos ensaios de campo executados para caracterização do campo experimental.

FURO	COORDENADAS*		COTA* (m)	Profundidade (m)	Nível d' água	Data
	Latitude	Longitude				
CPTU-01	26°28'57.67"S	48°43'20.91"O	10,00	-30,4	-2.0	11/03/2014
CPTU-02	26°28'58.12"S	48°43'20.58"O	10,00	-31,0	-2.0	12/03/2014
CPTU-03	26°28'57.87"S	48°43'21.24"O	10,00	-30,1	-2.0	12/03/2014
CPTU-04	26°28'58.26"S	48°43'21.08"O	10,00	-29,1	-4.0	12/03/2014
CPTU-05	26°28'59.31"S	48°43'21.35"O	10,00	-28,5	-1.0	13/03/2014
CPTU-06	26°28'59.71"S	48°43'21.96"O	10,00	-27,9	-0.8	13/03/2014
CPTu-07/S.R. Área 4	26°28'58.22"S	48°43'20.76"O	10,00	-30,3	-1.8	18/10/2013
S.R. Área 1	26°28'56.38"S	48°43'11.23"O	8,16	-32,27	-1.2	13/08/2013
S.R. Área 2	26°29'8.33"S	48°42'25.07"O	10,00	-26,31	-1.6	17/10/2013
S.R. Área 3	26°29'10.91"S	48°42'46.08"O	10,00	-15,59	-1.8	18/10/2013
DMT-01 (Área 1)	26°28'56.38"S	48°43'11.23"O	8,16	-27,4	-1.5	20/08/2013
SPT-01 (Área 1)	26°28'57.52"S	48°43'11.39"O	9,77	-32,0	-1.7	11-14/02/2013

OBS: * Coordenadas e cotas aproximadas
S.R.: "Sondagem de Reconhecimento"

4.2.1 Interpretação dos Ensaios de CPTu

A interpretação dos ensaios de CPTu visa identificar os mecanismos essenciais que caracterizam o comportamento do depósito estudado.

4.2.1.1 Sondagens de reconhecimento

A investigação iniciou pela caracterização de vários locais disponíveis, visando à seleção da área de implantação do campo experimental. Realizaram-se quatro sondagens de reconhecimento com ensaios de CPTu, cuja finalidade era determinar a espessura do depósito arenoso e verificação de lentes argilosos ou siltosos. A exigência mínima era de identificar locais com camadas de areia de espessura superior a 20 m. Nas figuras 4.1, 4,3, 4,4 e 4.5 serão mostrados os resultados e análises dos ensaios CPTu executados em cada local avaliado.

Comparou-se a classificação de solo proposta por Robertson e Wride (1998) com as amostras de solos tiradas do ensaio de SPT executado na área I. Por conseguinte, serão mostradas fotos metro a metro das amostras do solo com sua descrição (figura 4.2). Além disso, esta informação será usada para correlacioná-la com a geologia da área de estudo.

O primeiro ponto (figura 4.1) mostra um perfil com solo basicamente arenoso, caracterizado por valores de q_t superiores a 10 MPa, Podendo-se observar diversas intercalações de solo siltoso, mas com uma dissipação rápida da poropressão. Finalmente, identificam-se com clareza, duas camadas de argila, localizadas entre 19 e 22 m de profundidade e entre 25 e 26 m de profundidade.

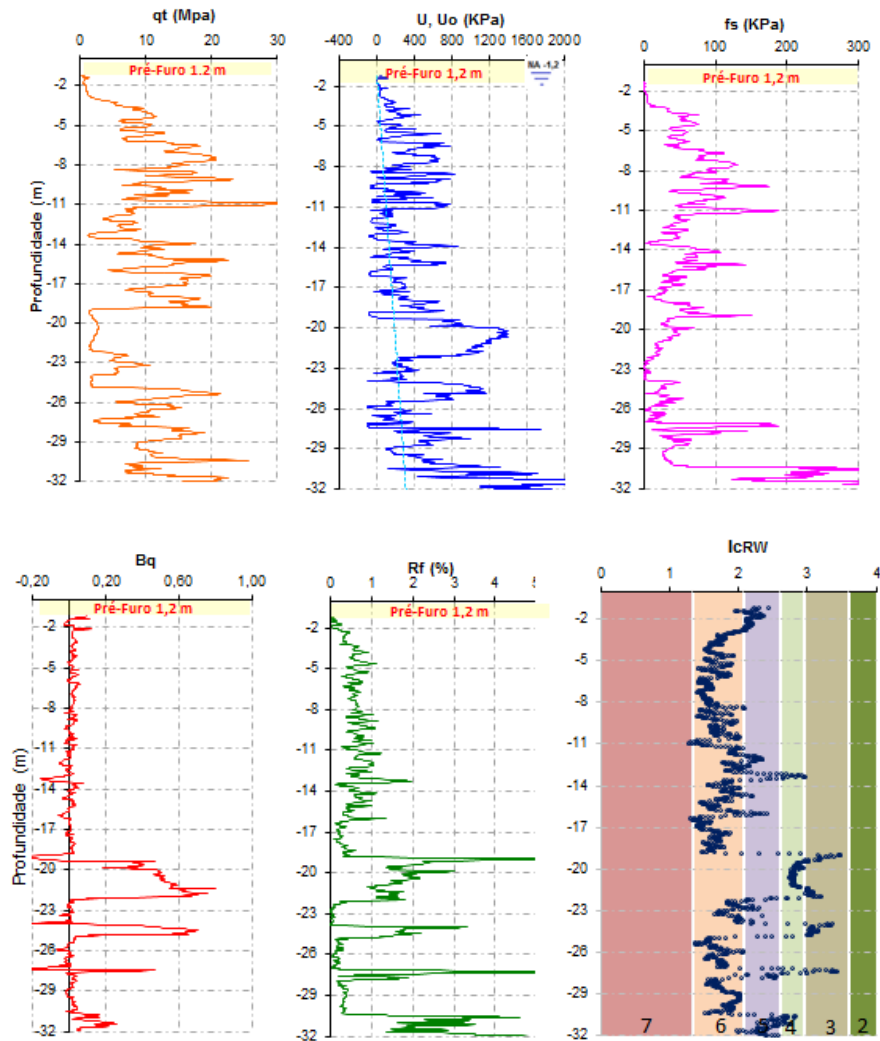


Figura 4.1: Sondagens de reconhecimento com CPTu, Área I

Uma caracterização detalhada dos solos que compõe o perfil desta área é a apresentado na figura 4.2, na qual são fotografadas e classificadas amostras ao longo de 30 m de profundidade. Nas camadas superficiais (até 10 m de profundidade) predominam a ocorrência de areia fina marrom amarelada. Subjacente a esta camada, entre 10 e 20 m de profundidade, verifica-se a ocorrência de areias finas e areias-siltosas de coloração acinzentada. Aos 26 m

observa-se uma camada de areias limpas, quartzosas, coloração cinza, com pedregulhos. Lentes de argila são verificadas entre as profundidades de 20 e 22m e 24 e 25 m.

Em geral, a descrição das amostras da figura 4.2 coincide com a classificação estimada pela correlação do Robertson e Wride (1998). Unicamente, houve discordância com a amostra de 10 e 14 m de profundidade, onde não foram identificados solos com características argilosas. Pode ter acontecido que, quando coletadas as amostras, estas não foram retiradas na profundidade exata relacionada, podendo ter sido obtidas de pequenas lentes de solo coesivo que são identificadas no gráfico de q_t x profundidade.



Figura 4.2: Amostras de solo do ensaio de SPT, Área I

Uma nova sondagem CPTu foi realizada na área II, buscando-se identificar um local sem ocorrência de argila. Devido à existência de 6m de espessura de uma camada de argila, a segunda área (Figura 4.3) foi automaticamente descartada. A camada coesiva foi localizada entre 16 e 22 m de profundidade. Ressalta-se ainda que nesta área, nos primeiros 16 m de profundidade, existe a ocorrência de uma camada de areia limpa, com uma camada de areia siltosa de pequena espessura aos 10m de profundidade.

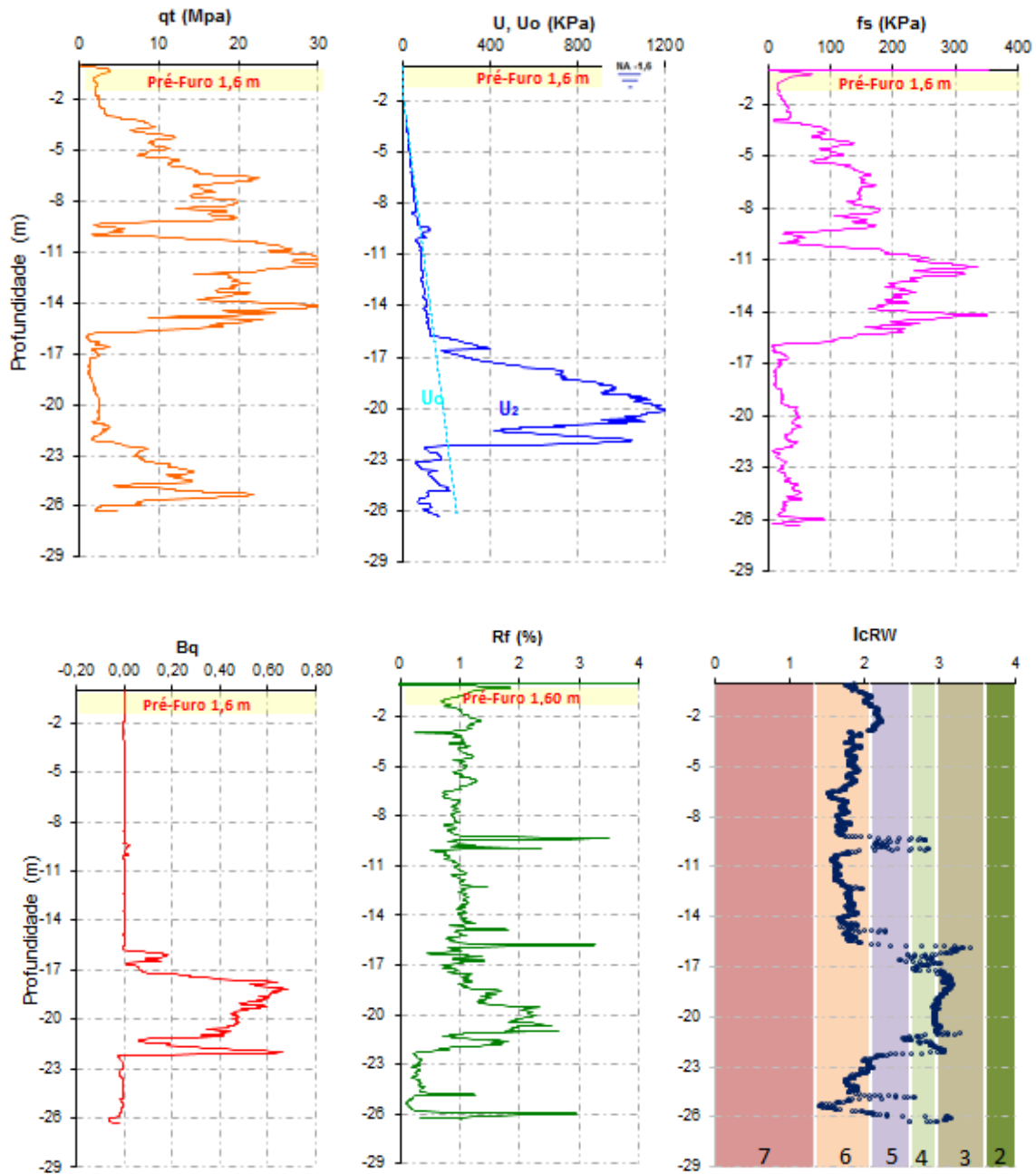


Figura 4.3: Sondagens de reconhecimento com CPTu, Área II

A área III apresentou um perfil apropriado nos primeiros 15 m de profundidade (figura 4.4). Porém, nesta profundidade, encontrou-se uma camada demasiado rija, causando a interrupção do ensaio pela falta de ancoragem necessária à penetração do cone.

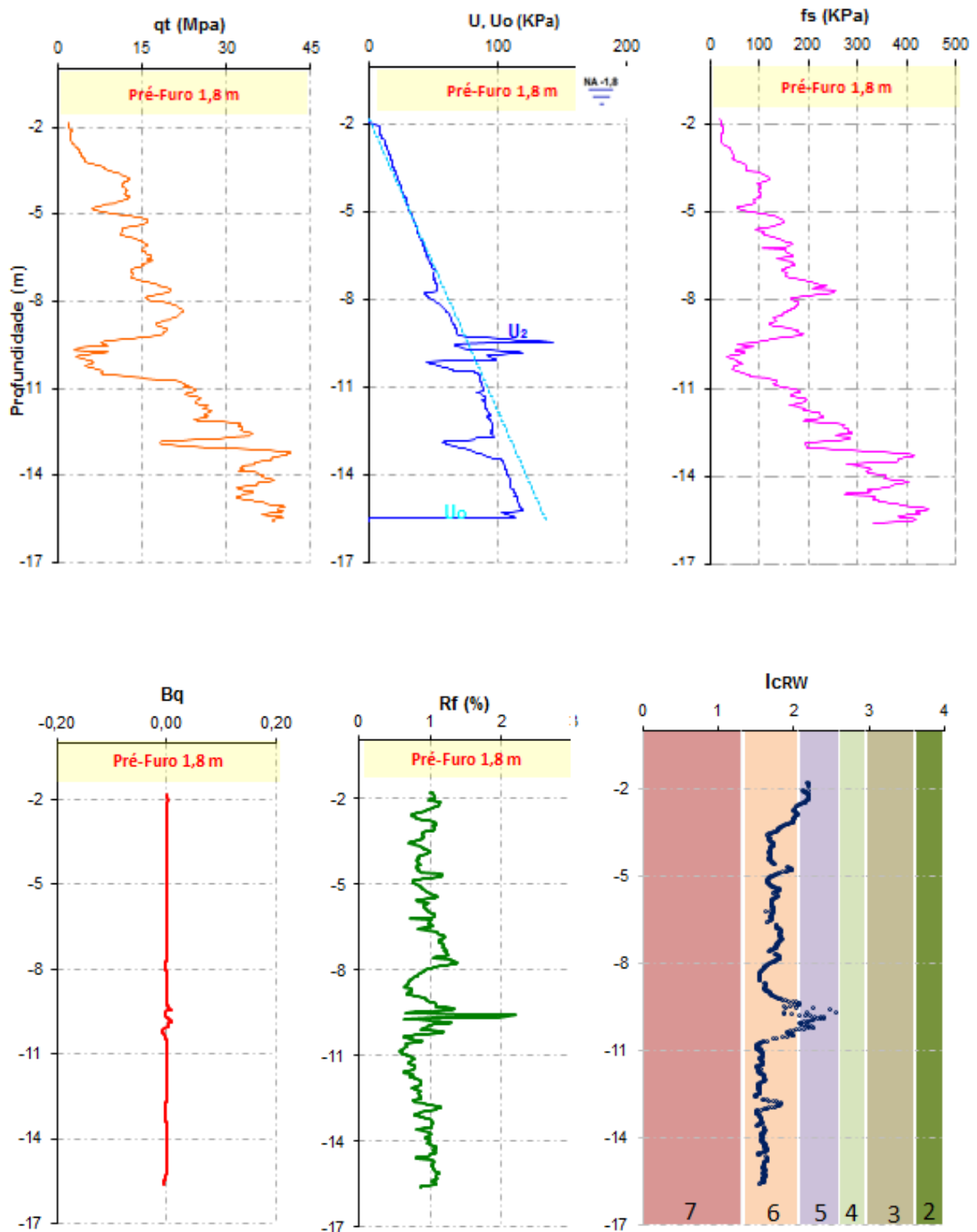


Figura 4.4: Sondagens de reconhecimento com CPTu, Área III

Na área IV encontrou-se um perfil semelhante à primeira área, compatível com a proximidade entre os dois locais (figura 4.5). O perfil apresenta uma camada de argila um pouco menor do que a camada da área I, porém, com um perfil mais siltoso entre 12m e 19m de profundidade, além de uma pequena camada de argila a 27 m de profundidade. Esta área apresenta em geral, condições favoráveis à implantação do campo experimental, considerando-se a predominância de solos arenosos, de alta permeabilidade.

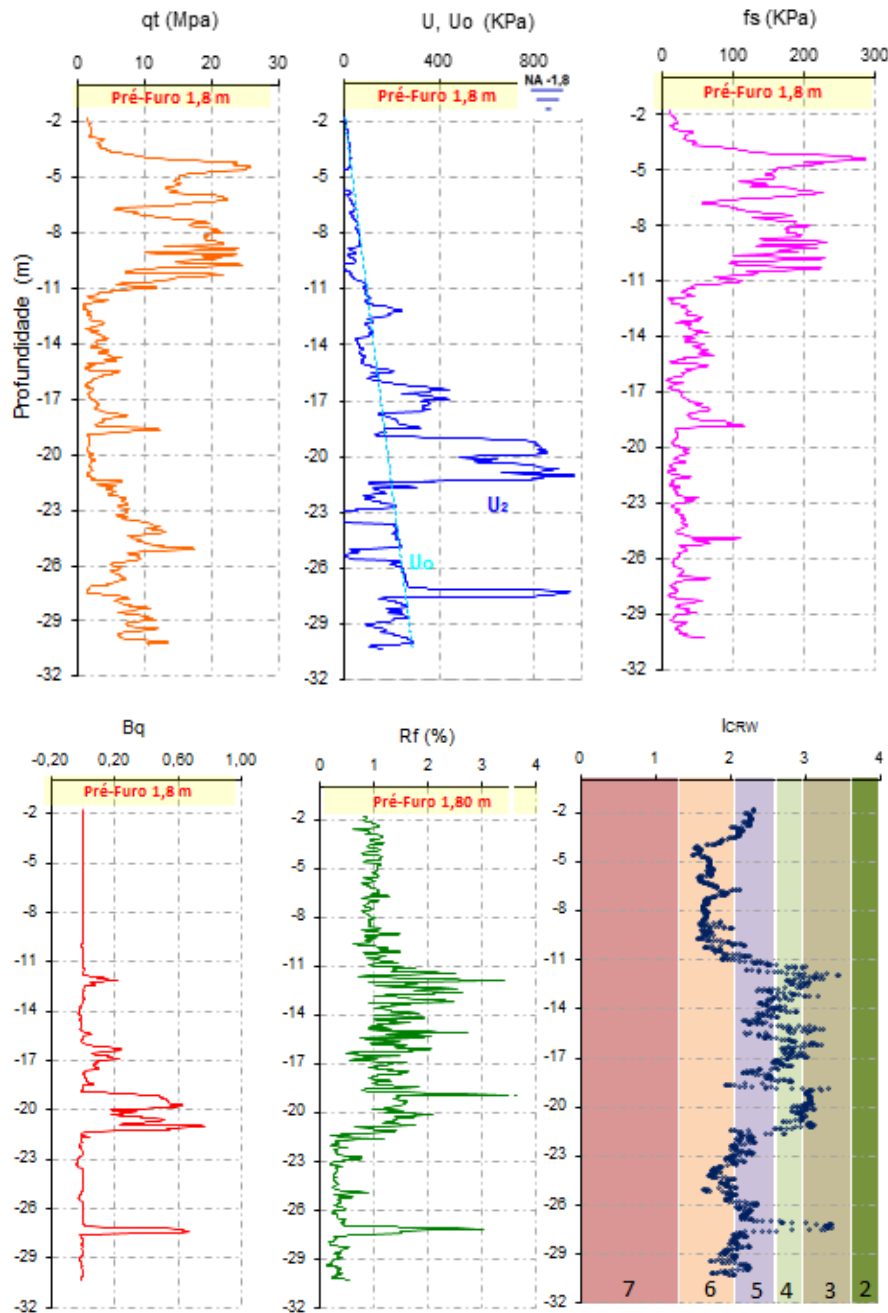


Figura 4.5: Sondagens de reconhecimento com CPTu, Área IV

Considerando os resultados das quatro sondagens de reconhecimento, foi traçado um perfil longitudinal (figura 4.6), buscando-se prever a variação da espessura das camadas encontradas. O perfil compõe uma descrição estratigráfica em um eixo de aproximadamente 1700 m de extensão. Em geral, a área esta composta por solos sedimentares arenosos a areno-siltosos, com camadas de argila de pequena espessura. Nas quatro sondagens de reconhecimento, também é comum a existência de uma camada de areia limpa nos primeiros 11 m de profundidade, com valores de resistência de ponta variando entre 10 e 20 MPa. Esta camada de areia vai aumento de espessura na medida em que se acerca da linha costeira. Nota-se que o perfil da área tem maior presença de solo siltoso na medida e que se dirige ao oeste (área IV).

Nos primeiros 3 m de profundidade o material granular encontra-se no estado fofo como referenciado por Bigarella (1961) e Horn Filho (1997), sendo possível que estes sejam parte das contribuições de material deposicional eólico, ocorrido após o evento transgressivo que gerou os terraços marinhos que compõe a área (Caruso, 1987).

Material arenoso fino embranquecido nos primeiros 10 m de profundidade e escuro até 17 m de profundidade é característico do perfil da área (figura 4.2). Esta feição foi descrita por Suguio et al (1986) para identificar os terraços marinhos arenosos do pleistoceno, construídos durante a penúltima transgressão ocorrida aproximadamente há 120000 anos. Este material provavelmente seja proveniente da plataforma continental catarinense, dos depósitos arenosos pertencentes à bacia de santos, formados em grande porcentagem a partir do complexo granulítico de Santa Catarina ou embasamento (Chodur, 1997).

A camada de argila tem uma tendência a aumentar sua espessura quando se aproxima à linha costeira (área II), com direção leste e que distam 9 km da área de estudo. Esta camada de solo coesivo, como observado no perfil da figura 4.6, encontrou-se menos representativa para as sondagens de reconhecimento da área um e quatro, caracterizada por maior presença de solos areno-siltosos e silto-arenosos. A camada de argila foi localizada em níveis diferentes para as quatro sondagens de reconhecimento, mas sem muita diferença. Esta camada provavelmente seja o antigo leito de um sistema lagunar que existiu antes da transgressão de 120000 anos, que causou grande parte da deposição granular dos primeiros 15 m do perfil. As camadas de solo abaixo da camada de argila provavelmente sejam de idade inferiores de 120000 anos, correspondentes no máximo ao Pleistoceno médio (entre 126000 anos a 781000 anos) (Horn Filho, 2003).

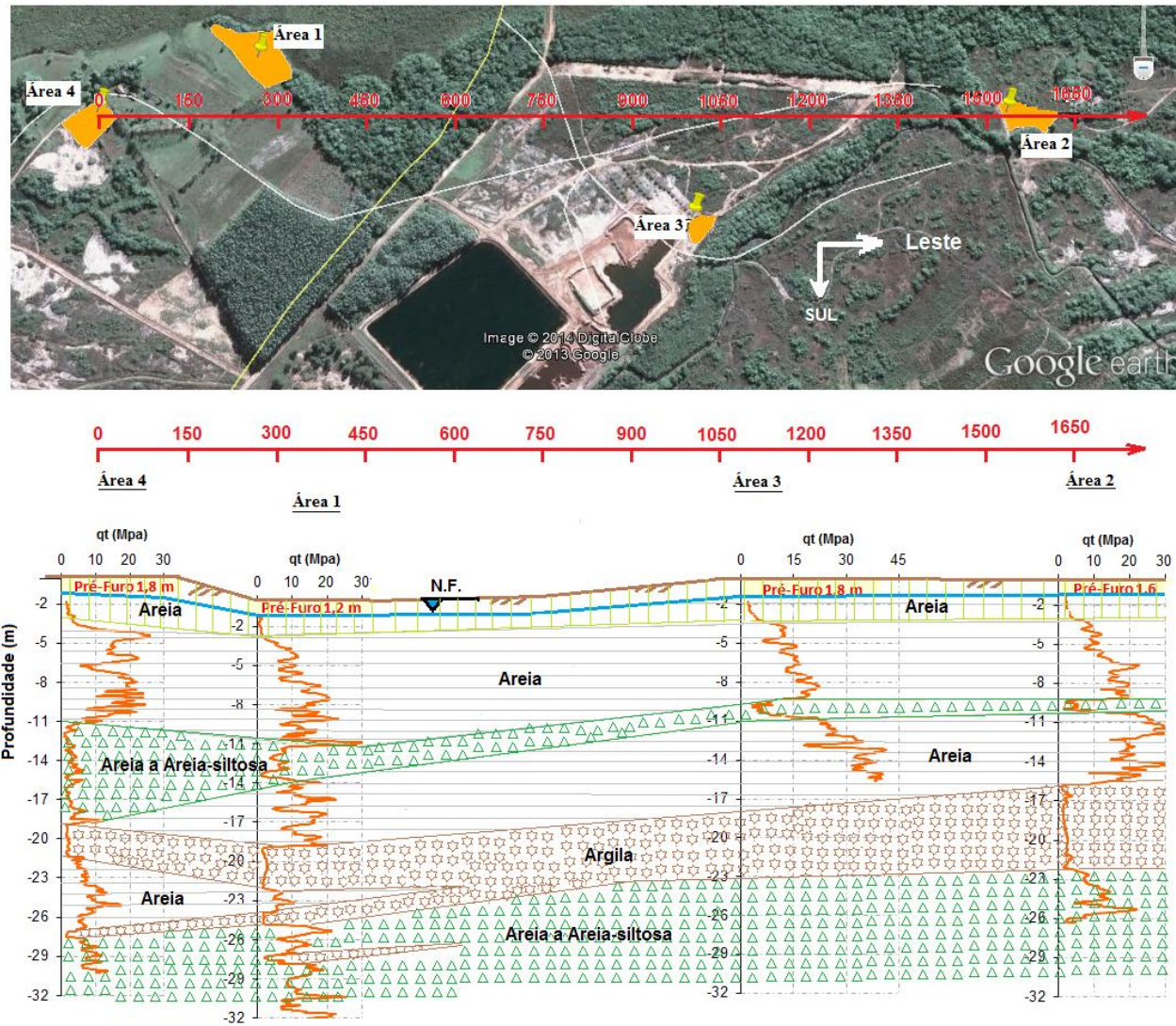


Figura 4.6: Perfil longitudinal das quatro sondagens de reconhecimento

4.2.1.2 Implantação da área de estudo

O campo experimental foi estabelecido na área IV. Na figura 4.7 é mostrada a delimitação da área selecionada junto à localização das sondagens executadas. Este local possui uma área aproximada de 3600 m², com uma estrada de acesso que facilitará o deslocamento dos equipamentos necessários à execução das estacas. Além disso, pode-se acessar facilmente à energia elétrica.



Figura 4.7: Campo experimental para execução das provas de carga

4.2.1.3 Ensaios de CPTu executados no campo experimental

Os resultados dos ensaios de CPTu são mostrados junto ao cálculo dos parâmetros que subsidiaram entendimento do comportamento do solo do campo experimental. Os resultados das sondagens estão apresentados nas Figuras 4.8 a 4.14, através de gráficos que mostram a variação da resistência de ponta, atrito lateral, poropressão e razão de atrito, ao longo da profundidade. Além disso, calculou-se uma serie de parâmetros como a densidade relativa (DR), ângulo de atrito (ϕ), coeficiente de empuxo no repouso (K_0), Razão de pré-adensamento (OCR), parâmetro de estado (ψ), modulo de elasticidade inicial (E'), modulo de adensamento confinado (M), modulo cisalhante máximo (G_0) e a classificação dos solos com a profundidade. As análises são mostradas após apresentação das medidas de penetração.

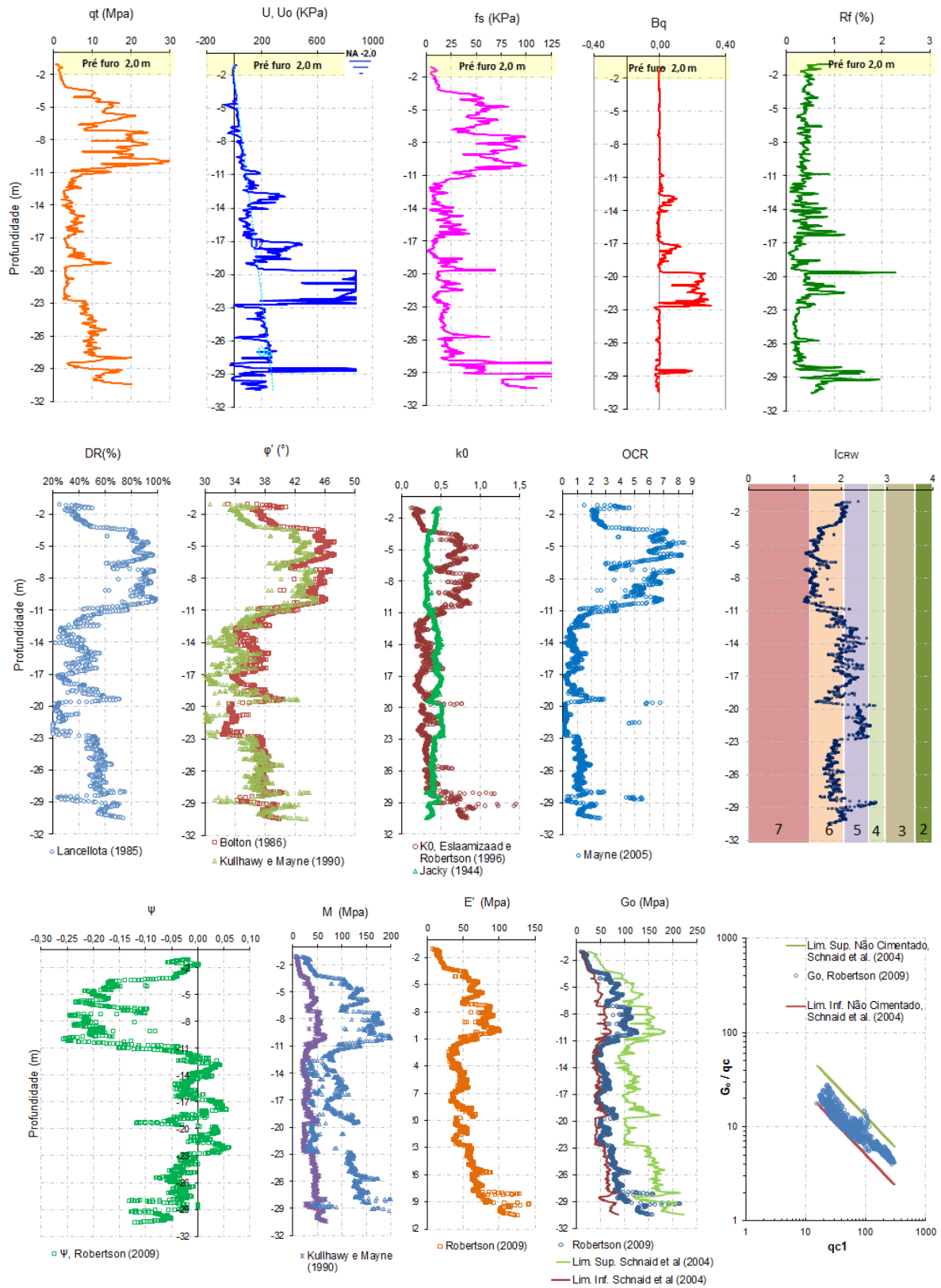


Figura 4.8: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 01

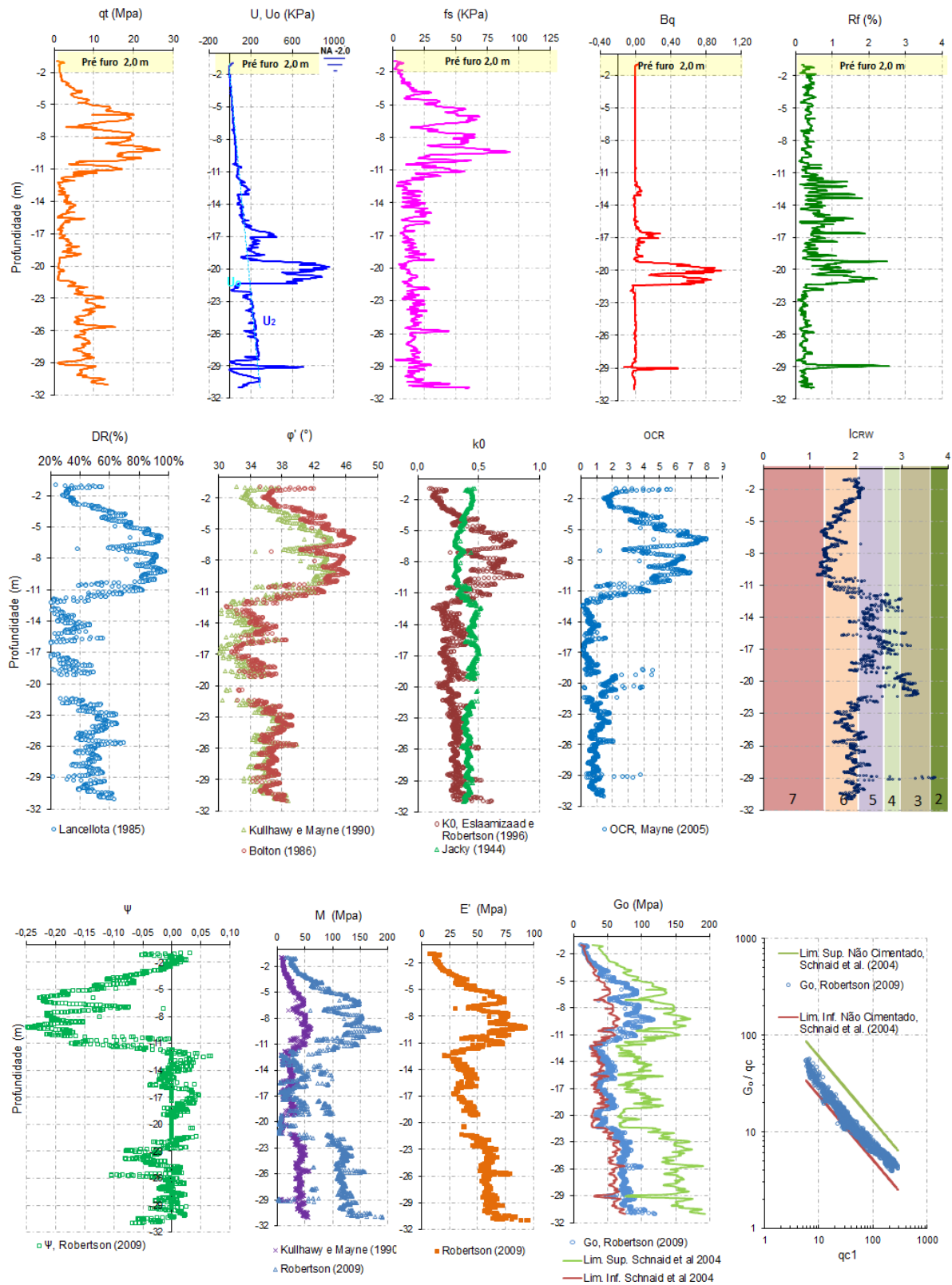


Figura 4.9: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 02

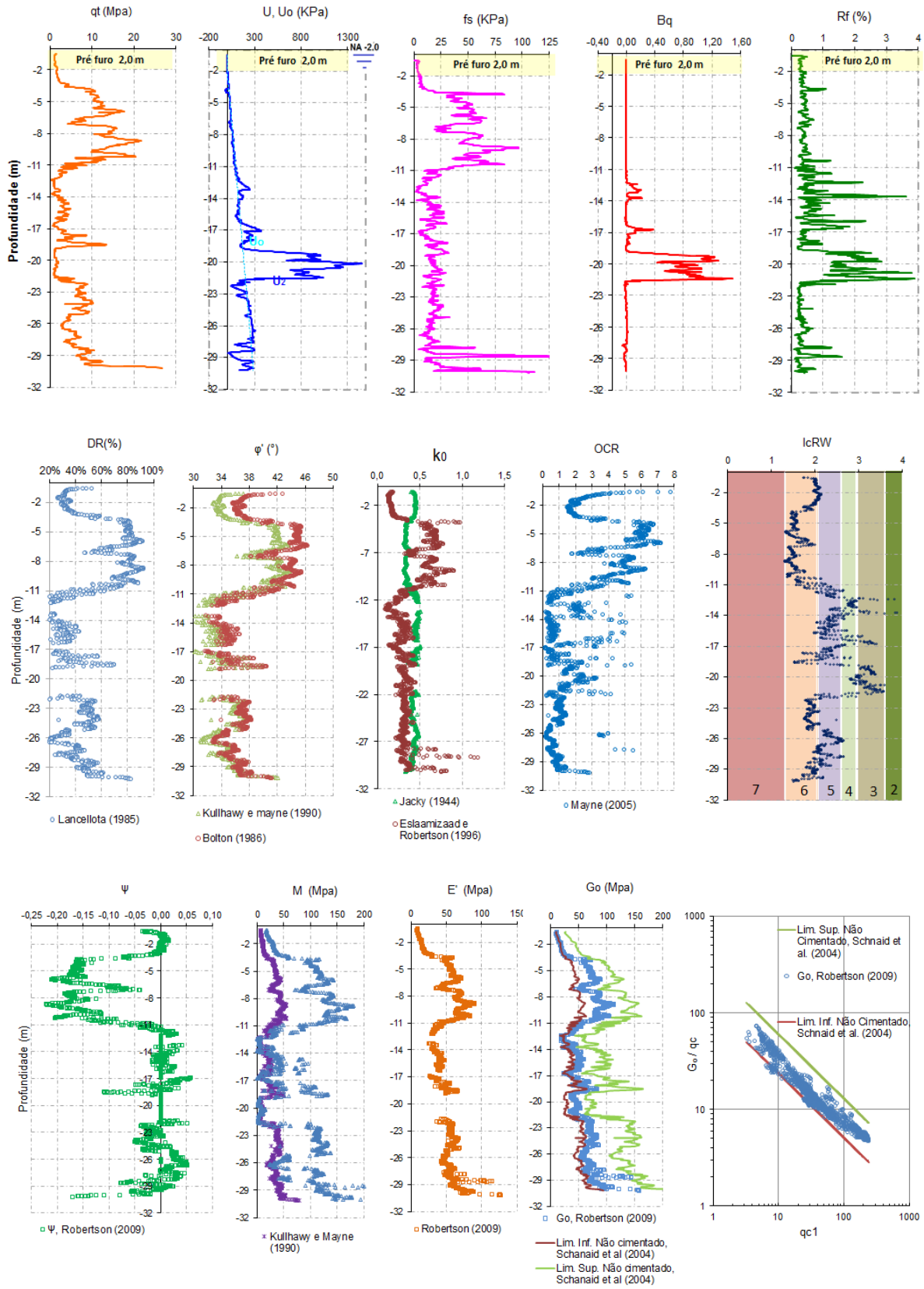


Figura 4.10: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 03

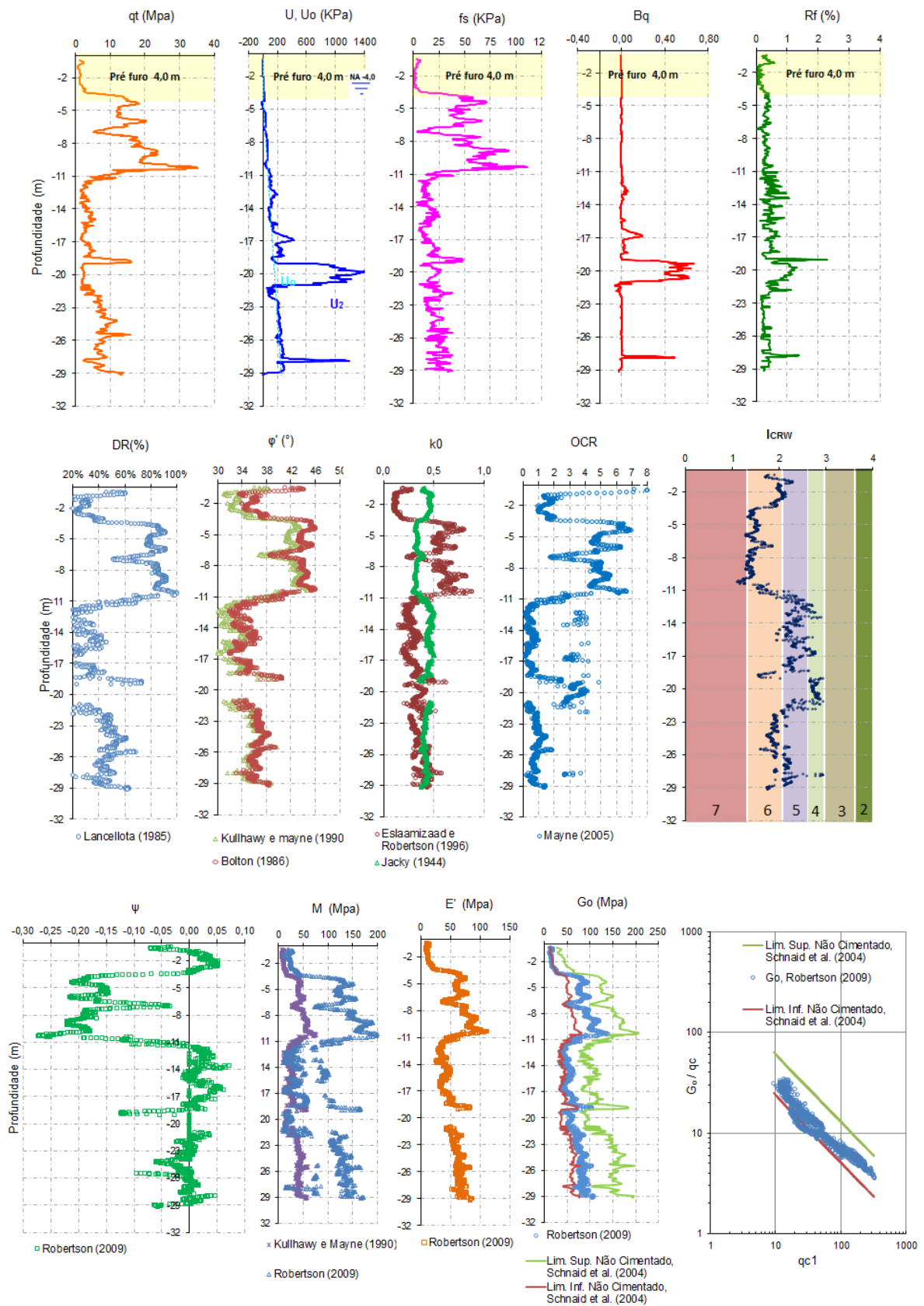


Figura 4.11: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 04

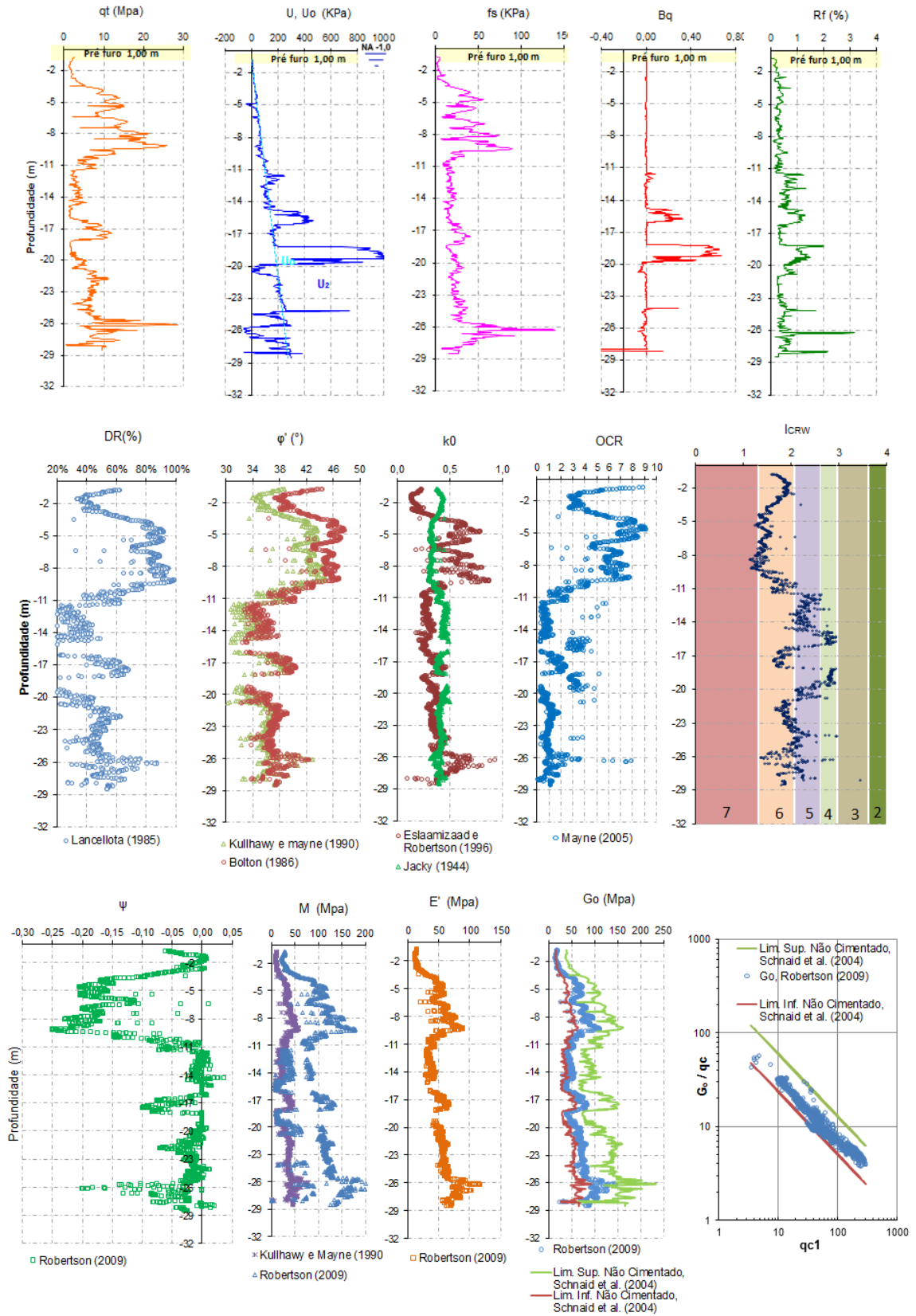


Figura 4.12: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 05

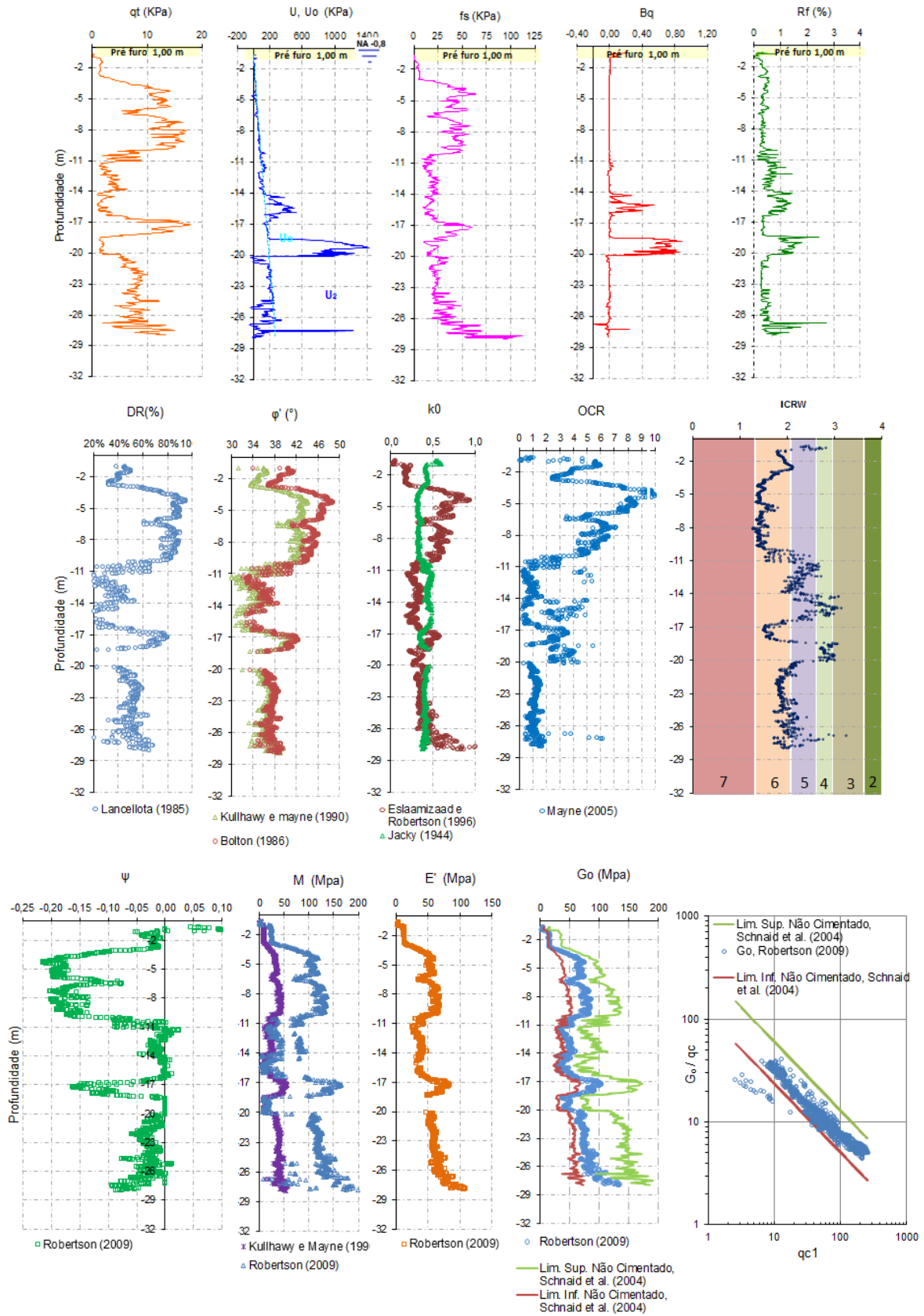


Figura 4.13: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 06

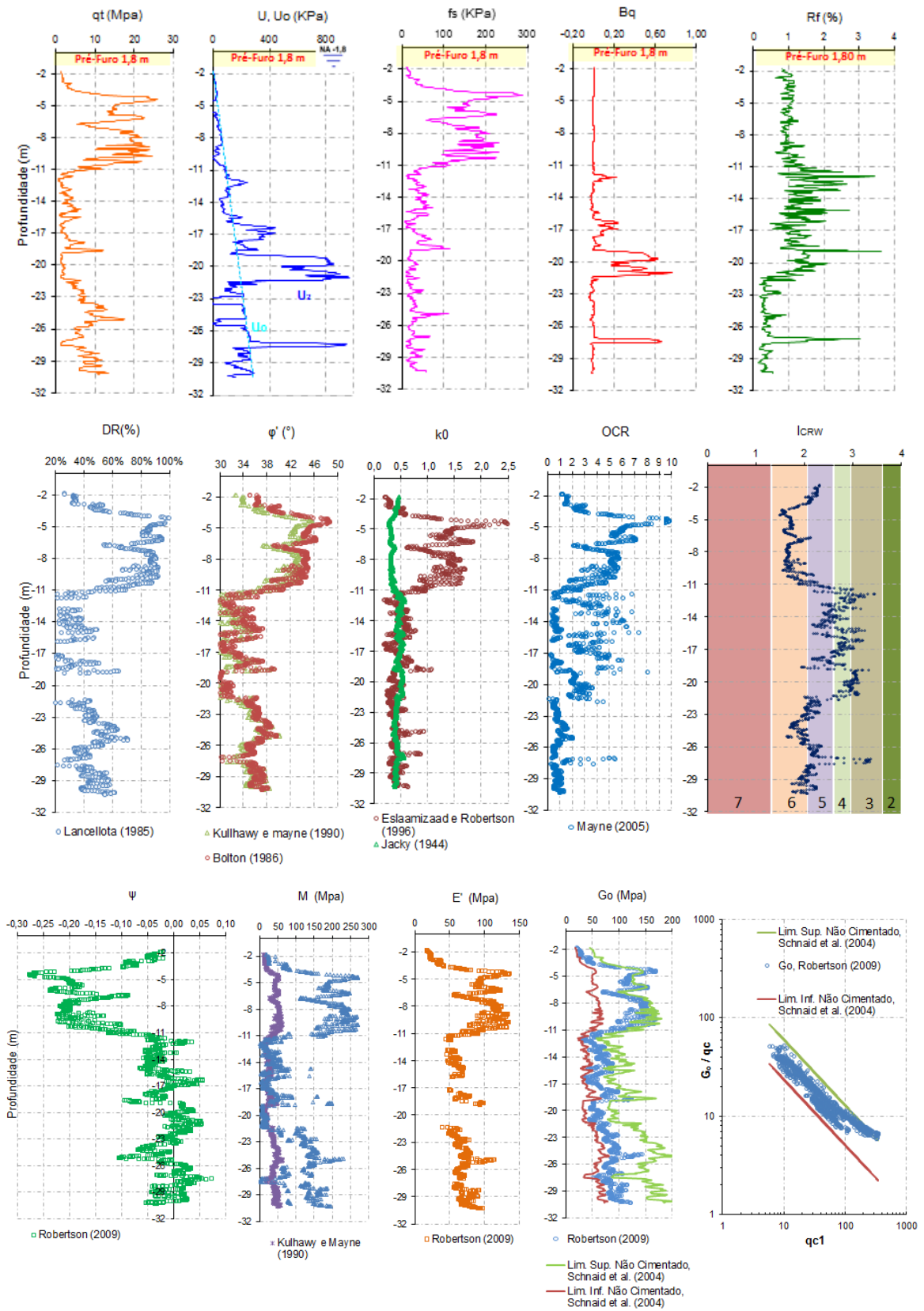


Figura 4.14: Resultados e parâmetros do ensaio CPTu 07

A seguir será analisado cada um dos parâmetros calculados superpondo-se os diversos perfis, com o objetivo de definir parâmetros representativos faixas de dispersão. A tabela 4.4 mostra um resumo da faixa de valores médios para cada parâmetro, calculado a partir dos ensaios de CPTu.

Pesos específicos dos solos

Os resultados de peso específico são consistentes entre os diversos perfis de sondagem, cujos valores enquadram-se na faixa de ocorrência típica de solos granulares (figura 4.15). No trecho inicial, de 0 a 3 m de profundidade, estimam-se pesos específicos em torno de 15 kn/m^3 . Entre 3 e 11 m de profundidade, tem-se uma camada de solo arenoso com peso específico médio de 19 kn/m^3 . Finalmente, entre 11m de profundidade e o final da sondagem, percebe-se que os pesos específicos têm um crescimento gradual com a profundidade, começando com valores de 17 kn/m^3 e terminando com média de 18 kn/m^3 . O decréscimo nos valores dos pesos específicos percebido em 11 m de profundidade estaria determinado pela quantidade significativa de finos misturados à areia.

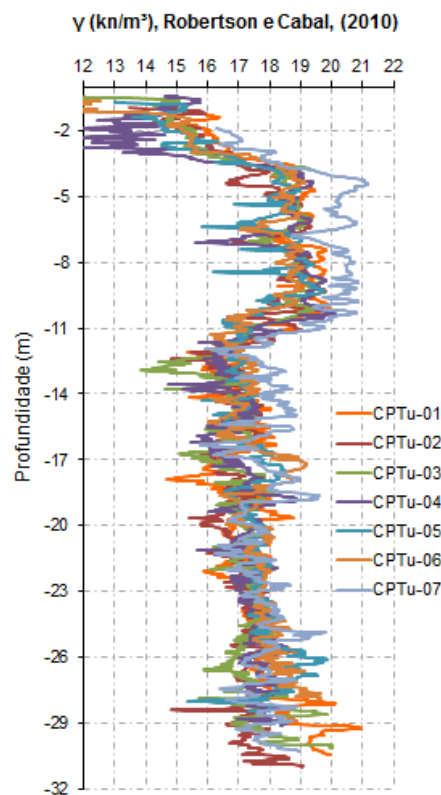


Figura 4.15: Estimativa dos pesos específicos para ensaios de CPTu

Classificação do solo

Os resultados das sete sondagens executadas no campo experimental foram enquadrados no ábaco de Robertson (1990), visando à classificação do solo encontrado no local de estudo (figura 4.16). A dispersão dos dados demonstra a variabilidade do extrato ao longo do perfil estudado. Porém, pode-se perceber que a maior parte dos pontos concentra-se no limite entre as zonas 4, 5, 6 com algumas incidências na zona 7 e zona 3. Em geral, os solos encontrados apresentam comportamentos de solos não coesivos tais como: zona 6; areia limpa a areia siltosa, zona 5; siltes arenosos a areias siltosas, zona 4; argilas siltosas a siltes argilosos, normalmente adensados, sem cementação nem envelhecimento. Segundo os diferentes estudos geológicos pesquisados (Rocha, 1989; Freitas, 1951; Bigarella, 1965; Suguio et al., 1985; Horn Filho, 1997, 2003; Zular 2011; ChoduR, 1997; Bigarella et al., 1961, Caruso 1987), essa classificação é compatível com os materiais predominantes na área.

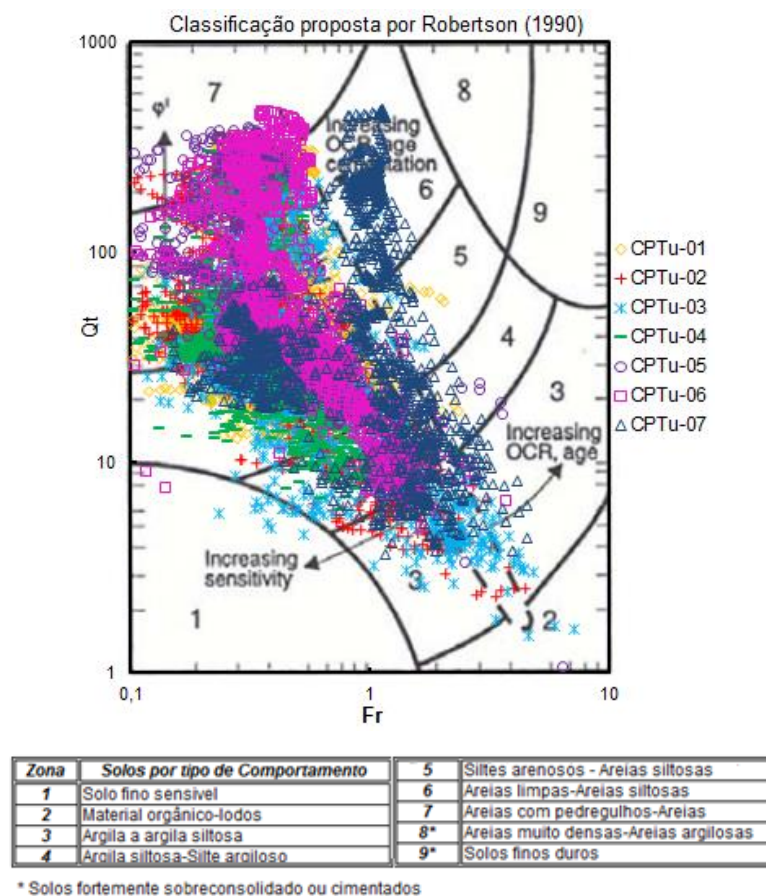


Figura 4.16: Classificação do solo para os sete ensaios de CPTu

Para um melhor entendimento em relação à classificação e os parâmetros dos solos da área, foram superpostos os resultados das sete sondagens de CPTu. Traçou-se uma linha média para facilitar a compressão do comportamento geral dos solos do local, observando-se maior dispersão da resistência de ponta e atrito entre 3 e 11 m de profundidade, o qual corresponde a um solo arenoso limpo. Em geral, as sete sondagens apresentam boa correspondência, a distinção entre os perfis limita-se à variabilidade da resistência da camada de areia do primeiro horizonte e à posição da camada de argila. Neste sentido foi possível delimitar tentativamente os cinco horizontes mostrados na figura 4.17. Estes horizontes são o resultado da aproximação quanto ao comportamento dos solos analisados.

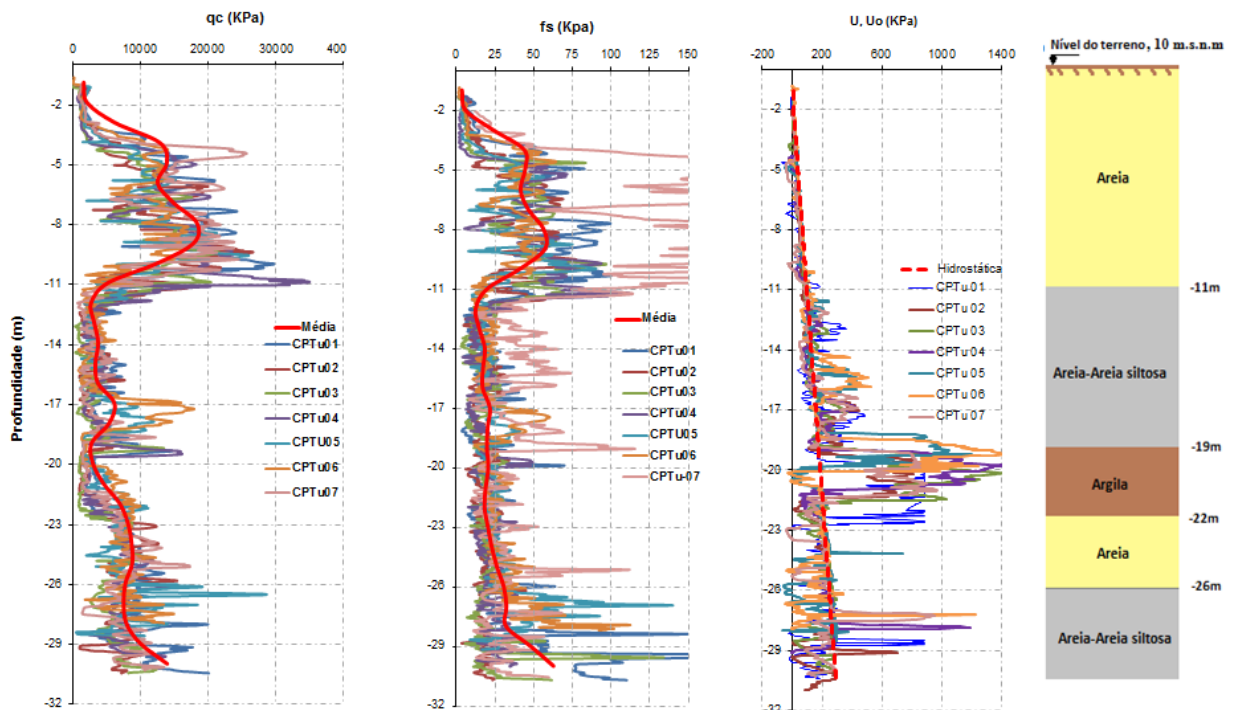


Figura 4.17: Horizontes médios a partir dos resultados das sondagens de CPTu.

Foram delimitados cinco horizontes assim descritos: o primeiro horizonte; entre 0 e 11m de profundidade, com uma camada de solo arenoso fofo entre 0 e 3m e entre 3 e 11 m de profundidade, uma camada de solo arenoso denso, que apresenta resistências de ponta entre 10 e 20 MPa, o segundo horizonte; entre 11 e 19 m de profundidade, verifica-se uma queda nos valores tanto da resistência de ponta como do atrito lateral, com condição de drenagem parcial. Neste trecho, tem-se valores de resistência de ponta de 3 MPa em média, identificando-se solo areno-siltoso, o terceiro horizonte; com uma camada de argila variando entre 2 e 3m de espessura, caracterizada por altos valores de poropressão, o quarto horizonte;

localizado entre 22 e 26 m de profundidade, com uma camada de solo arenoso de resistência média e, finalmente o quinto horizonte, a profundidades superiores a 26 m, o trecho apresenta um pequeno ganho nos valores de resistência de ponta e de atrito lateral. Porém, algumas lentes mostram poro pressões altas, o que leva a considerar este trecho como um solo areno-siltoso com pequenas lentes de solos coesivos.

Traçou-se também um perfil longitudinal com o resultado de cinco sondagens executadas no campo experimental (figura 4.18). O perfil ajuda a definir e entender melhor como são as variações dos horizontes que conformam o local de implantação do campo experimental.

O primeiro horizonte; trecho de 0 a 11 m de profundidade apresenta um estrato de espessura constante. Observam-se no segundo horizonte uma camada areno-siltosa com pequenas intrusões de solo coesivo. Observa-se também uniformidade nas camadas de areia e areia-siltosa localizadas entre 22 m e o final das sondagens.

Uma camada de material silto-argiloso a argilo-siltoso é observada entre 18 e 21 m de profundidade aproximadamente. Esta camada coesiva torna-se uma bolsa de argila quando analisada a sondagem CPTu-03, mas quando interpretada sondagem 1, esta camada é identificada como material areio-siltoso a silto-arenoso.

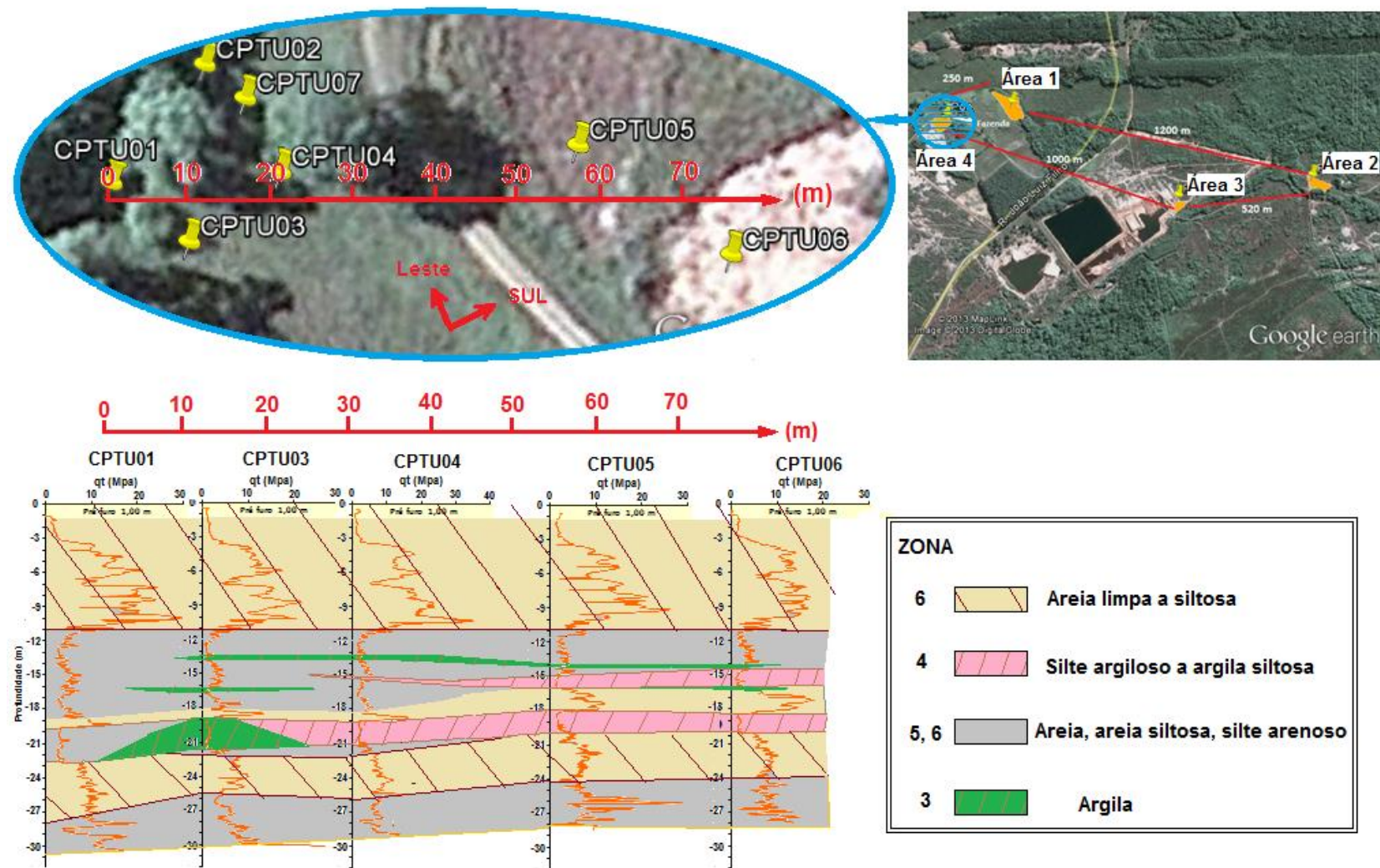


Figura 4.18: Perfil longitudinal do campo experimental

Baseado nestes horizontes são propostas análises da classificação do solo para o local de estudo (figura 4.19). De 0 a 3m de profundidade o solo localiza-se na zona 6, composto por areias a areias siltosas, normalmente adensadas. De 3 a 11 m de profundidade, o solo se enquadra na zona 6 e 7, caracterizadas por areias com pedregulhos, areias limpas e areias siltosas (figura 4.19). Atenção foi dada à sondagem sete que, em geral, apresenta medidas superiores da resistência por atrito nos primeiros 11 m de profundidade, onde os dados ficaram na zona seis com características de solos cimentados, diferindo das outras seis sondagens. Portanto, esta sondagem não será levada em conta nos análises seguintes.

Entre 11 e 19 m de profundidade, tem-se uma maior dispersão dos dados, sendo os solos enquadrados nas zonas 4, 5 e 6, caracterizadas por areias limpas, areias siltosas, siltes arenosos, siltes argilosos e argilas siltosas (figura 4.19). Ressalta-se que a presença de solos da zona 4; argilo-siltosos e silte-argilosos, são devido a pequenas intercalações encontradas nesta camada (figura 4.18).

O material coesivo foi encontrado no segmento entre 19 e 22 m de profundidade. Devido à variabilidade de solos localizados neste trecho, os resultados são enquadrados nas zonas 3, 4, 5, com algumas incidências na zona 6 (figura 4.19). As sondagens 2, 3 e 7 são as únicas que apresentaram um comportamento característico da zona 3; solos argilo-siltosos e argilas. As sondagens 1, 4, 5 e 6 tem a maior parte de seus dados enquadrados nas zonas 4 e 5, representado por solos silte-argiloso, argilo-siltoso, silte arenosos e areno-siltosos normalmente adensados. Percebe-se também que na sondagem 3 foram encontradas argilas com ligeiro grau de sob adensamento.

Os resultados no trecho entre 22 e 32 m de profundidade foram enquadrados numa mesma figura, tratando-se de solos basicamente arenosos. Os dados são localizados majoritariamente nas zonas 5 e 6 do ábaco, com pequenas incidências nas outras zonas. Neste trecho do perfil é encontrado material não coesivo principalmente, solo silte-arenosos, areias siltosas e areias limpas. Verifica-se que a dispersão observada nas medidas de resistência por atrito (figura 4.17) são devidas a pequenas lentes de solos caracterizados na zona 4; solos argilo-siltosos a silto-argilosos.

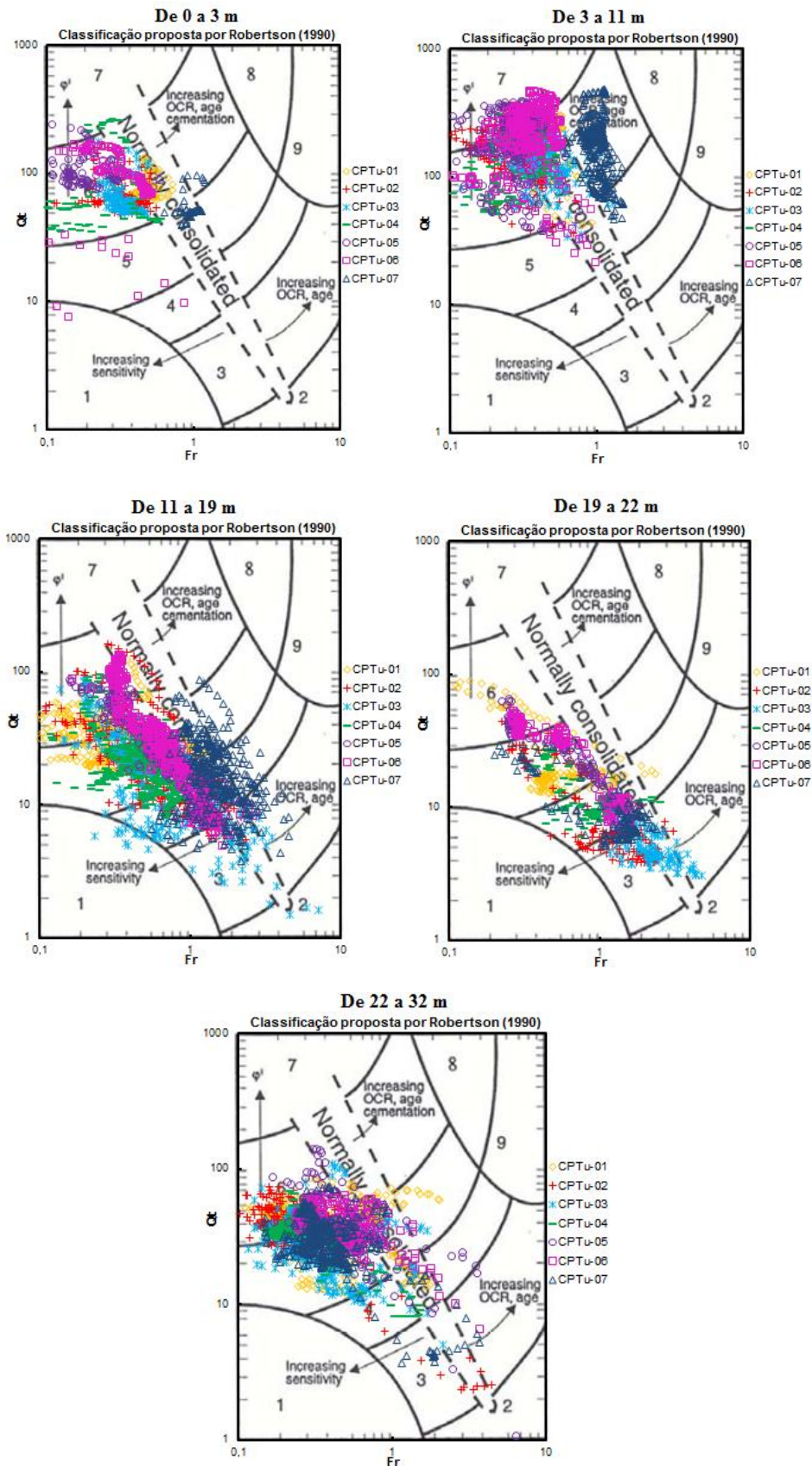


Figura 4. 19: Classificação do solo por horizontes

De uma maneira geral, os solos entre 11 e 32 m de profundidade, segundo a classificação de Robertson (1990), são normalmente adensados, apresentado alguns dados das sondagens 1, 3 e 7 com discrepâncias que se situam na faixa de solo sob-adensados ou em adensamento.

Parâmetros iniciais, q_c , f_s , U , B_q , R_f

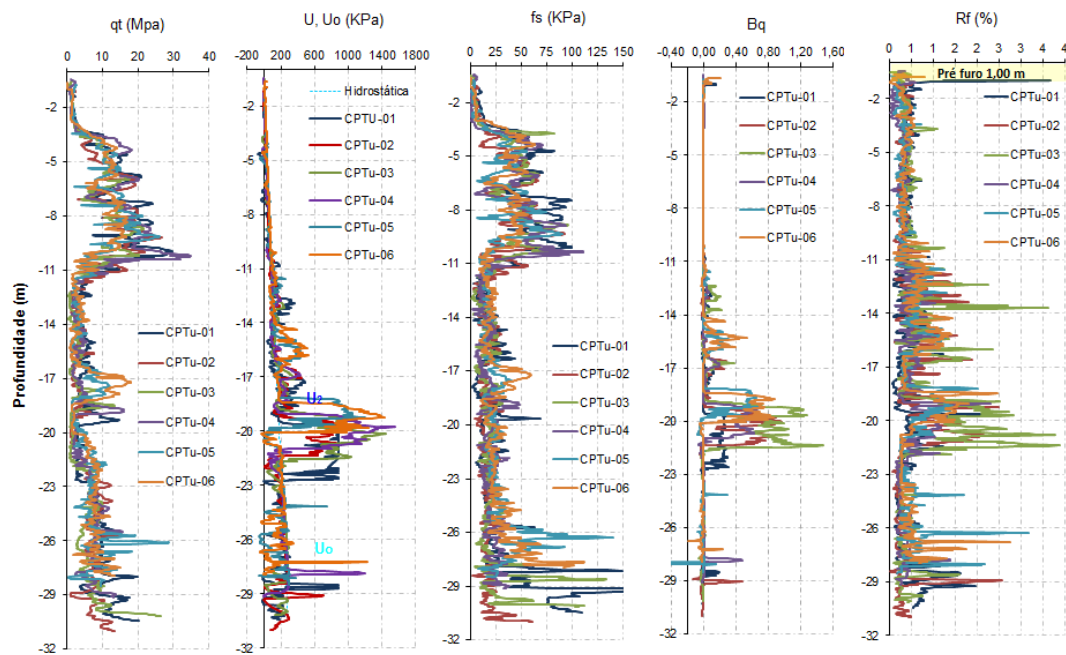


Figura 4. 20: Superposição dos dados dos ensaios de CPTu

Os ensaios envolveram a execução de pré-furos, para ultrapassar a camada superficial de solo até se atingir o solo saturado. No primeiro horizonte, trecho de 0 a 3m de profundidade, as medidas fornecidas pelo equipamento mostram valores de resistência de porta e atrito muito baixos, característica de solo arenoso fofo.

Em geral, para todas as sondagens executadas (figura 4.20), a partir de 3,0 m e até os 11m de profundidade, a resistência de ponta do cone situa-se na faixa de 10 a 20 MPa, tendo uma redução considerável a partir dessa profundidade. Entre os 11 e 22 m de profundidade a resistência de ponta se mantem em torno de 4 MPa. A partir dos 22 m e até o final das sondagens, a resistência tem um ganho significativo gradual, atingindo valores de até 10 MPa em 30 m de profundidade.

O atrito lateral f_s , após de atingir um valor médio de 50 kPa entre 3 e 11 m de profundidade, desce até um valor médio de 20 kPa, logo tem crescimento gradual, atingindo 25 kPa em 25 m. No trecho final, observa-se dispersão, mas com tendência ao crescimento da resistência.

A razão de atrito (F_R) situa-se tipicamente na faixa de 0,3 a 0,6 %, apresentando dispersões nos trechos entre 11 e 22m e 26 e 30 m de profundidade. Nesses trechos, a razão de atrito resulta em valores picos máximos de 3%. Esta dispersão observada tanto na medida do atrito lateral, como da razão de atrito, pode ser atribuída à heterogeneidade do solo, como evidenciado na sua classificação (figura 4.19).

A exceção do trecho entre 18 e 21 m de profundidade, as condições de drenagem do depósito estudado são características de solos não coesivos, apresentando rápida dissipação da poropressão. Observasse em quase todos os ensaios, especialmente após a camada de solo coesivo, em alguns trechos de pequena espessura, a poropressão tendeu a apresentar valores negativos significativos, com sucções que atingiram até 300 kPa (figura 4.20).

Densidade Relativa (DR)

O resultado deste parâmetro apresenta uma boa correlação entre as seis sondagens. Em geral, valores de densidade relativa foram em torno de 40% nos primeiros 3 m de sondagens, caracterizados pela existência de solos arenosos fofos (figura 4.21).

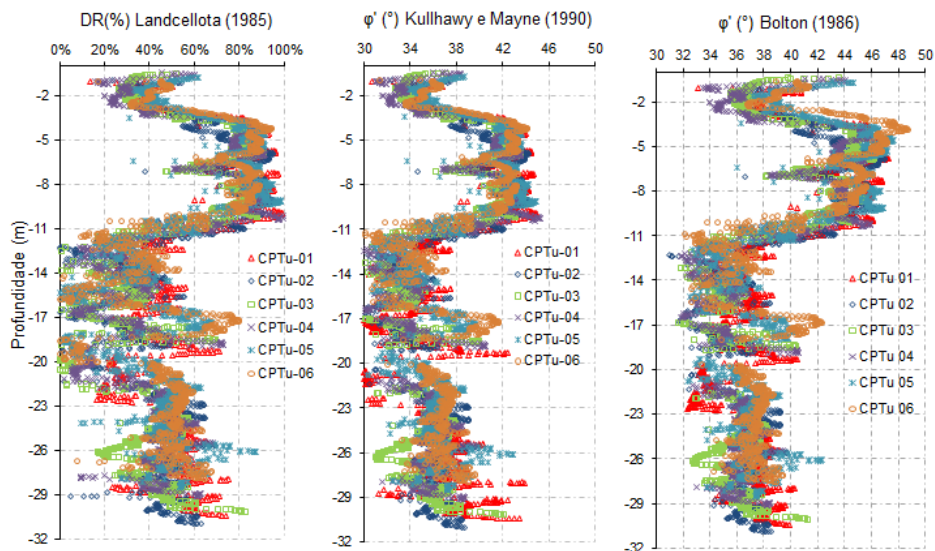


Figura 4. 21: Resultados da densidade relativa e ângulo de atrito dos ensaios de CPTu

No trecho entre 3 e 11 m de profundidade a densidade relativa teve um ganho muito significativo, com valores na faixa de 80 a 90%, característico de solos arenosos densos. Uma queda nos valores da densidade é observada a partir dos 11 m de profundidade. A densidade relativa tem uma tendência crescente com a profundidade, com valores de 30% em média para

11m de profundidade, alcançando 50% em media em 30 m de profundidade (figura 4.21). observa-se alguma dispersão, característica de perfis areno-siltosos.

Ângulo de atrito (ϕ)

Duas abordagens foram utilizadas nas estimativas do ângulo de atrito. Ambas as propostas resultaram em valores muito próximos, apresentado diferenças máximas de 4° na camada de solo arenoso do primeiro trecho, representativos de estratos de alta densidade (figura 4.21). Em geral, no trecho entre 3 e 11m de profundidade, são estimados ângulos de atrito na faixa de 42 a 44°. Devido à heterogeneidade dos solos entre 11 e 19 m de profundidade, são estimados ângulos de atrito na faixa de 30 a 38°. Após a camada de solo coesivo, entre 22 e 30 m de profundidade, o ângulo de atrito estimado encontra-se na faixa de 34 a 38°. Pequenas lentes de solos com porcentagem significativa de finos atravessam as camadas granulares, podendo-se atribuir esta incidência aos valores baixos estimados para este parâmetro.

Coefficiente de empuxo passivo (K_0)

O coeficiente de empuxo no repouso é definido como a relação entre a tensão horizontal efetiva (σ'_h) e a tensão vertical efetiva (σ'_v) num ponto. Duas abordagens foram usadas para estimativa inicial deste coeficiente (figura 4.22). A estimativa de Jaky (1944) foi calculada a partir do ângulo de atrito fornecido pela correlação de Kullhawy e Mayne (1990), sendo a estimativa mais conservadora. De maneira geral, as estimativas de Eslaamizaad e Robertson (1996) mostram-se mais dispersas, sugerindo que k_0 , a partir dos 11 m de profundidade, tem crescimento com o aumento das tensões efetivas verticais. Entretanto, os dados de Jaky (1944) sugerem valores de k_0 relativamente constantes numa faixa ente 0.3 e 0.5. A maior diferença entre as duas abordagens esta no primeiro horizonte, observando-se que para estimativas de Jaky (1944), no trecho entre 3 e 11 m de profundidade. Neste trecho K_0 varia entre 0.3 e 0.4, enquanto que para Eslaamizaad e Robertson (1996), são estimados valores entre 0.5 e 0.8. A estimativa de Eslaamizaad e Robertson (1996) sugere tensões horizontais um pouco superiores às geradas na deposição natural do solo, podendo ser atribuídas, por exemplo, à erosão de uma camada de solo superficial, ressecamento, elevação do nível freático, etc. Se esta hipótese for comprovada, consequentemente existira sobre adensamento ligeiro no trecho de 3 a 11 m de profundidade.

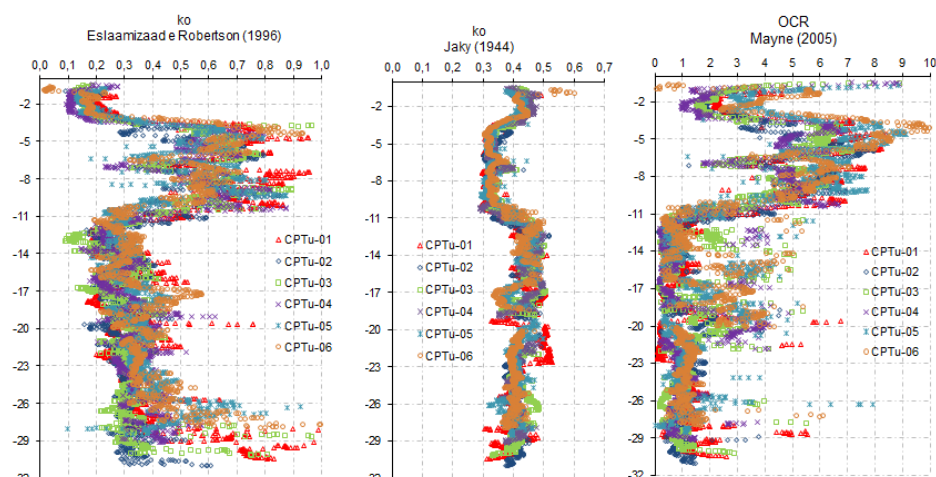


Figura 4. 22: Resultados do coeficiente de empuxo passivo e da razão de pré-adensamento dos ensaios de CPTu

Razão de pré-adensamento (OCR)

A razão de pré-adensamento (OCR) é definida como a relação entre a tensão efetiva de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a tensão efetiva vertical de campo (σ'_{vo}). Solos considerados como normalmente adensados nunca foram submetido a tensões efetivas verticais maiores à atual, enquanto que solos pré-adensados já foram submetidos. Observa-se alta variabilidade na estimativa dos valores de OCR (figura 4.22).

Para o calculo do parâmetro de OCR foi usado o resultado do ângulo de atrito estimado pela correlação de Kullhawy e Mayne (1990). O gráfico de OCR contra profundidade indica que após 11 m de profundidade, excetuando a camada de solo coesivo, os solos apresentam valores de OCR em torno da unidade, indicando solos normalmente adensados como visto na figura 4.19. Observa-se também que o primeiro horizonte, no trecho entre 3 e 11 m de profundidade, estimam-se valores superiores a um, sugerindo que a camada arenosa foi submetida a uma tensão efetiva de pré-adensamento superior a tensão efetiva vertical atual de campo (figura 4.22). Altos valores de OCR são inconsistentes com a interpretação da classificação do solo, ao resultado do coeficiente de empuxo passivo, e aos valores de densidade relativa menor de 90%.

Parâmetro de estado (ψ)

O parâmetro de estado é definido como a diferença entre o atual índice de vazios e o índice de vazios no estado crítico, quando submetidos ao mesmo nível de tensões. Jefferies e Been

(2006) propuseram que solos com valores de parâmetros de estado inferiores de -0.05 apresentariam comportamento dilativo. Solos com valores positivos maiores do que 0.1 tendem a ser contrativos e podem ser susceptíveis à liquefação (Campanella e Howie, 2005). A camada de areia do primeiro horizonte e do segundo horizonte, localizadas no trecho entre 3 e 11 m e de 17 a 19 m respectivamente, apresentam valores negativos inferiores a -0.05, estando sujeitos a comportamentos dilativos, compatível com as altas densidades relativas estimadas. Enquanto que para o resto do perfil, os dados são situados em torno de zero, o qual é característico de solos estáveis (figura 4.23).

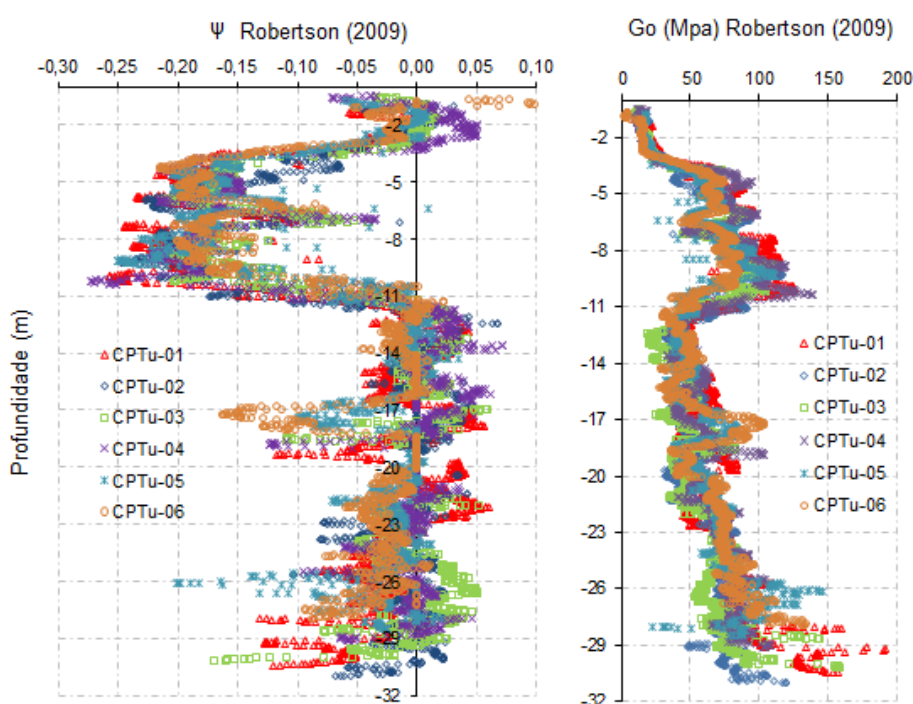


Figura 4. 23: Resultados do parâmetro de estado (ψ) e modulo de cisalhamento máximo (G_0) dos ensaios de CPTu

Modulo de cisalhamento máximo (G_0)

Uma estimativa inicial dos valores do modulo de cisalhamento a pequenas deformações é calculada a partir da correlação proposta por Robertson (2009). Os dados são enquadrados nos limites proposto Schnaid et al. (2004), que diferenciam o comportamento de areias limpas cimentadas e não cimentadas, com envelhecimento ou recém-depositadas (figuras 4.8 a 4.14).

Em geral, todas as estimativas tem comportamento crescente com a profundidade, observando que no primeiro horizonte, trecho de 3 a 11 m de profundidade, se tem valores altos que oscilam entre 60 e 100 MPa. Esta faixa de valores é em geral similar à faixa de valores de

resistência encontrada no final da sondagem, no horizonte cinco, entre 26 e 32 m de profundidade, com valores entre 70 e 100 MPa (figura 4.23).

Percebe-se que uma grande porcentagem dos dados estimados do módulo cisalhante se encaixam perfeitamente nos limites estabelecidos, sugerindo e apoiando as análises de outros parâmetros, que consideram os solos da área estudada como recém-depositados, sem envelhecimento nem cimentação.

Observa-se que dados do trecho entre 11 e 19 m de profundidade, ficam abaixo do limite inferior de solos arenosos não cimentados. No caso do trecho mais superficial, provavelmente deva-se por serem deposições mais recentes. No terceiro horizonte, acredita-se que este resultado é causado pela quantidade de finos que torna o solo menos rígido.

Modulo de elasticidade inicial (E')

O módulo de elasticidade do solo depende da pressão de confinamento e do nível de tensão aplicado. Sendo o comportamento dos solos predominante não linear elástico, a estimativa de recalques é revestida de considerável complexidade. O módulo de elasticidade geralmente é usado para a determinação dos recalques. Uma correlação proposta por Robertson (2009) foi usada para estimativa inicial deste módulo.

O resultado do módulo de elasticidade apresenta uma tendência bem definida para as seis sondagens (Figura 4.24). Observam-se altos valores na camada de areia do trecho entre 3 e 11 m de profundidade; entre 50 e 80 MPa, característico de um solo arenoso compacto, seguido de um decréscimo atingindo um valor médio de 40 Mpa, com crescimento gradual até o final da sondagem, atingindo uma média de 70 MPa.

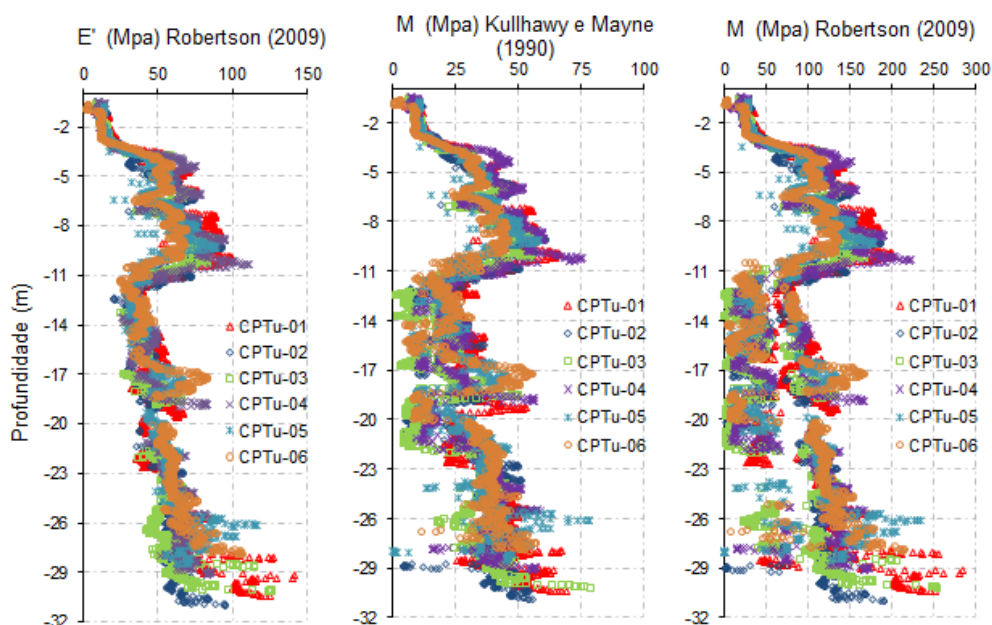


Figura 4. 24: Resultados do modulo de elasticidade inicial e modulo de deformabilidade confinada dos ensaios de CPTu.

Modulo de deformabilidade confinada (M)

O modulo de deformabilidade confinada é equivalente ao modulo edométrico calculado em ensaios de laboratório, utilizado para calcular as deformações verticais para um dado nível de carregamentos. Através desse ensaio é obtido o coeficiente de adensamento, usado no dimensionamento de fundações. Para estimativa de Robertson foi usada a densidade relativa calculada com a formulação de Lancellota (1985). O gráfico apresenta considerável dispersão, com valores máximos no trecho de 3 a 11 m de profundidade, alcançando uma faixa de valores entre 30 e 50 MPa segundo estimativa de Kullhawy e Mayne (1990) e de 110 a 160 MPa para estimativas de Robertson (2009) (figura 4.24).

Devido à presença de finos entre 11 e 22 m de profundidade, os valores do modulo tem uma variação ampla para estimativas de Robertson. Observa-se também, uma diferença nas estimativas entre as duas abordagens, sendo mais conservadora a correlação de Kullhawy e Mayne.

Na figura 4.25 foi analisada de maneira conjunta a estimativa dos valores do modulo de deformabilidade confinada. Comparou-se o resultado da estimativa do ensaio dilatométrico (área I) com as estimativas de Robertson (2009) e Kullhawy e Mayne (1990) para o ensaio CPT0-01. Dada a proximidade entre a área um e o campo experimental (área IV), espera-se

encontrar uma similitude na tendência dos resultados. Além disso, foi calculado um valor escalar do parâmetro q_c do piezocone, encontrando que a resistência do cone multiplicada por 7.5, produzia uma estimativa similar à fornecida pelo ensaio de DMT e com a estimativa de Robertson. Nota-se que as estimativas mais próximas ao resultado do DMT são a proposta por Robertson (2009) e a escalar ($7.5 \cdot q_c$), entanto que a correlação proposta por Kulhawy e Mayne (1990) resultou na estimativa mais conservadora.

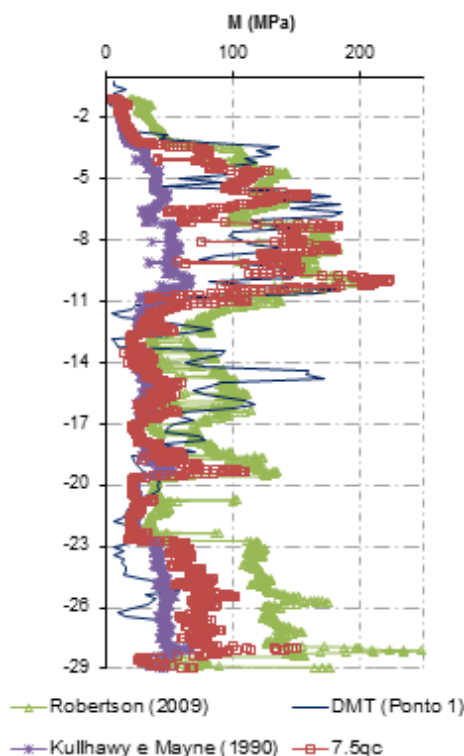


Figura 4. 25: Comparação das estimativas do módulo de deformabilidade confinada (M)

Usando como fórmula geral a correlação $M = \alpha \cdot q_c$ para estimativa do módulo de compressibilidade confinada, calculou-se valores de α para cada ensaio. Valores estimados por Robertson (2009) e Kulhawy e Mayne (1990) foram divididos pela resistência de ponta obtidos nos ensaios de CPTu. Igualmente, calculou-se valores de α para o resultado do ensaio de DMT, dividindo os valores do módulo M_{DMT} entre os valores da resistência de ponta do ensaio de CPTu, o qual foi executado próximo à sondagem de DMT. Estes valores de α são comparados com resultados da literatura. Na tabela 4.2 são mostrados os valores máximos, mínimos e médios para os ensaios de CPTu, além dos resultados obtidos no ensaio de DMT da área um.

Tabela 4. 2: Resumo do parâmetro α dos ensaios de CPTu e DMT-1

α	Kulhawy e Mayne (1990)			Robertson (2009)		
	Máximo	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo	Média
1	12,3	2,2	5,2	22,8	6,5	13,7
2	11,0	2,3	5,5	22,1	1,0	12,6
3	10,2	2,5	5,8	22,1	0,7	12,5
4	10,0	2,2	5,7	22,6	4,6	13,1
5	9,4	0,3	5,2	21,9	0,0	12,9
6	9,8	2,4	5,3	22,0	4,0	13,0
Média total	10,5	1,9	5,5	22,1	2,1	12,8
α	Máximo	Mínimo	Média			
DMT-1	19,5	0,9	8,3			

Lunne e Kleven (1981) apresentam uma compilação de resultados de α em testes em câmaras de calibração em areais normalmente adensadas e pré-adensadas, conforme a tabela 4.3.

Tabela 4. 3: Resultados de α na literatura

Refêrencia	Areia N.A.		Areias S. A.	
	Nº areias	α	Nº areias	α
Veismanis (1974)	2	3 a 11	3	5 a 30
Parkin et al., (1980)	1	3 a 11	1	5 a 30
Chapman e Donald (1981)	1	3 a 4	1	8 a 15
Baldi et al., (1982)	1	>3	1	3 a 9

Fonte: Lunne e Kleven (1981)

Valores do parâmetro $\alpha = 3$ poderiam indicar estimativas conservadoras. Comparando os resultados das estimativas desta pesquisa com os valores de referência, verifica-se a dificuldade em estabelecer valores característicos, devendo-se necessariamente trabalhar com correlações locais. Para Kulhawy e Mayne os valores médios representativos são da ordem de 5,5, enquanto Robertson fornece um valor médio de 12,8, superior à faixa recomendada. Estimativas de Robertson também foram superiores a valores médios de α do ensaio DMT. Porém nota-se na figura 4.25, que os gráficos são similares, excetuando em profundidades maiores a 23 m.

A seguir, na tabela 4.4 mostra um resumo da faixa de valores médios para cada parâmetro calculado a partir dos ensaios de CPTu, facilitando o entendimento do comportamento geral do campo experimental.

Tabela 4. 4: Resumo dos parâmetros dos ensaios de CPTu por horizontes.

Referência:	Parâmetro	Parâmetro dos sete ensaios de CPTu: Faixa de valores médios por horizontes					
		0 a 3 m	3 a 11 m	11 a 19 m	19 a 22 m	22 a 26 m	26 a 32 m
	qt (MPa)	0 - 2	10 - 20	2 - 8	2 - 10	5 - 10	5 - 15
	fs (kPa)	0 - 5	30 - 70	10 - 35	10 - 30	15 - 35	15 - 40
	Bq	0	0	0 - 0.4	0 - 1.2	0	0 - 0.6
	Rf (%)	0.3 - 0.5	0.3 - 0.8	0.3 - 1.5	0.5 - 2.5	0.2 - 0.6	0.2 - 1.5
Robertson e Cabal (2010)	γ (kn/m ³)	14 - 16	18 - 20	16 - 18	16.5 - 18	17 - 18	17 - 19
Robertson e Wride (1998)	I _{CRW} , Zona	6*, 5	6*, 7	6*, 5*, 4*, 3	4*, 5*, 6, 3	6*, 5	6*, 5
Lancellota (1985)	DR (%)	25 - 40	80 - 90	20 - 50		40 - 60	40 - 60
Kullhawy e Mayne (1990)	ϕ' (°)	33 - 35	41 - 44	30 - 36		34 - 38	34 - 39
Bolton (1986)	ϕ' (°)	37 - 39	43 - 46	33 - 38		34 - 38	35 - 39
Eslaamizaad e Robertson (1996)	K ₀	0.10 - 0.20	0.50 - 0.80	0.20 - 0.40	0.25 - 0.40	0.30 - 0.45	0.30 - 0.55
Jaky (1944)	K ₀	0.40 - 0.45	0.30 - 0.40	0.35 - 0.50	0.38 - 0.53	0.35 - 0.45	0.35 - 0.45
Mayne (2005)	OCR	1 - 8	4 - 8	0.1 - 4	0.1 - 4	0.2 - 2	0.1 - 2
Robertson (2009)	Ψ	-0.05 a 0.05	-0.22 a -0.10	-0.05 a 0.05	-0.10 a 0.05	-0.05 a 0.05	-0.10 a 0.05
Robertson (2009)	E' (MPa)	10 - 20	50 - 80	30 - 50		50 - 60	60 - 80
Kullhawy e Mayne (1990)	M (MPa)	10 - 12	30 - 50	15 - 30	12 - 15	15 - 40	30 - 50
Robertson (2009)	M (MPa)	20 - 30	110 - 160	1 - 120	1 - 50	100 - 150	110 - 160
Robertson (2009)	Go (MPa)	10 - 20	60 - 100	35 - 60	40 - 60	50 - 80	70 - 100

* Maior porcentagem de solo nessa zona

4.2.2 Interpretação do ensaio SPT – Área um

Segundo o resultado do ensaio, o perfil pode ser descrito como um depósito tipicamente arenoso com algumas intercalações menores de solos coesivos. A sondagem foi executada até 32 m de profundidade, onde se encontrou uma camada de areia grossa com pedregulhos, a qual não houve recuperação. O nível freático foi encontrado a 1.75 m da superfície do terreno.

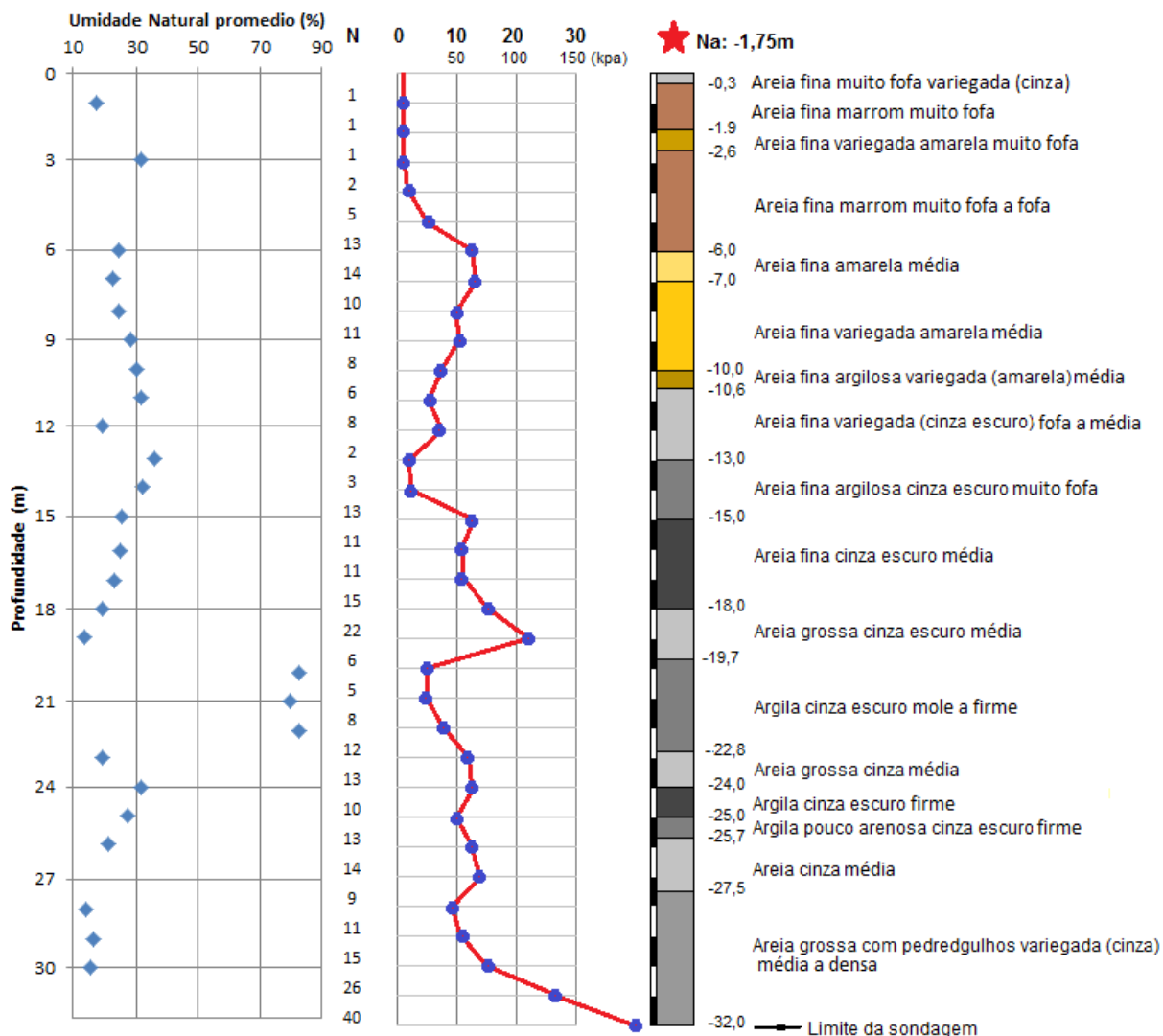


Figura 4.26: Ensaio de SPT-01

A figura 4.2 mostra fotos metro a metro das amostras do solo com sua descrição, coletadas a partir do amostrador do SPT. O número de golpes até 4 m de foi em torno da unidade, logo este valor varia em torno de 10 golpes até 28 m de profundidade. Após 22 m de profundidade, o número de golpes do SPT é da ordem de 10, alcançando o rechaço e o término do ensaio com 40 golpes a 32 m de profundidade. O número de golpes foi corrigido quanto à energia de

cravação e ao nível de tensão. Estes valores de N corrigidos foram usados para o cálculo do ângulo de atrito e da densidade relativa.

4.2.2.1 Análises dos resultados

Na figura 4.27 é mostrada a variação do ângulo de atrito e da densidade relativa com a profundidade, calculados a partir do ensaio SPT-01. A densidade relativa foi calculada com a formulação de Skempton (1986) e o ângulo de atrito através de cinco métodos de cálculo formulado por diferentes autores (De Mello, 1971; Bolton, 1986; Hatanaka e Uchida,1996; Teixeira ,(1996).

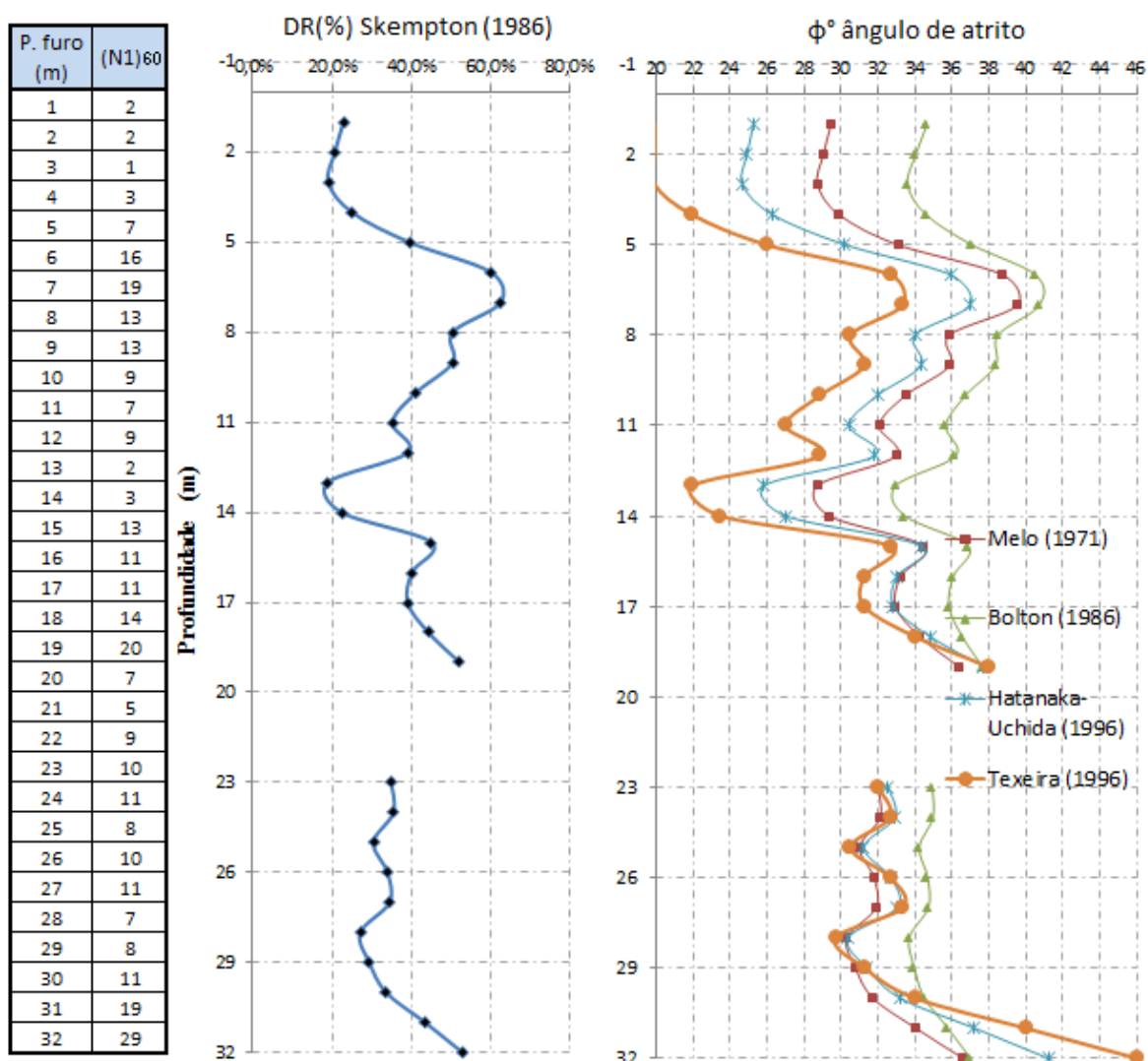


Figura 4.27: Ensaio de SPT-01, Densidade relativa e ângulo de atrito.

A densidade relativa apresenta três zonas representativas do perfil, de 0 a 4 m de profundidade; com densidades relativas de 20%, característico de solos fofos descritos no perfil. Entre 4 e 8 m de profundidade; com densidades relativas entre 50 e 60 %, evidenciando as areias médias descritas na sondagem e correspondente ao aumento no número de golpes. Finalmente, entre 8 e 32 m de profundidade; com densidades relativas médias de 40 %. No último trecho mencionado, evidencia-se a existência de uma areia muito fofa localizada entre 13 e 15 m de profundidade, com valores e resistência relativa de 20 %.

Nos resultados do ângulo de atrito, calculados a partir do ensaio de SPT, nota-se que em 6 m de profundidade existem valores máximos do ângulo de atrito, compreendido entre 36° e 41°. Esta faixa de valores superiores deve-se à existência de uma camada de areia média com densidade relativa superior a 60% (figura 4.27). Após de 6 m de sondagem, os valores do ângulo de atrito apresentam um comportamento decrescente, com ângulos de atrito compreendidos entre 31 e 35° constantes até 29 m de profundidade. Nos últimos 3 m de sondagem, os valores do ângulo de atrito experimentam uma tendência crescente.

Os valores do ângulo de atrito calculados através do ensaio de SPT apresentam valores mais conservadores do que os calculados por meio dos ensaios de CPTu e DMT. Entre os cinco métodos avaliados, o método de Bolton é o que apresenta valores superiores, sendo o mais parecido com os resultados obtidos nas outras sondagens.

4.2.3 Interpretação do ensaio de sDMT - área um

Foi executado um ensaio sísmico dilatométrico na área I. Os resultados do ensaio são mostrados na figura 4.28. O gráfico de I_D x Profundidade mostra a classificação dos solos atravessados, diferenciados pelos limites estabelecidos por Marchetti (1980). Parâmetros como o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), grau de sobre consolidação (OCR), ângulo de atrito (φ'), módulo de deformabilidade confinado (M_{DMT}), módulo de elasticidade inicial (E'), são calculados a partir dos resultados do ensaio.

Os resultados do perfil evidenciam que o Índice de Material (I_D) coincide com a classificação dada nos ensaios de CPTu e SPT, identificando solos arenoso a areno-siltoso com duas intercalações principais de material coesivo, com 3 e 1 m de espessura respectivamente.

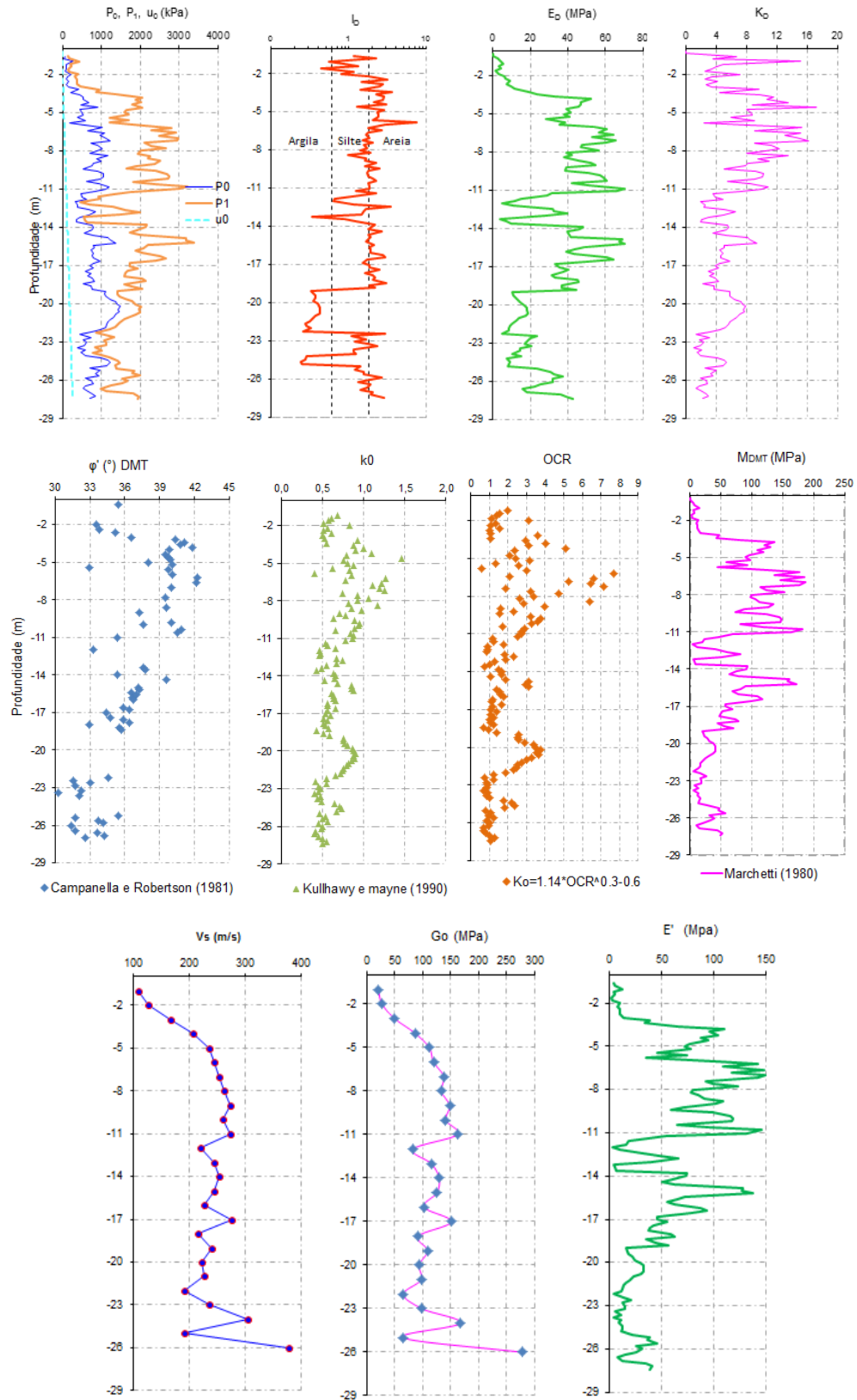


Figura 4.28: Ensaios de DMT-01 (área um)

4.2.3.1 Análises dos resultados

O índice de tensão horizontal K_D cresce até cerca de 5 m de profundidade, passando então a apresentar redução gradual até o final da sondagem. O módulo dilatométrico E_D mostra-se constante entre 3 e 19 m de profundidade, excetuando um decréscimo localizado entre 11 e 14 m de profundidade, que coincide com duas lentes de solo silto argiloso, onde reduz para valores próximos a zero. No trecho entre 19 e 24 m de profundidade, E_D tem valores que oscilam em torno de 15 MPa, para logo experimentar um acréscimo até o final da sondagem. Em geral, o perfil é mais rígido nas camadas superficiais, tendo comportamento similar ao perfil estudado na área do campo experimental (área IV).

Os valores de ângulo de atrito revelam claramente um alto nível de compactidade nos primeiros 11 m da sondagem, com valores que oscilam entre 39° e 42° . A partir desta profundidade o perfil mostra um decréscimo gradual, com valores máximos de 33° em 23 m de profundidade. Entre 23 e 27 m de profundidade, o perfil mostra um ganho ligeiro nos valores deste parâmetro.

Valores do coeficiente de empuxo no repouso notam-se mais dispersos nos primeiros 11 m de sondagem, com valores numa faixa entre 0.7 e 1.2. No restante do perfil, os valores de K_0 se mantem em torno de 0.5, excetuando a camada de argila que têm dados cerca de um. Ressaltasse que este gráfico do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) é muito parecido com as estimativas fornecidas por Slaamizaad e Robertson (1996), que apresentam uma faixa ligeiramente inferior entre 0.5 e 0.8.

Valores de OCR são relacionados a K_0 . Em geral, o OCR apresenta valores que identificam o perfil com algum grau de adensamento, sendo mais marcante na camada arenosa dos primeiros 11 m de profundidade e na camada de argila.

Na área I, ensaios de $CPTu$ foram executados muito próximos à sondagem de DMT. Correlacionou-se resistência de cisalhamento máximo (G_0) calculada no ensaio de DMT com a resistência de ponta do ensaio de piezocone. A ideia foi usar a metodologia de Schnaid et al. (2004) para identificar possíveis efeitos de cimentação, sob adensamento ou envelhecimento. O resultado é mostrado na figura 4.29.

Observa-se que quase todos os dados se enquadram entre os limites estabelecidos para solos sem cimentação. Um dos pontos que ficaram fora do limite coincide com um valor pico de

resistência de ponta (q_t) localizado a 11 m de profundidade. Outros três pontos são localizados na camada de argila entre 19 e 22 m de profundidade. Em geral, pode-se concluir que o solo é normalmente adensado a ligeiramente pré-adensado, sem cimentação. Esta condição deve ser verificada especialmente na camada de areia entre 3 e 11 m de profundidade.

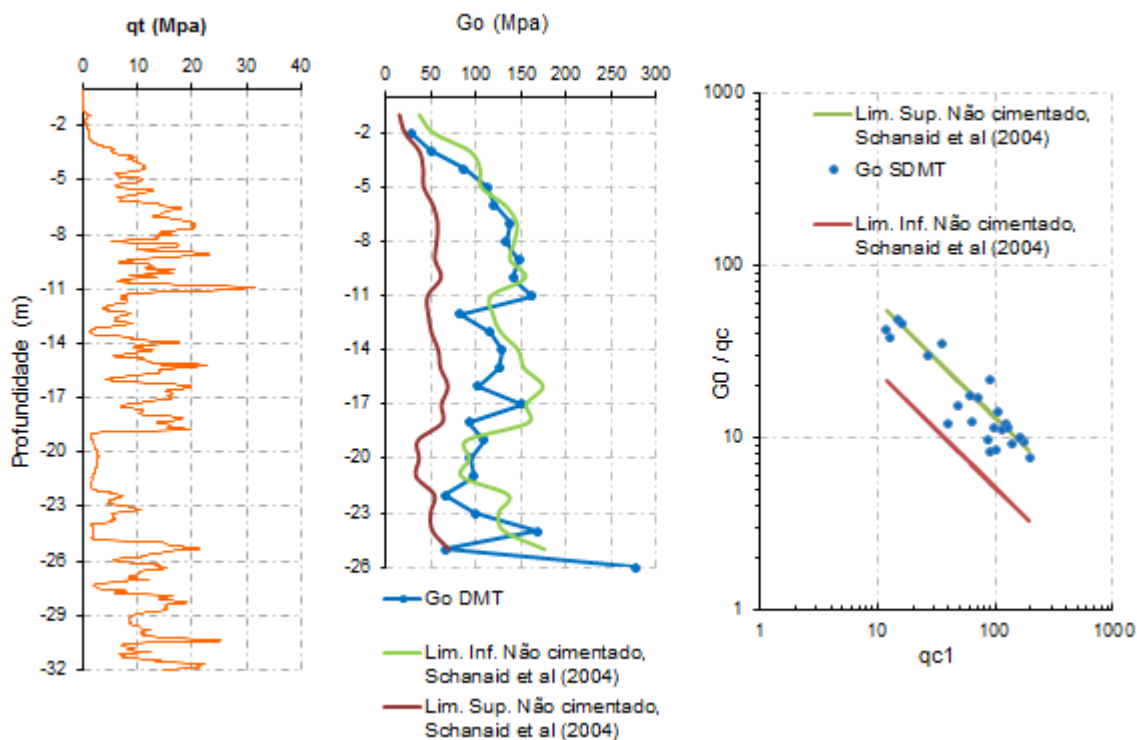


Figura 4.29: Ensaios de DMT-01 (área I)

4.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Inicialmente, nesta pesquisa foram executados alguns ensaios de laboratório, para correlacionar seus resultados com os ensaios de campo e a geologia do local. Os ensaios de laboratório foram executados a partir de amostras deformadas tiradas do tubo do amostrador do SPT, sendo coletadas, etiquetadas e enviadas ao laboratório para caracterização.

4.3.1 Umidade natural

De cada profundidade foram tiradas três amostras, que foram usadas para calcular o valor médio da umidade natural. A variação da umidade natural com a profundidade é mostrada na figura 4.26 junto ao resultado do ensaio de SPT-01. A umidade natural do perfil analisado

apresenta umidade média de 24%, exceto entre 19 e 22 m de profundidade, que apresenta umidade da ordem de 80%, evidenciando a presença da camada de argila.

4.3.2 Granulometria

Ensaios granulométricos foram executados através das recomendações dadas pela norma brasileira NBR 7181 (1988). Na figura 4.30 é apresentada a granulometria dos primeiros 17m de profundidade do perfil geotécnico estudado, podendo-se notar que existe uma predominância de areia fina nesta seção. Nesses primeiro 17 m de profundidade encontram-se diâmetros de tamanho fino que variam entre 0,06 mm e 0,2 mm de diâmetro. (1989).

Os resultados das granulometrias das amostras apresentadas na figura 4.31, mostraram uma granulometria onde a maior porcentagem de solo pertence a areias de grão médio a grosso, contendo quantidades menores de matérias finos na sua estrutura. Estas amostras de solo são localizadas antes do início da camada de argila de maior espessura e nos últimos 5 m da sondagem, entre 26 m e 30 m de profundidade.

Material argiloso foi encontrado em duas camadas do perfil. A primeira camada encontrada entre 20 m e 22 m de profundidade. A segunda camada, de menor espessura localizada entre 24 m e 25 m de profundidade. A granulometria destas amostras e apresentada na figura 4.32.

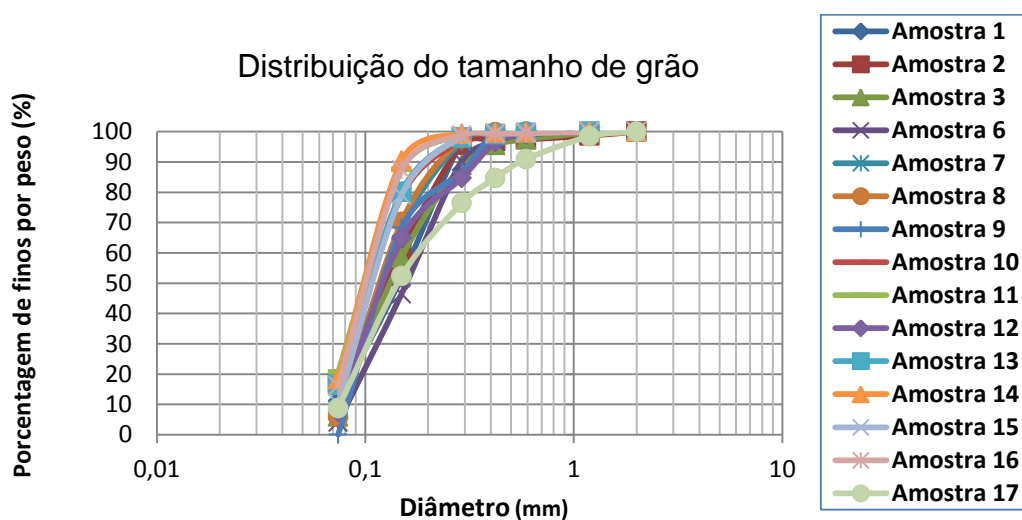


Figura 4.30: Granulometria SPT-01

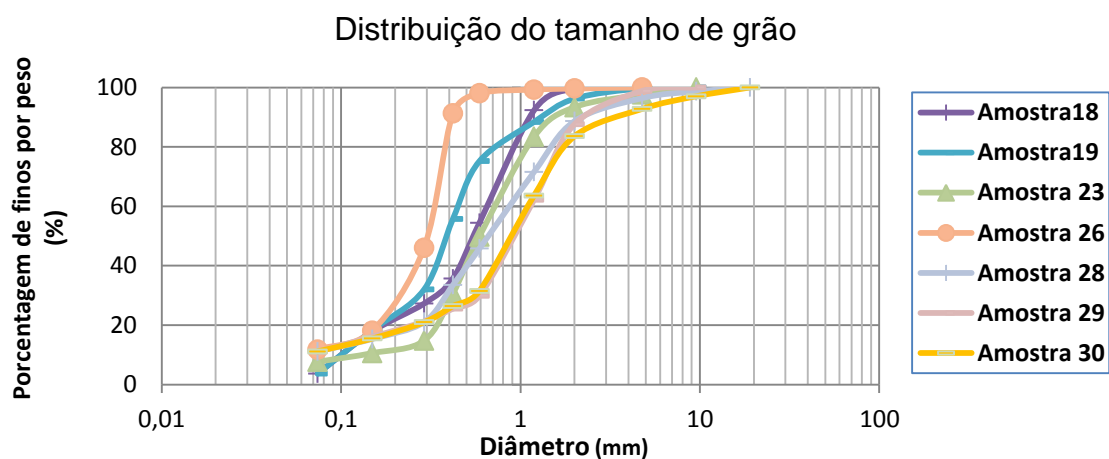


Figura 4.31: Granulometria SPT-01

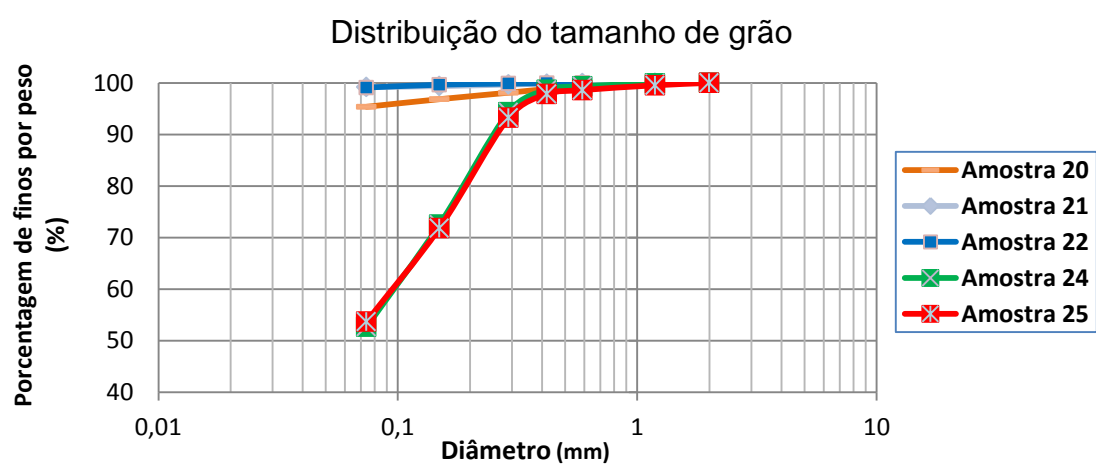


Figura 4.32: Granulometria SPT 01

5. PROVAS DE CARGA

Neste capítulo se apresenta a estimativa dos elementos necessários ao desenvolvimento do programa de provas de carga proposto. Estimativas da capacidade de carga, definição de metodologia executiva, configuração do sistema de reação, e seleção e localização da instrumentação utilizada serão abordadas.

As provas de carga serão realizadas posteriormente à finalização desta pesquisa. O objetivo consiste, portanto, em dimensionar as estacas e o sistema de reação necessários a implementação do campo experimental.

5.1 INTRODUCAO

A prova de carga é um procedimento para estimar a capacidade de carga de uma fundação profunda. A estaca é submetida a um carregamento estático crescente onde são registrados os deslocamentos correspondentes. Estes carregamentos podem transmitir esforços de tração, axiais, compressão ou transversais, sendo considerada a melhor forma de verificar a capacidade de suporte real de estacas (Milititsky, 1991).

5.2 PROGRAMA DE PROVAS DE CARGA

Um programa de provas de carga estática instrumentadas é proposto e mostrado na tabela 5.1. O objetivo principal deste programa é esclarecer questionamentos referentes à projeção e execução de estacas de grande diâmetro em solos não coesivos. Para cumprir com este propósito, deve-se fazer o análise dos resultados obtidos, comparando-o com resultados encontrados nas experiências relatadas na literatura.

O programa de ensaio proposto inclui a execução de sete ensaios de carga por compressão, monitorando paralelamente o comportamento das estacas de reação às cargas de tração imposta. As respostas serão monitoradas mediante instrumentação localizada no topo e no fuste da estaca. Os resultados poderão ser utilizados para análises posteriores em pesquisas futuras. Comparação entre as respostas de estacas escavadas com lama polimérica e lama

bentonítica, diferenças entre o uso de células de Osterberg e provas de carga estática convencional, influência do tipo de carga, influências do método executivo e influências dos diâmetros utilizados entre outros, são alguns dos análises iniciais sugeridas. São propostas, estacas escavadas, tipo hélice contínua e ômeegas com comprimentos superiores a 20 metros e diâmetros de 0.60 m a 1m.

Tabela 5. 1: Programa de ensaios das provas de carga

Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Teste de carga	Observações
Escavada com Bentonita	1.0 m	≥ 20 m	Estática	Comparação das Respostas
Escavada com Polímero	1.0 m	≥ 20 m	Estática	Comparação das Respostas
Escavada com Bentonita	1.0 m	≥ 20 m	Osterberg	Influência do teste da estaca
Hélice Contínua	1.0 m	≥ 20 m	Estática	Comparação das Respostas
Ômega	0,6 m	≥ 20 m	Estática	Comparação das Respostas
Hélice Contínua	0,6 m	≥ 20 m	Estática	Influência do Diâmetro
Hélice Contínua	0,6 m	≥ 20 m	Dinâmica*	Influência do tipo de carga

* Não serão estudadas nesta dissertação

5.3 ESTIMATIVAS DE CARGA

Para a estimativa da capacidade de carga, foram utilizados diversos métodos semi-empíricos baseados em resultados dos ensaios de campo de SPT e CPTu. Optou-se pelo uso de quatro métodos de cálculo: Método de Aoki e Velloso (1975); Método de Decourt e Quaresma (1978); Método da FHWA (O’neill e Reese, 1999) e; O Método UFRGS (2005). Resultados dos ensaios de CPTu são usados na estimativa da capacidade de carga máxima das estacas, tendo que utilizar correlações para a obtenção dos valores de N_{spt} a partir dos valores de q_c . Estes valores correlacionados serão usados para as estimativas dos três métodos de cálculo mencionados.

Inicialmente foi criado um perfil típico a partir dos sete ensaios de CPTu executados na área escolhida, calculando metro a metro, valores médios de “ q_c ” e “ f_s ”, como visto na figura 5.1.

Em seguida foram utilizadas duas correlações para conversão dos valores de q_c a N_{spt} , comparando-os com os valores reais medidos no ensaio SPT1 e selecionando aquela correlação que resultasse em valores mais conservadores.

A primeira conversão foi baseada em pesquisas com experiências em solos brasileiros (Alonso, 1980; Danziger, 1982; Danziger e Velloso, 1986, 1995 apud Schnaid e Odebrecht, 2012) que correlacionam a resistência de ponta do cone (q_c) e a resistência à penetração do amostrador SPT (N_{spt}) sugerindo valores típicos de k (ver tabela 5.2) para diferentes tipos de solo, sendo k definido como:

$$k = \frac{q_c/P_a}{N_{spt}} \quad (\text{Equação 5. 1})$$

Onde:

K = constante da correlação;

q_c = Resistencia de ponta medida no ensaio de CPTu;

P_a =pressão atmosférica ≈ 100 kpa;

N_{spt} = Parâmetro de penetração do amostrador SPT.

Tabela 5. 2: Valores típicos de k

Solo	Danziger e Velloso
Areia	6
Areia siltosa, argilosa, siltoargilosa ou argilosiltosa	5,3
Silte, silte arenoso, argila arenosa	4,8
Silte arenoargiloso, argiloarenoso, argila siltoarenosa, arenosiltosa	3,8
Silte argiloso	3
Argila e argila siltosa	2,5

Outra correlação para converter às medidas de q_c a N_{spt} foi usada por Aoki e Velloso (1975):

$$N_{spt} = \frac{q_c - q_c * \alpha}{k} \quad (\text{Equação 5. 2})$$

Onde:

q_c = Resistencia de ponta medida no ensaio de CPTu;

K e α são constantes que dependem do tipo de solo (valores usados para o calculo das estimativas de capacidade de carga em estacas, Ver tabela 2.12);

N_{spt} = Parâmetro de penetração do amostrador SPT.

O cálculo numérico de Nspt para as duas correlações usadas é mostrado na figura 5.1. Assim mesmo é mostrado o gráfico do numero de golpes contra profundidade, comparando-as com o resultado da sondagem executada na área um, localizada a 250 m da área estudada (ver figura 3.1). Percebe-se que existe uma grande similitude entre o resultado da correlação usada por Aoki e Velloso e a sondagem executada na área um. Para correlação de Danwizer e Velloso, observa-se maior diferença quando correlacionada à primeira camada de solo arenoso, apresentando valores superiores à sondagem e à outra correlação. Portanto, nesta pesquisa decidiu-se adotar os valores de Nspt fornecidos pela correlação usada por Aoki e Velloso, já que pela proximidade dos locais e similitude dos perfis deve resultar em valores de Nspt representativos.

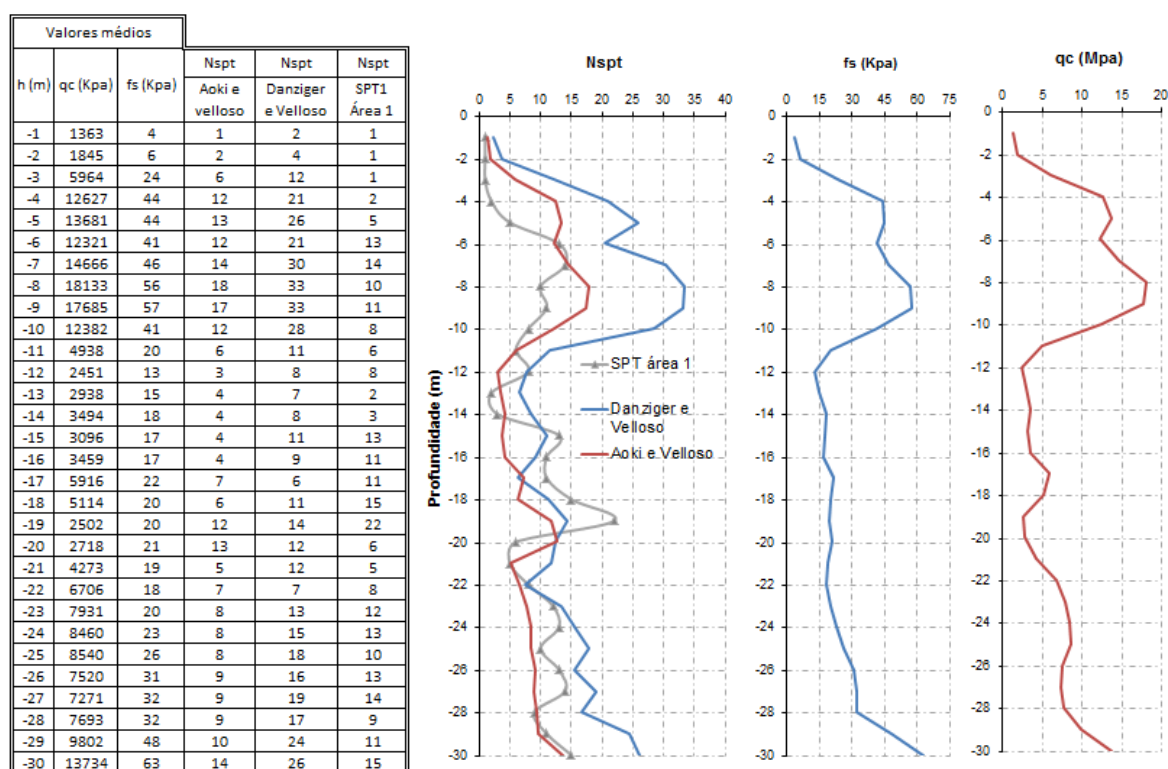


Figura 5. 1: Nspt medidos e estimados dos valores de qc e fs.

Complementarmente, pode-se consultar no capítulo quatro, figura 4.17 um perfil tipo com a classificação do solo, variação da resistência de ponta e resistência lateral com a profundidade para os sete ensaios de CPTu.

Levando em conta os resultados da caracterização de campo apresentados no capítulo quatro, as condições iniciais de projeto e o perfil tipo gerado a partir das sondagens de CPTu, considerou-se viável um comprimento de estacas superiores a 23 m de profundidade, optando-

se finalmente por estacas de 24 m de comprimento. Nesta profundidade, a estaca estará assentada numa camada de solo arenoso com boa dissipação de poropressão, podendo estudar o comportamento da ponta da estaca sobre camadas de solo não coesivo.

5.3.1 Resultado das estimativas de carga das estacas

A seguir são mostrados os resultados das estimativas tanto das estacas teste como das estacas de reação. Como visto no programa de ensaios (tabela 5.1), existem duas estacas teste tipo hélice continua de 60 cm de diâmetro, uma estaca tipo ômega de 0.60 m de diâmetro, uma estaca tipo hélice continua de 1,0 m de diâmetro e três estacas escavadas com 100 cm de diâmetro, além das estacas de reação de 0.80 m de diâmetro. Serão calculadas cinco estimativas de carga através dos métodos semi-empíricos mencionados.

5.3.1.1 Hélice continua ($\phi=0,60$ m)

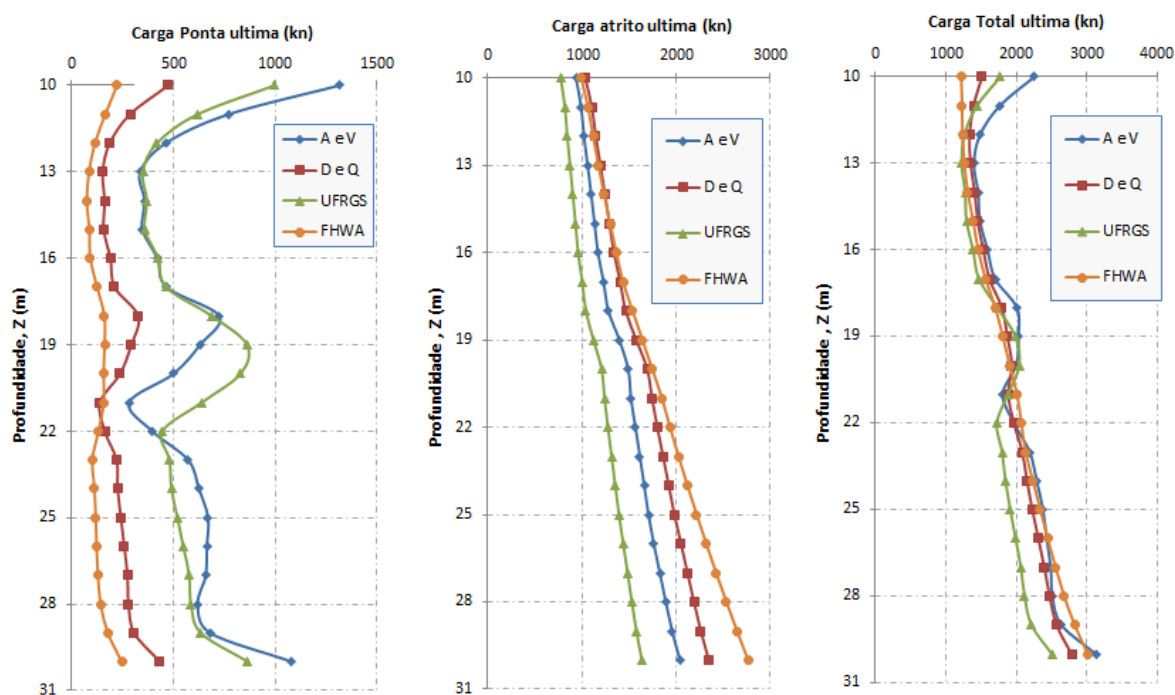


Figura 5. 2: Estimativa de capacidade de carga da estaca Tipo hélice continua, 60 cm de diâmetro.

Na figura 5.2 são apresentadas as estimativas de carga das parcelas de atrito e ponta para os quatro métodos utilizados. Embora os valores computados das parcelas de ponta e lateral apresentem diferenças entre métodos, para a carga total última, essa diferença é pequena. No gráfico da carga por ponta, o método de Décourt e Quaresma e o método da FHWA são os mais conservadores entre os quatro, apresentando valores até 60% menores que o método

UFRGS e 70% que o método de Aoki e Velloso. Porém, nas estimativas de carga última por atrito o método de Décourt e Quaresma e o método da FHWA são aqueles que apresentam maiores valores, resultando compensatório na carga total última. A estimativa máxima para a carga total última para estaca de 0.6 m de diâmetro assente na profundidade de 24 m é de 200 toneladas, em média para os quatro métodos.

5.3.1.2 Ômega ($\phi=0,60$ m)

Entre os quatro métodos usados, observam-se grande diferença entre a estimativa da capacidade de carga por ponta do método da FHWA e os outros três métodos (figura 5.3). No gráfico da capacidade de carga de atrito, tem-se grande similaridade entre os três métodos usados. Finalmente, percebe-se que na carga total última e, devido aos altos valores estimados por ponta, o método UFRGS apresenta valores superiores entre os 18m e 22m de profundidade, enquanto que o método da FHWA é o mais conservador. A estimativa de capacidade de carga total média para os quatro métodos de cálculo em 24 m de profundidade é de 267 toneladas.

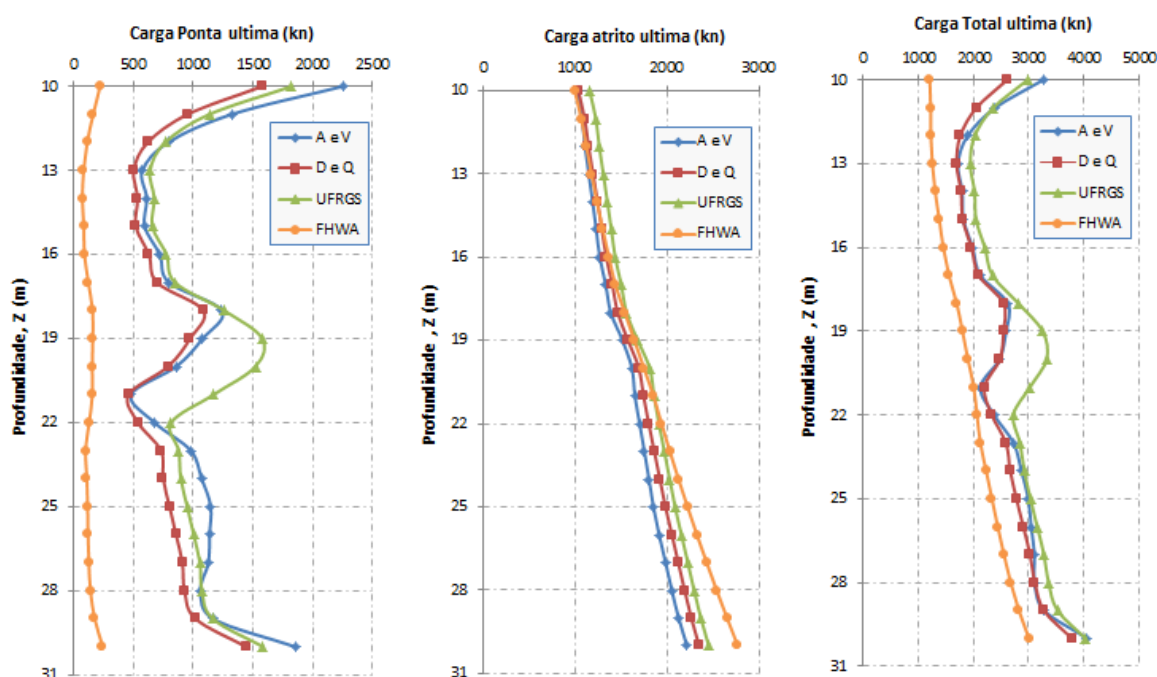


Figura 5. 3: Estimativa de capacidade de carga da estaca ômega, 60 cm de diâmetro.

5.3.1.3 Hélice contínua ($\phi= 1.0$ m)

Da mesma forma que para a estaca de 60 cm, o método de Décourt e Quaresma e o método da FHWA fornecem valores mais conservadores na estimativa da capacidade por ponta, mas quando se refere à estimativa da carga por atrito, apresenta diferenças de 15% maiores com o método de Aoki e Velloso e de 30% maiores para o método UFRGS, na profundidade adotada. A estimativa da carga total última em 24 m de profundidade é de 387 toneladas em média para os quatro métodos usados (figura 5.4).

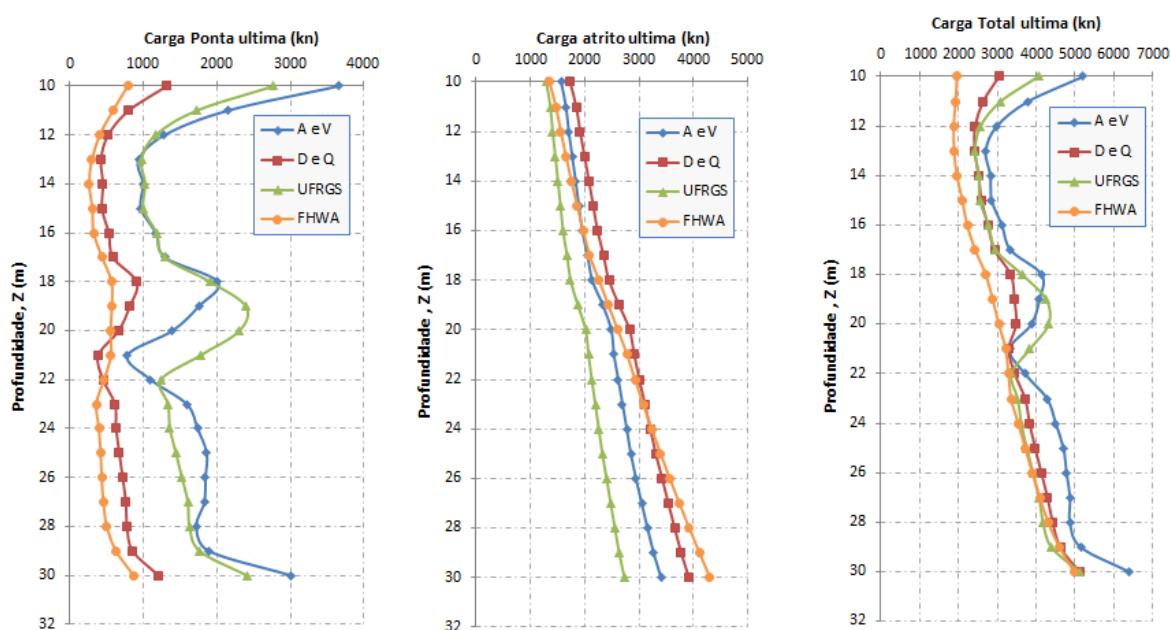


Figura 5. 4: Estimativa de capacidade de carga da estaca tipo hélice contínua, 100 cm de diâmetro

5.3.1.4 Escavada ($\phi= 1.0$ m)

Apresentam-se algumas diferenças na estimativa da capacidade de carga última de ponta, especialmente com o método de Aoki e Velloso e o método da FHWA, o qual estima os valores mais conservadores (figura 5.5). No gráfico da carga de atrito última, tem-se grande similaridade entre o método de Décourt e Quaresma, UFRGS e Aoki e Velloso, mas o método da FHWA estima valores significativamente maiores aos outros três métodos. Finalmente, percebe-se que na carga total última e, devido aos altos valores estimados por ponta, e atrito dos métodos de Aoki e Velloso e da FHWA respectivamente, apresentam valores superiores após ter ultrapassado a camada argilosa em 22 m de profundidade, enquanto que os outros

dois métodos mostram uma boa correlação. A estimativa de capacidade de carga total média para os quatro métodos de cálculo em 24 m de profundidade é de 312 toneladas.

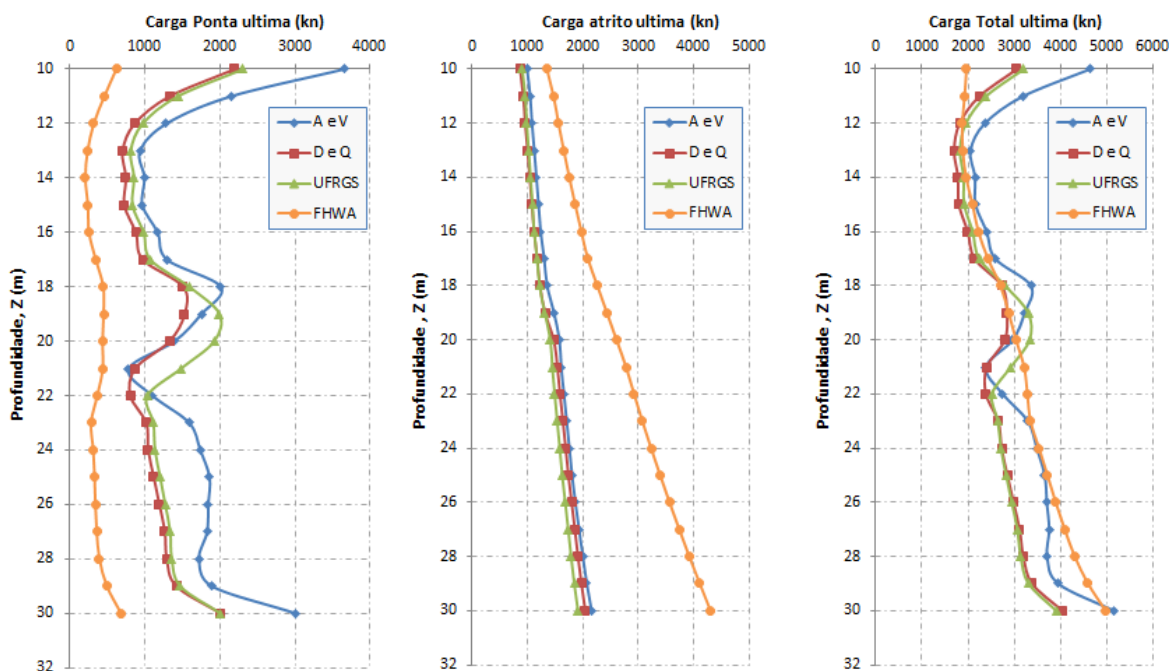


Figura 5. 5: Estimativa de capacidade de carga da estaca escavada, 100 cm de diâmetro.

5.3.1.5 Estaca de reação (ER)- Hélice continua ($\phi=0.8$ m)

Todas as estacas de reação foram propostas com 0,8 m de diâmetro. Neste caso, só é necessário avaliar a capacidade de carga por tração, considerando-se estacas de reação executadas a 30 m profundidade. Cada estaca forneceria uma carga ultima igual a: 218 toneladas, segundo o Método UFRGS; 313 toneladas, segundo o método de Décourt e Quaresma; 344 toneladas, Segundo o método da FHWA; e, 272 toneladas, segundo o método de Aoki e Velloso (figura 5.6). O comprimento, no caso das estacas de reação, depende da carga máxima aplicada às estacas teste no momento da realização das provas de carga. O comprimento das estacas de reação será definido no item 5.4.

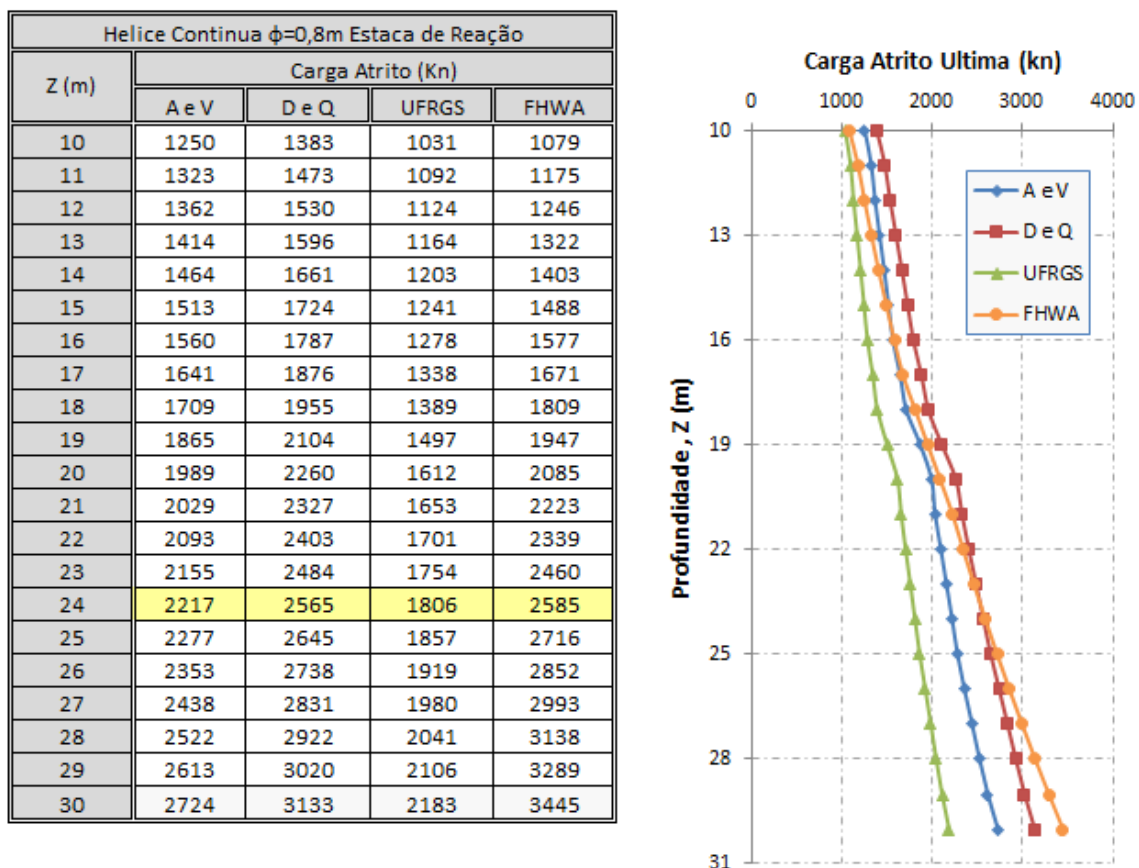


Figura 5. 6: Estimativa de capacidade de carga da estaca de reação, 80 cm de diâmetro.

Na tabela 5.3 e 5.4 são mostrados os valores das estimativas para cada estaca. Igualmente são apresentadas as estimativas calculadas pelo método europeu; baseado nos valores de “qc”, fornecido nos ensaios de CPTU. Porém, o resultado do método europeu não foi considerado nesta pesquisa, devido às diferenças significativas com os outros quatro métodos.

Tabela 5. 3: Valores das estimativas de carga

	z(m)	Atrito					Ponta					Carga Total última					
		UFRGS	D E Q	A e V	FHWA	Euro	UFRGS	D e Q	FHWA	A e V	Euro	UFRGS	D e Q	FHWA	A e V	Euro	
Helice Continua ϕ 60 cm	10	773	1037	938	993	676	996	473	222	1315	2225	1769	1510	1215	2253	2901	
	11	819	1105	992	1065	707	620	286	164	772	1566	1439	1391	1229	1764	2273	
	12	843	1147	1022	1119	722	418	186	114	462	1455	1261	1333	1232	1484	2177	
	13	873	1197	1061	1176	740	349	151	84	336	1461	1222	1348	1260	1397	2202	
	14	902	1245	1098	1236	762	368	161	73	357	1377	1270	1406	1309	1455	2139	
	15	931	1293	1135	1300	782	359	156	86	347	1297	1290	1449	1385	1482	2079	
	16	959	1340	1170	1367	804	423	189	91	420	989	1382	1529	1457	1590	1792	
	17	1003	1407	1231	1437	841	463	209	123	465	948	1466	1616	1560	1696	1788	
	18	1041	1466	1282	1541	873	687	326	159	724	870	1729	1792	1700	2006	1743	
	19	1123	1578	1399	1644	889	861	293	161	630	828	1984	1870	1805	2029	1716	
	20	1209	1695	1492	1748	906	830	237	156	501	1020	2039	1932	1904	1993	1926	
	21	1240	1745	1522	1852	933	639	138	157	281	1406	1879	1884	2008	1803	2338	
	22	1276	1802	1570	1938	967	445	162	130	395	1747	1721	1964	2069	1965	2713	
	23	1315	1863	1617	2029	1005	480	220	100	572	1747	1795	2083	2129	2188	2752	
	24	1354	1924	1663	2123	1048	489	225	111	625	1698	1844	2149	2234	2287	2747	
	25	1393	1983	1708	2221	1098	519	241	117	670	1776	1911	2225	2339	2377	2873	
	26	1439	2054	1765	2323	1145	548	257	121	664	1862	1987	2311	2444	2428	3007	
	27	1485	2123	1828	2428	1191	577	273	128	658	2076	2062	2396	2556	2487	3266	
	28	1531	2192	1891	2538	1239	586	278	141	619	2465	2116	2470	2678	2510	3704	
	29	1579	2265	1960	2651	1301	635	306	176	680	3116	2214	2571	2827	2640	4417	
	30	1637	2350	2043	2768	1387	865	433	245	1082		2502	2783	3012	3126	1387	
			Atrito					Ponta					Carga Total última				
		z(m)	UFRGS	D E Q	A e V	FHWA	Euro	UFRGS	D e Q	FHWA	A e V	Euro	UFRGS	D e Q	FHWA	A e V	Euro
	ω ϕ 60 cm	10	1155	1034	1014	993	676	1827	1578	222	2254	2225	2982	2612	1215	3269	2901
		11	1224	1102	1073	1065	707	1136	955	164	1323	1566	2361	2056	1229	2396	2273
		12	1260	1144	1106	1119	722	767	620	114	793	1455	2028	1764	1232	1898	2177
		13	1305	1194	1148	1176	740	640	504	84	576	1461	1946	1698	1260	1724	2202
		14	1349	1242	1188	1236	762	675	535	73	612	1377	2024	1778	1309	1800	2139
		15	1392	1290	1228	1300	782	659	521	86	595	1297	2051	1811	1385	1823	2079
		16	1434	1337	1267	1367	804	776	630	91	720	989	2211	1967	1457	1987	1792
17		1501	1404	1333	1437	841	849	698	123	798	948	2350	2102	1560	2130	1788	
18		1558	1463	1388	1541	873	1260	1086	159	1241	870	2818	2549	1700	2629	1743	
19		1681	1575	1515	1644	889	1578	975	161	1081	828	3259	2550	1805	2596	1716	
20		1810	1692	1616	1748	906	1522	791	156	859	1020	3332	2482	1904	2475	1926	
21		1856	1742	1648	1852	933	1172	461	157	482	1406	3027	2203	2008	2131	2338	
22		1910	1799	1700	1938	967	816	538	130	677	1747	2725	2337	2069	2378	2713	
23		1969	1860	1751	2029	1005	879	732	100	980	1747	2848	2592	2129	2732	2752	
24		2028	1921	1801	2123	1048	897	750	111	1071	1698	2925	2670	2234	2872	2747	
25		2085	1980	1850	2221	1098	951	803	117	1148	1776	3036	2784	2339	2998	2873	
26		2155	2051	1912	2323	1145	1005	857	121	1138	1862	3160	2908	2444	3050	3007	
27		2224	2120	1981	2428	1191	1057	910	128	1128	2076	3281	3030	2556	3110	3266	
28		2292	2189	2050	2538	1239	1074	928	141	1061	2465	3365	3117	2678	3110	3704	
29		2365	2262	2124	2651	1301	1164	1020	176	1165	3116	3529	3281	2827	3289	4417	
30		2451	2346	2214	2768	1387	1586	1443	245	1856		4038	3790	3012	4070	1387	

Tabela 5. 4: Valores das estimativas de carga

	z(m)	Atrito					Ponta					Carga Total última				
		UFRGS	D e Q	A e V	FHWA	Euro	UFRGS	D e Q	FHWA	A e V	Euro	UFRGS	D e Q	FHWA	A e V	Euro
Helice Contínua ϕ 100 cm	10	1288	1728	1563	1348	1126	2767	1315	615	3653	6182	4056	3043	1964	5216	7308
	11	1365	1841	1653	1469	1178	1722	796	456	2144	4351	3087	2637	1925	3797	5529
	12	1405	1912	1703	1558	1203	1162	517	315	1284	4041	2567	2429	1874	2988	5244
	13	1455	1995	1768	1653	1234	970	420	233	934	4060	2425	2415	1886	2701	5294
	14	1504	2076	1830	1754	1271	1022	446	203	992	3824	2526	2522	1956	2822	5095
	15	1552	2155	1891	1860	1303	998	434	238	964	3603	2550	2589	2097	2855	4906
	16	1598	2234	1950	1971	1339	1176	525	252	1167	2746	2774	2759	2223	3118	4085
	17	1672	2345	2051	2088	1401	1286	582	342	1293	2633	2958	2927	2430	3344	4034
	18	1736	2443	2136	2261	1455	1909	905	442	2011	2417	3645	3348	2703	4147	3871
	19	1872	2629	2331	2434	1481	2392	813	447	1751	2300	4263	3442	2881	4083	3781
	20	2015	2825	2487	2607	1509	2306	659	432	1392	2834	4321	3484	3039	3879	4343
	21	2066	2909	2536	2779	1554	1776	384	436	782	3905	3842	3293	3215	3318	5459
	22	2126	3003	2616	2924	1612	1236	449	362	1098	4851	3362	3452	3286	3714	6463
	23	2192	3105	2694	3075	1676	1332	610	279	1589	4851	3525	3715	3354	4283	6527
	24	2257	3206	2771	3232	1747	1359	625	308	1735	4717	3617	3831	3540	4506	6465
	25	2321	3306	2846	3395	1830	1441	670	326	1860	4932	3762	3975	3721	4706	6762
26	2399	3423	2941	3565	1908	1522	714	337	1843	5171	3921	4137	3901	4784	7079	
27	2476	3539	3047	3741	1985	1602	758	355	1828	5766	4078	4297	4096	4876	7750	
28	2551	3653	3152	3923	2065	1627	773	391	1719	6846	4178	4426	4314	4871	8911	
29	2632	3775	3267	4111	2168	1763	850	490	1888	8655	4395	4625	4601	5155	10823	
30	2728	3916	3405	4306	2312	2403	1203	680	3007		5132	5119	4986	6412	2312	
Escavada ϕ 100 cm	10	902	864	990	1348	1126	2306	2192	615	3653	6182	3208	3056	1964	4643	7308
	11	955	921	1047	1469	1178	1435	1326	456	2144	4351	2390	2247	1925	3191	5529
	12	983	956	1079	1558	1203	969	861	315	1284	4041	1952	1817	1874	2363	5244
	13	1019	997	1119	1653	1234	808	700	233	934	4060	1827	1698	1886	2053	5294
	14	1053	1038	1159	1754	1271	852	744	203	992	3824	1904	1781	1956	2151	5095
	15	1086	1078	1198	1860	1303	832	723	238	964	3603	1918	1801	2097	2162	4906
	16	1119	1117	1235	1971	1339	980	876	252	1167	2746	2099	1992	2223	2403	4085
	17	1171	1173	1299	2088	1401	1072	970	342	1293	2633	2242	2142	2430	2592	4034
	18	1215	1222	1353	2261	1455	1591	1508	442	2011	2417	2806	2730	2703	3364	3871
	19	1310	1315	1476	2434	1481	1993	1527	447	1751	2300	3303	2842	2881	3228	3781
	20	1411	1471	1575	2607	1509	1922	1325	432	1392	2834	3332	2796	3039	2967	4343
	21	1446	1538	1606	2779	1554	1480	868	436	782	3905	2926	2406	3215	2388	5459
	22	1488	1585	1657	2924	1612	1030	803	362	1098	4851	2518	2388	3286	2754	6463
	23	1535	1637	1706	3075	1676	1110	1016	279	1589	4851	2645	2653	3354	3295	6527
	24	1580	1687	1755	3232	1747	1133	1041	308	1735	4717	2713	2728	3540	3490	6465
	25	1625	1737	1803	3395	1830	1201	1116	326	1860	4932	2826	2853	3721	3662	6762
26	1679	1795	1863	3565	1908	1268	1190	337	1843	5171	2948	2985	3901	3706	7079	
27	1733	1853	1930	3741	1985	1335	1264	355	1828	5766	3068	3117	4096	3758	7750	
28	1786	1910	1996	3923	2065	1356	1289	391	1719	6846	3141	3199	4314	3715	8911	
29	1843	1971	2069	4111	2168	1469	1416	490	1888	8655	3312	3387	4601	3957	10823	
30	1910	2042	2157	4306	2312	2003	2004	680	3007		3913	4046	4986	5164	2312	

5.4 SISTEMA DE REAÇÃO

Existem diversos sistemas de reação utilizados para a realização de provas de carga estática. Neste item procura-se indicar e selecionar um sistema de reação que garanta excelente aplicação das cargas à estaca, fornecendo assim, medições e resultados confiáveis.

5.4.1 Distância mínima entre estacas

Propõe-se a utilização de um sistema de reação convencional, com vigas e estacas de reação, sendo as estacas instrumentadas. Para definir a disposição das estacas teste, consultaram-se diferentes normativas, estabelecendo assim, distâncias mínimas entre estacas para que não exista influencia do sistema de reação nos resultados. A distância entre estacas segundo as diferentes normativas consultadas é mostrada na figura 5.7

Levando em conta que as estacas projetadas nesta pesquisa tem um comprimento igual a 24 m, além das recomendações das normativas consultadas, calculou-se a distância mínima recomendada entre estacas:

Para estacas com 1m de diâmetro:

$$a = 3 * 1m * (1 + 0,2) = 3,6 m \text{ Segundo NBR12131(2006)}$$

$$a = 3.5 * 1m = 3,5 m \text{ Segundo Eurocódigo (1997)}$$

$$b = 5 * 1m = 5,0 m \text{ Segundo ASTM 1143 (2007)}$$

O valor de “a” para estacas de um metro de diâmetro deve ser no mínimo de 3.6 m, enquanto que para estacas de 60 cm de diâmetro:

$$a = 3 * 0,8m * (1 + 0,2) = 2,9 m \text{ Segundo NBR12131(2006)}$$

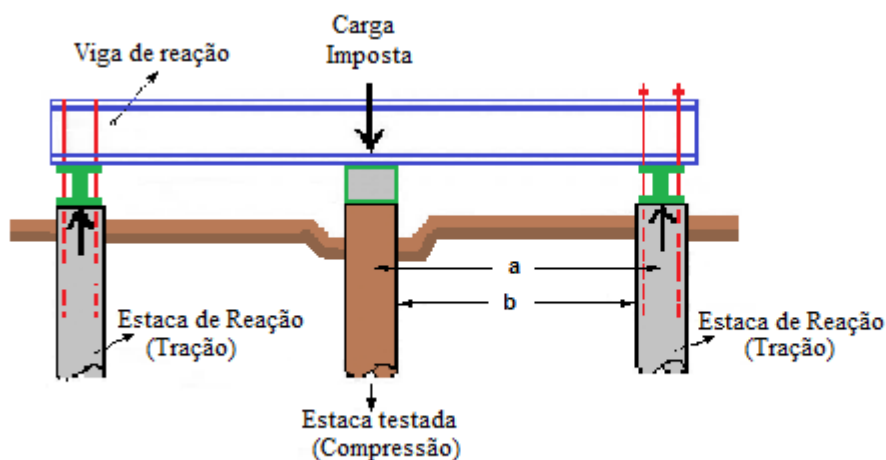
$$a = 3.5 * 0,8m = 2,8 m \text{ Segundo Eurocódigo (1997)}$$

$$b = 5 * 0,8m = 4,0 m \text{ Segundo ASTM 1143 (2007)}$$

Deve ser pelo menos 2.9 m.

Nota-se que a normativa americana, difere da NBR e Eurocódigo, indicando uma distância mínima (b) de 5.0m e 4.0 m respetivamente para estacas de 1.0 m e 0.6 m. Nesta pesquisa

decidiu-se adotar as recomendações da norma brasileira e europeia, assumindo uma distância mínima “a” de 3.6 m para todas as estacas propostas.



NBR 12131/ 2006

$a = 3 * \phi$ da maior seção transversal da estaca ou ao menos 1,5m

A distância mínima especificada acima deve ser majorada em pelo menos 20% quando:

- ★ o processo executivo do sistema de reação e a natureza do terreno puderem influenciar no comportamento da estaca a ser ensaiada;
- ★ quando as estacas tiverem comprimentos superiores a 25 metros;

Eurocode /1997

$a = 3.5 * \phi$ da estaca

ASTM D 1143/2007 e ASTM D 3689 /2007

$b = 5 * \phi$ da maior seção transversal da estaca ou ao menos 2.5 m

Figura 5. 7: distância entre estacas segundo normativas (Próprio do autor).

5.4.2 Comprimento das estacas de reação

Estacas de reação de 0.80 m de diâmetro foram assumidas para as provas de carga. Levando em conta as estimativas de carga última calculada nas estacas de 1m de diâmetro (figura 5.8) e comprimento de 24 m, temos que o máximo carregamento é suportado pela estaca tipo hélice contínua, atingindo um valor igual a 450 toneladas, segundo o método de Aoki e Velloso, e próxima às 400 toneladas para as outras três estimativas. Portanto, considerando a estimativa de carga máxima da estaca hélice contínua e, um arranjo com quatro estacas de reação, infere-se que uma estaca de reação possa atingir uma carga máxima de 112.5 toneladas.

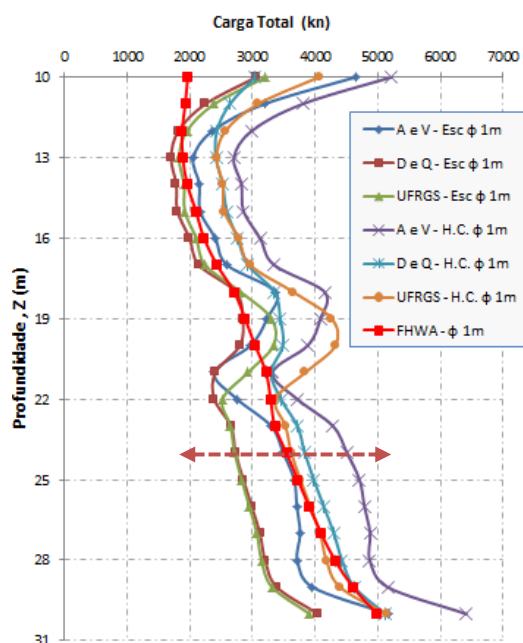


Figura 5. 8: Carga total máxima solicitada ao sistema de reação

Assumindo comprimentos de 24 m nas estacas de reação (Figura 5.6), cada estaca forneceria uma carga total ultima igual a 180 toneladas segundo o método UFRGS, sendo este o método que fornece o resultado mais conservador. Considerando o método de Aoki e Velloso, a carga total ultima seria igual a 256 toneladas, 258 toneladas com o método da FHWA e, se consideramos a estimativa do método de Décourt e Quaresma, a carga ultima seria de 221 toneladas. Em termos de segurança, uma estaca de reação de 0.80 m de diâmetro executada a uma profundidade de 24 m, tem um fator de segurança de 1.60 segundo o método UFRGS, de 2.27 segundo o método de Aoki e Velloso, 2.29 segundo o método da FHWA e de 1.96 segundo o método de Décourt e Quaresma.

5.4.3 Arranjo do sistema de reação

O sistema de reação consiste num arranjo de quatro estacas adjacentes à estaca teste, com duas vigas de reação secundaria, de 6 m de comprimento, que se apoiam sobre a viga de reação principal, de 6.5m de comprimento no mínimo. Todas as vigas usadas serão de aço estrutural. Mostra-se um esquema do sistema de reação adotado na figura 5.9.

Além das estacas propostas no programa de ensaios, as provas de carga consideram a execução de 12 estacas de reação de 0.80 m de diâmetro e 24 m de comprimento. A estaca ET07 é a estaca escavada de 1m de diâmetro onde será utilizada a célula de Osterberg para a

aplicação das cargas. Portanto, não precisará de estacas de reação como no caso do sistema convencional. O arranjo final das estacas em campo é mostrado na figura 5.10.

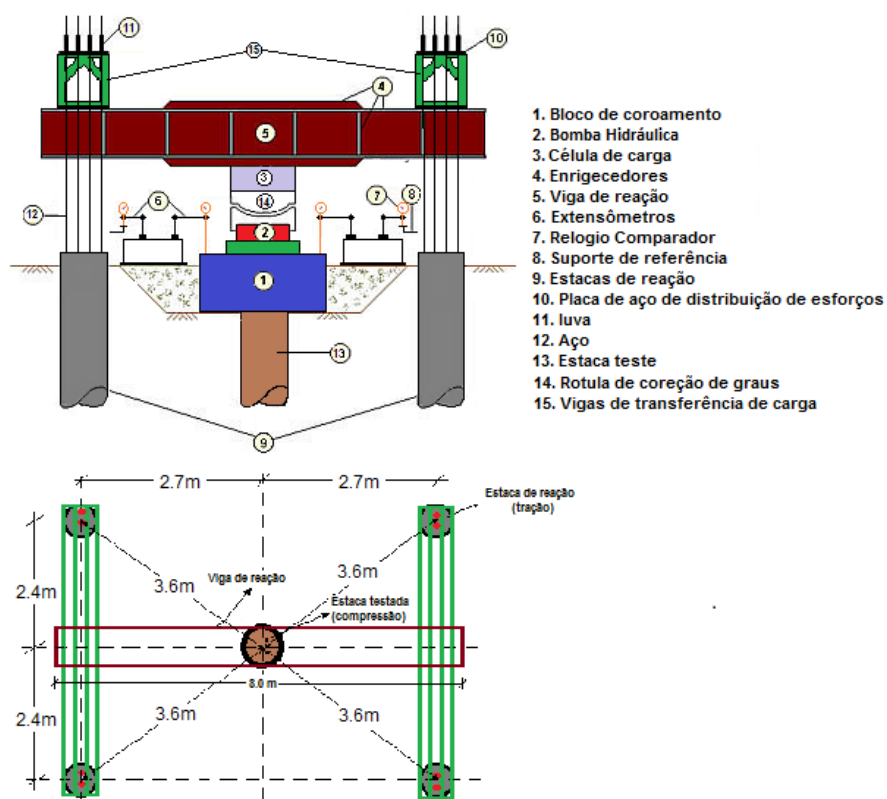


Figura 5. 9: Sistema de reação adotado na pesquisa

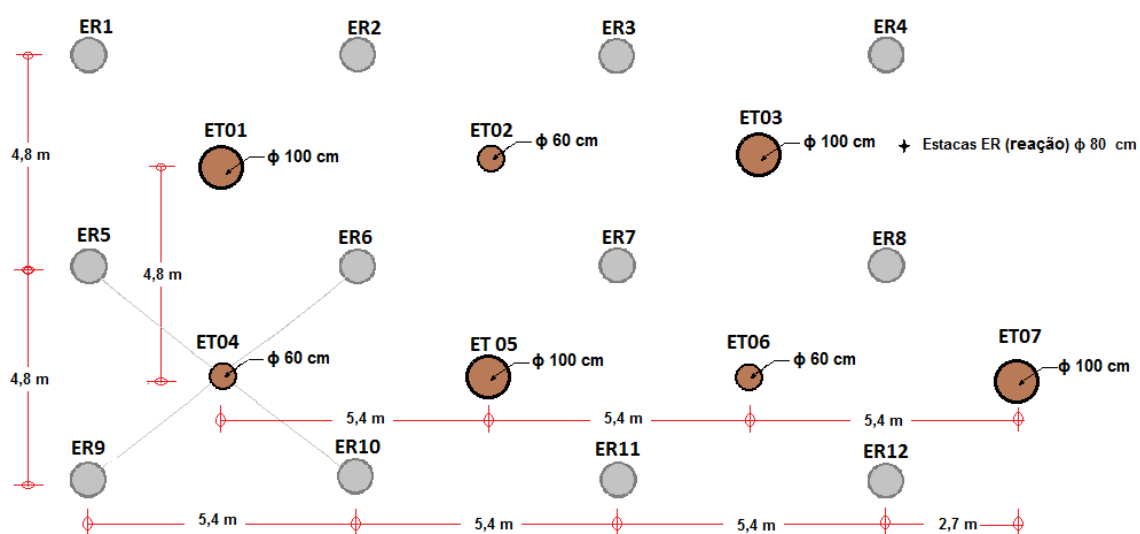


Figura 5. 10: arranjo das estacas para as provas de carga

5.5 PROCEDIMENTO DE EXECUÇÃO

A revisão dos procedimentos recomendados é apresentada como o resumo da normativa atualizada, fazendo similitude com o trabalho feito pelo por Milititsky (1991). A Tabela 5.5 mostra as diferentes definições dos critérios de estabilização utilizados nos ensaios SML, enquanto que a Tabela 5.6 resume os níveis de carregamento e os tempos mínimos de duração dos estágios, propostos pelas diferentes normas consultadas.

Tabela 5. 5: Critérios de estabilização de deslocamentos, ensaios SML.

Especificação	Critério - SML
ABNT NBR 6489 (1984) /NBR 12131 (2006)	diferencia entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre a estabilização do deslocamento do estágio anterior e do atual)
ASTM D1143 (2007)	0.25mm/h ou até 2 horas, para cada incremento de carga, o que ocorrer primeiro
EUROCODIGO 7 (1997)	Em cada estágio de carga, o valor do deslocamento é mantido até uma taxa menor do que 0.25 mm/h, segundo a pratica da Suíça e do Reino Unido.

Fonte: Próprio do autor

Tabela 5. 6: Níveis de carregamento e tempos mínimos de duração do estágio, ensaios SML.

ASTM (2007)		ABTN (2006)		EC (1997)	
% da carga de trabalho	tempo máximo de	% da carga de	tempo mínimo de carga	% da carga de	tempo máximo de carga
0	2 hora	0	0	0	0
25	2 hora	20	30 min	20	1 hora
50	2 hora	40	30 min	40	1 hora
75	2 hora	60	30 min	60	1 hora
100	2 hora	80	30 min	80	1 hora
125	2 hora	100	30 min	100	1 hora
150	2 hora	120	30 min	120	1 hora
175	2 hora	140	30 min	140	1 hora
200	12./24	160	30 min	150	1 hora
175	1 hora	180	30 min	120	10 min
150	1 hora	200	12 horas	80	10 min
125	1 hora	150	15 min	40	10 min
100	1 hora	100	15 min	0	10 min
75	1 hora	50	15 min		
50	1 hora	0	15 min		
25	1 hora				
0	1 hora				

Fonte: Próprio do autor

Para as análises dos resultados das provas de carga é necessário que o procedimento adotado atenda recomendações de normas internacionais. Porém, nesta pesquisa, sendo o objetivo de caráter investigativo e, conhecendo os lineamentos básicos estipulados pelas normativas consultadas, adotaram-se algumas mudanças para utilizar os resultados. Foi assumido um carregamento lento que atingira a ruptura das estacas, em incrementos de carga equivalente a 10% da carga de trabalho (Décourt, 2008; Hanifah e Lee, 2006). O procedimento de carga lento com pequenos incrementos de carga é considerado como aquele que representa melhor as condições reais às que estariam submetidas às estacas (Velloso e Lopes, 2010).

Cinco etapas de carga-descarga são sugeridas até chegar a 100% da carga máxima estimada, e a partir dos quais a carga deve ser incrementada monotonicamente. A diferença entre cada ciclo de carga descarga será de 20% da carga total máxima estimada. Com a aplicação do carregamento cíclico, procura-se determinar os componentes plástico e elástico do deslocamento da cabeça da estaca. A seguir na figura 5.11 mostra-se o procedimento de carga recomendado nesta pesquisa.

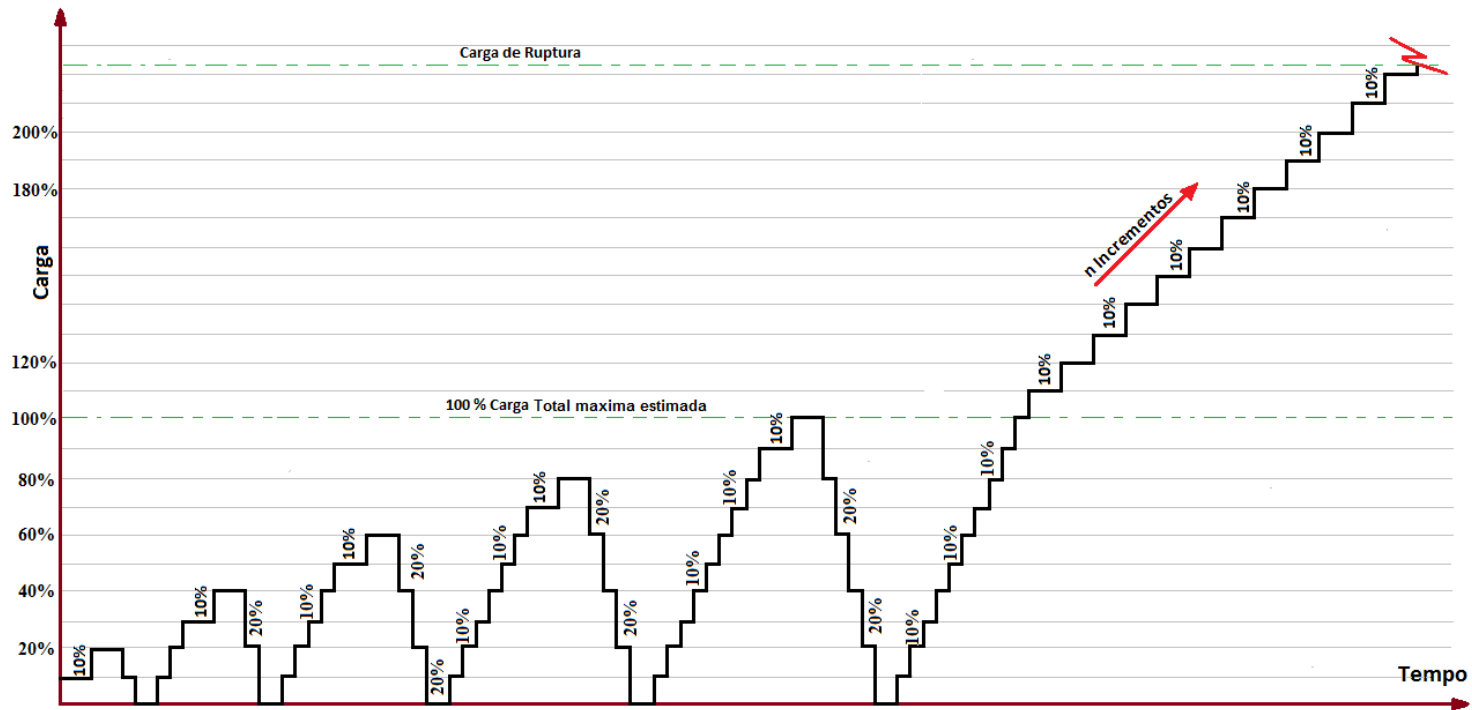


Figura 5. 11: Procedimento de carga recomendado nesta pesquisa (Próprio do autor)

Sintetizando, da figura anterior, temos os seguintes tempos para o procedimento de carga:

- ✓ Incrementos de carga: **10% da carga máxima estimada**
- ✓ Tempo máximo de carga: **60 min.**
- ✓ Tempo máximo de descarga: **15 min.**
- ✓ Tempo máximo de descanso entre períodos: **30 min.**

5.6 INSTRUMENTAÇÃO

Neste item, mostra-se o análises para a escolha da instrumentação a ser usada nas estacas, tanto no topo como em profundidade. Para determinar o tipo de instrumentação foram adotadas recomendações encontradas na literatura, em particular a metodologia sugerida por Dunicliff (1993), que propõe análises sequenciais para realizar uma instrumentação consistente.

5.6.1 Instrumentação no topo

Por existir informação suficientemente referenciada, decidiu-se adotar as recomendações fornecidas pelas normativas, podendo mostrar assim, um plano de instrumentação no topo que pode ser usado para todas as estacas do programa das provas de carga. A seguir são apresentadas algumas destas recomendações e, por último, será listada a instrumentação sugerida para esta pesquisa.

5.6.1.1 Recomendações da NBR 12131 (2006)

- Uso de bombas hidráulicas para aplicação das cargas. O conjunto de bombas deve ter capacidade 20% maior que o máximo carregamento previsto para o ensaio.
- Uso de células de carga ou manômetros calibrados para medição da carga aplicada.
- Os deslocamentos verticais do topo da estaca devem ser medidos simultaneamente por quatro defletores mecânicos instalados em dois eixos ortogonais. Igualmente devem ser monitorados os deslocamentos no plano horizontal, acompanhando continuamente as leituras individuais dos 4 deflectômetros, podendo assim identificar uma possível adição de esforços.
- Nos casos que houver dúvida quanto à imobilidade do sistema de referência, deve haver controle através de instrumento ótico de precisão e referencial situado a uma distância mínima de 30 diâmetros, ou 10 m do eixo da estaca ensaiada.

5.6.1.2 Recomendações do Eurocode 7.5.2 Parte 1. (1999)

- As cargas devem ser medidas por uma célula de carga entre o sistema de elevação e a estaca.

- No caso de cargas sendo aplicadas de grande magnitude deva-se usar mais de uma célula de carga, é preferível usar um conjunto de três células de carga num perímetro triangular, utilizando um medidor de pressão que garanta a correta aplicação da carga.
- Além do registro contínuo dos dados, devem-se fazer observações para os diferentes pontos críticos no carregamento, fornecendo assim, dados adicionais que sirvam para a verificação da informação coletada pelo equipamento.

5.6.1.3 Recomendações da ASTM D3689 (2007)

- Uso de Bombas hidráulicas para aplicação das cargas.
- Uso de células de carga para medição da carga aplicada.
- Medidor de pressão que garanta a correta aplicação da carga.
- Ao utilizar um sistema de tomada múltipla, fornecer tomadas da mesma marca modelo e capacidade, e fornecer a pressão através de um coletor comum. Montar o coletor com um medidor de pressão para detectar disfunções e desequilíbrios.

5.6.1.4 Instrumentação usada em provas de carga

- Leituras topográficas para o monitoramento dos deslocamentos do topo da estaca
- Inclinômetro que controlem a rotação do topo com respeito à base da estaca da estaca
- Transdutores de corda vibrante para medir deslocamento vertical do topo
- Transdutores de pressão
- Sistema automatizado de coleta de dados
- Bomba de pressão hidráulica com dispositivo para garantir a carga
- Bombas hidráulicas
- Deflectômetros
- Regra de escala vertical fixada no topo

A seguir é apresentada a instrumentação recomendada nesta pesquisa para o monitoramento do topo das estacas. Logo após, na figura 5.12 é apresentado um esquema representativo do sistema da instrumentação adotado.

5.6.1.5 Instrumentação adotada para monitoramento do topo

- Três bombas hidráulicas localizadas num perímetro triangular com medidor de pressão para garantir uma carga uniforme aplicada
- Uma célula de carga para medição da carga total aplicada
- Quatro deflectômetros mecânicos instalados em dois eixos ortogonais para medir os deslocamentos verticais do topo da estaca.
- Inclinômetro que controlem a rotação do topo, para estacas principais e estacas de reação.
- Instrumento ótico de precisão ou leituras topográficas para garantir o sistema de referencia.
- Observações para os diferentes pontos críticos no carregamento.
- Sistema automatizado de coleta de dados

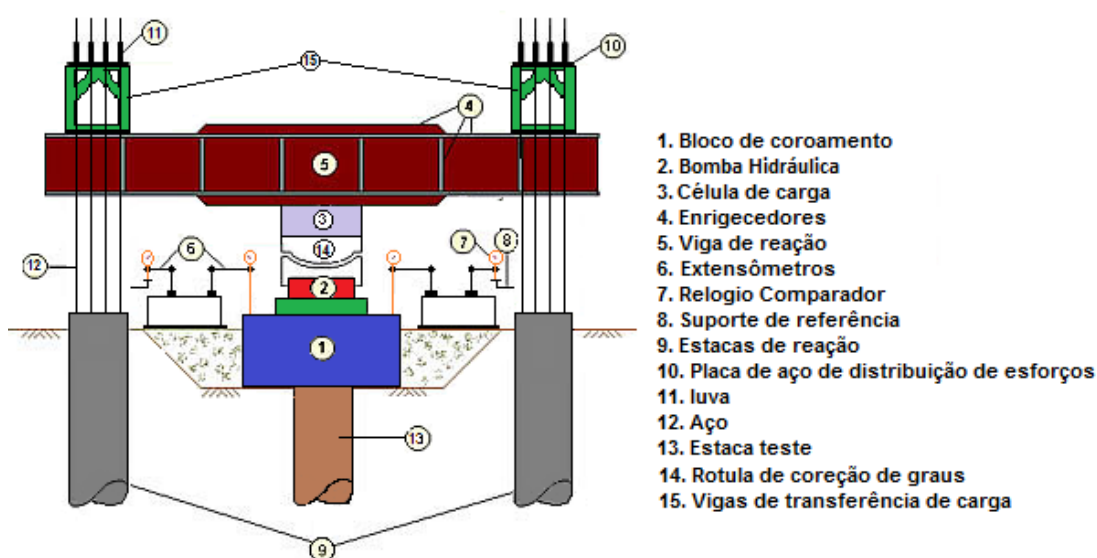


Figura 5.12: instrumentação da estaca no topo (Próprio do autor)

5.6.2 Instrumentação em profundidade

Algumas das etapas sugeridas por Dunncliff (1993) e que foram mencionadas na revisão bibliográfica, não serão discutidas para não desfocar do objetivo principal, que é a seleção e localização da instrumentação no fuste da estaca. Pontos não abordados referem-se ao plano de registro de fatores que influenciam as medições, o plano de coletas, processamento,

apresentação, implementação, interpretação e relatório de dados, calibração e manutenção, além do projeto de instalação, que fazem parte do planejamento e documentação que deve ser estruturado e conduzido pelas empresas executoras das provas de carga.

Algumas das perguntas que devem ser resolvidas com o uso da instrumentação:

- Qual é o carregamento que atinge na ponta da estaca?
- Qual é o deslocamento gerado com aplicação da carga?
- A estaca está distribuindo os esforços de maneira uniforme?
- A carga foi aplicada de forma correta?

Para responder adequadamente estas perguntas, a instrumentação deve ser dividida em três etapas:

Na fase inicial de projeto: o nível freático deve ser monitorado mediante piezômetros, determinando assim os cuidados para a escavação segura dos furos. Além de contribuir para a definição das características do concreto e da lama a serem usadas na execução das estacas.

Durante a execução das estacas: Nesta etapa, emprega-se grande parte da instrumentação usada nas provas de carga. A instrumentação instalada em profundidade deve possibilitar medidas de tensões, encurtamentos e deslocamentos gerados durante e após aplicação das cargas para determinar a distribuição das cargas na ponta e no fuste.

Após a construção: a instrumentação é necessária para a verificação da qualidade do produto final, tendo assim a certeza de que as hipóteses de projeto são consistentes com o executado em campo.

Os dois tipos principais de medidas em uma prova de carga em estacas referem-se à medida do deslocamento axial da estaca e as deformações incrementais ao longo do fuste, sendo a primeira medida necessária em todas as provas de carga, enquanto que as medições ao longo do fuste consideram-se medidas opcionais (Prakash e Sharma, 1990).

5.6.2.1 Recomendações para instrumentação

A seleção do tipo de instrumentação específica inclui elementos óticos, mecânicos, pneumáticos, hidráulicos ou elétricos. Para este projeto selecionou-se uma combinação de

instrumentos onde se levam em conta aspectos econômicos, logísticos e de confiabilidade, optando assim, por instrumentos diversos quanto ao seu mecanismo de funcionamento.

Vibrating Wire strain gauges (VWSG): selecionados para medir tensões geradas pelas cargas aplicadas na estaca. Estes instrumentos devem ser instalados em vários níveis, previamente selecionados, para conhecer o comportamento da interação solo-estaca. Estes instrumentos foram utilizados em diversas aplicações (Viana, 2011; Hanifah e Lee, 2006; Hajduk e Paikowsky, 2000; Hayes E Simmonds, 2002; Wolff et al , 2006), demonstrando sua confiabilidade e durabilidade.

Tell Tales: selecionadas para medir as deformações incrementais totais e parciais do fuste da estaca. Segundo Décourt (2008), não existe um critério que defina diretamente qual seria a deformação do topo que corresponda a uma deformação na ponta de 10% do diâmetro da estaca, mas com a instrumentação da estaca com Tell-tale, pode-se conhecer esta deformação. Estes instrumentos também foram referenciados em dois casos estudados na revisão bibliográfica. (Hanifah e Lee, 2006; Falconi, 2011).

Além da instrumentação listada acima e, como visto no programa de ensaios, a célula de carga de Osterberg “O Cell” será utilizada em uma estaca escavada, substituindo o sistema convencional de aplicação de cargas. Neste caso se verificara a eficiência e confiabilidade da célula de Osterberg com respeito aos resultados fornecidos pela prova de carga estática convencional. Além dos deflectômetros que mede a expansão da “O Cell”, deve usar-se um nível de precisão para monitorar os deslocamentos no topo da estaca.

Com respeito à capacidade de carga das células de Osterberg, England e Cheesman (2006) relatam que na atualidade existem “O-Cell” com aplicação de cargas de 70 toneladas até 2700 toneladas e, que sendo combinadas podem atingir mais de 23500 toneladas.

5.6.2.2 Localização da instrumentação

Seguindo as recomendações de Dunnycliff (1993), a seleção dos locais de instrumentação devem considerar tanto os resultados das sondagens como os resultados das previsões de carga. Em cada nível haverá quatro VWSG localizados ortogonalmente (figura 5.13), visando uma interpretação adequada de dados reduzindo a probabilidade de má interpretação.

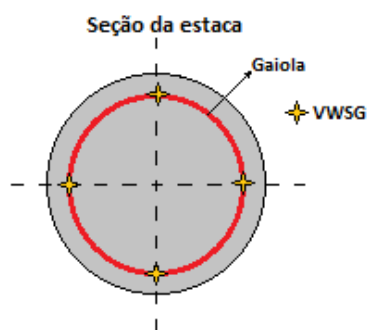


Figura 5.13: instrumentação da estaca em profundidade (Próprio do autor)

Cada nível proposto será justificado a seguir assim:

Nível 1: a um metro da superfície do terreno. Nível obrigatório, já que é o ponto próximo ao topo da estaca que serve de referencia para os outros níveis instrumentados.

Nível 2: seção que servira de referencia aos níveis de tensão medidos nos solos com densidades relativas menores.

Nível 3: seção adicional, caso apresente dificuldades para instrumentar o nível 2.

Nível 4: ponto aproximado de mudança na densidade relativa da areia, passando de valores de 80% a 30% da densidade relativa. Assim, nesta seção, podem acontecer mudanças significativas nos níveis de tensão durante a execução das provas de carga.

Nível 5: seção de controle no centro da camada de areia siltosa, que apresenta uma baixa densidade relativa.

Nível 6: seção adicional, caso apresente dificuldades para instrumentar o nível 5.

Nível 7: esta é a camada onde se apresenta a maior pressão intersticial no perfil e por tanto, representa uma zona de interesse para o perfil da distribuição de tensões da estaca.

Nível 8: seção adicional, caso apresente dificuldades para instrumentar o nível 7.

Nível 9: ponto de controle mais perto da base da estaca. Segundo Hayes e Simmonds (2002), deve-se procurar sempre que o primeiro nível de instrumentação seja instalado um diâmetro acima da base da estaca, podendo evitar assim, a aquisição de valores errados.

Cada um dos níveis de instrumentação encontra-se representado na figura 5.14

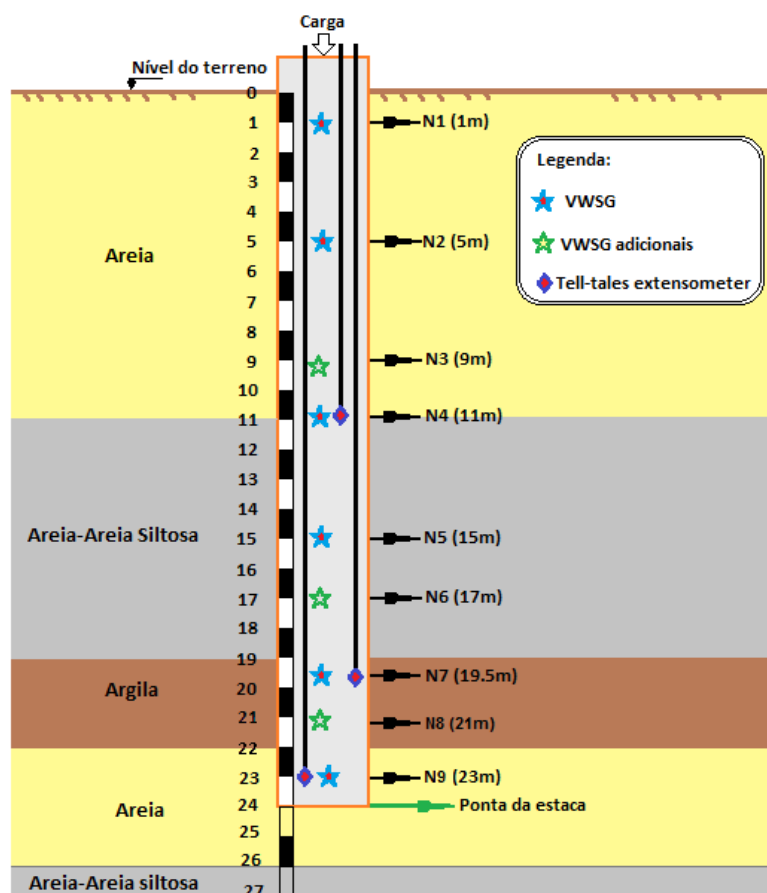


Figura 5.14: Perfil da estaca, nível instrumentado (Próprio do autor)

Ressalta-se que devido ao procedimento executivo das estacas tipo hélice contínua, pode haver dificuldades na colocação da armadura de instrumentação nos níveis inferiores da estaca. No presente caso recomenda-se uma armadura de no máximo 20 m.

Célula de carga de Osterberg “O cell”

Para entender qual é a melhor posição para localizar a célula de Osterberg em uma estaca escavada, na figura 5.15 mostram-se as três posições que poderiam adaptar-se às estacas desta pesquisa. A figura 5.15A mostra a posição mais utilizada, na qual a célula está no fundo da escavação. Antes da colocação da célula e, para que esta tenha uma melhor acomodação, uma quantidade pequena de concreto é colocada na base. Esta posição é apropriada quando a resistência lateral última estimada é aproximadamente igual à capacidade de carga por ponta última estimada ou, quando a resistência de ponta última estimada é grande com respeito à resistência lateral última estimada.

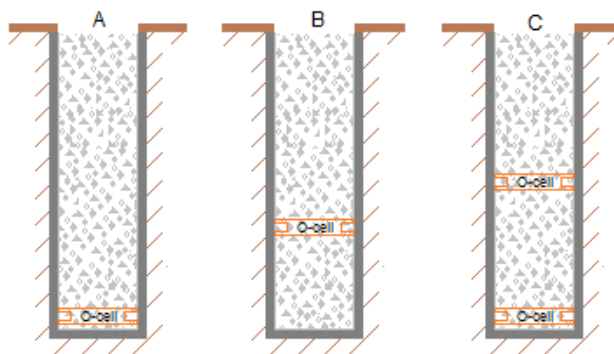


Figura 5.15: Posições alternativas da célula de Osterberg (Osterberg, 1998).

A figura 5.15B mostra a posição quando for necessário calcular a capacidade total última da estaca. Nesta posição, a “O-Cell” é colocada a uma distância pré-determinada acima do fundo da estaca.

Pode-se também utilizar duas células de Osterberg como apresentado na figura 5.15C. Uma célula é colocada na base da estaca e outra a uma distância predeterminada acima do fundo. A célula superior é pressurizada para determinar a resistência lateral acima da célula. Com a célula superior estendida, mas não sob pressão, a célula inferior é pressurizada para determinar a resistência lateral entre as duas células. Em seguida, com a válvula de pressão da parte superior fechada, a célula inferior é pressurizada para determinar a capacidade de ponta da estaca. Isto só funcionará, se a resistência máxima de ponta for menor do que a resistência lateral total da estaca.

Na figura 5.16 mostra-se o sistema convencional, que aplica a carga (P) de acima para abaixo para obter uma resposta de igual magnitude composta pela resistência de ponta (Q) e a resistência lateral (F).

Quando a posição da “O-Cell” é na base da estaca, esta aplica um carregamento de abaixo para acima (P), reagindo contra o fundo da estaca e produzindo uma reação de igual magnitude (Q). Este mesmo carregamento produz uma reação na superfície lateral da estaca (F) de igual magnitude a Q e P.

Quando é necessário posicionar a “O-Cell” acima do fundo da estaca, às reações são similares ao caso anterior. Nesta posição, logo após aplicação do carregamento (P), deve-se produzir uma reação da resistência lateral acima da célula (F1) igual à reação da resistência lateral embaixo da célula (F2), somada a reação da base da estaca (Q).

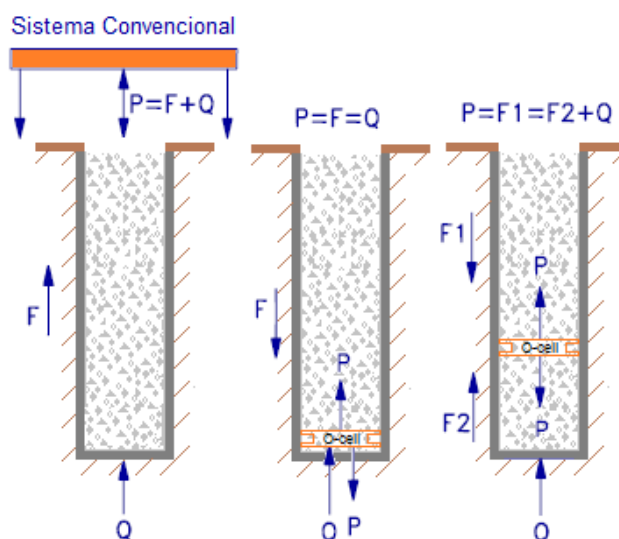


Figura 5.16: Comparação entre o sistema convencional de aplicação de cargas e a célula de Osterberg (England e Cheesman, 2006).

Para calcular a posição da célula na estaca de 1.0 m de diâmetro, estudada nesta pesquisa, precisa-se dos valores das estimativas de capacidade de carga última de atrito e de capacidade de carga última de ponta. A tabela 5.7 mostra estes resultados.

Para determinar a posição da célula de Osterberg utilizou-se a seguinte equação. Trata-se de uma equação iterativa, cujo resultado deve ser próximo de zero.

$$Q_{p(24m)} + [Q_{l(24m)} - Q_{l(z)}] - Q_{l(z)} \approx 0 \quad (\text{Equação 5.3})$$

Onde:

$Q_{p(24m)}$ = Carga última de ponta em profundidade de assentamento da estaca (24m)

$Q_{l(24m)}$ = Carga última de atrito em profundidade de assentamento da estaca (24m)

$Q_{l(z)}$ = Carga última de atrito em posição suposta da célula

Os cálculos mostram que a posição da célula de carga varia segundo o método de cálculo aplicado. Segundo o método de Décourt e Quaresma e o método UFRGS, a célula deve estar posicionada 4,5 m acima do fundo da estaca. Porém, segundo o método de Aoki e Velloso, que estima uma carga última de ponta e de atrito similares em 24m de profundidade, estima que a célula deva estar posicionada na base da estaca (tabela 5.8).

Estimativa estaca escavada 1m diâmetro,

Z (m)	Carga ultima Atrito (Kn)			Carga ultima Ponta (Kn)		
	A e V	D e Q	UFRGS	A e V	D e Q	UFRGS
15	1198	1078	1086	964	723	832
16	1235	1117	1119	1167	876	980
17	1299	1173	1171	1293	970	1072
18	1353	1222	1215	2011	1508	1591
19	1476	1315	1310	1751	1527	1993
20	1575	1471	1411	1392	1325	1922
21	1606	1538	1446	782	868	1480
22	1657	1585	1488	1098	803	1030
23	1706	1637	1535	1589	1016	1110
24	1755	1687	1580	1735	1041	1133

Estimativa da posição da “O-Cell”

	Posição, z(m)	Q+F2 (ton.)	F1 (ton.)
UFRGS	19,5	135	136
D e Q	19,5	134	139
A e V	24,0	176	174

Ensaio de integridade da estaca

Como visto no programa de ensaios proposto (tabela 3.1), ensaios de integridade tipo Cross-hole ou sônicos (PIT) podem ser executados após a execução das estacas principais e as estacas de reação. Para o ensaio de Cross-hole deve-se instalar previamente à concretagem, no mínimo três tubos metálicos com diâmetro interno igual a 50 mm, fixado à armadura da estaca (figura 5.17).

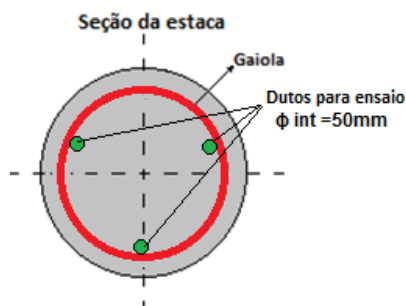


Figura 5.17: Dutos para ensaio de integridade (Próprio do autor)

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões mais importantes deste trabalho, no que se refere à caracterização do campo experimental em depósito arenoso, e a caracterização do local e análises tem por objetivo subsídio às provas de carga instrumentadas em estacas escavadas de grande diâmetro. Além disto, são dadas sugestões para trabalhos futuros.

6.1 CONCLUSÕES

As principais conclusões deste trabalho são mostradas a seguir:

Grande parte dos solos que conformam a área estudada é de origem sedimentar, depositados na plataforma continental, provenientes do complexo granulítico de Santa Catarina, e trazidos durante o penúltimo período de transgressão principalmente, ocorrido há 120000 anos, sendo classificados como da idade do pleistoceno superior a pleistoceno médio.

Os materiais identificados no perfil da área estudada, ordenados de maior a menor presença no depósito, foram interpretados como: Solos arenosos; areno-siltosos; silto-arenosos; silto-argilosos; argilo-siltosos; areia com pedregulho e em menor presença, solos argilosos.

O perfil médio da área foi determinado a partir de ensaios de CPTu, SPT e sDMT. Os três tipos de ensaios fornecem resultados semelhantes em termos de variação de resistência com a profundidade. Entretanto, o ensaio de CPTu fornece informações mais detalhadas das variações de resistência e da transição de propriedades do perfil.

Baseado nos estudos geológicos consultados na área de influencia, e nos resultados dos ensaios de campo e laboratório analisados nesta pesquisa, pode-se inferir que o depósito da área de estudo é composto de material normalmente adensado.

Solos que compõem o depósito estudado contêm porcentagens variáveis de material silteoso. Porém estes solos têm rápida dissipação da poropressão, sendo possível, na maior parte do perfil, estimar parâmetros que os caracterizam mediante correlações típicas de solos arenosos.

Os cálculos iniciais dos parâmetros de projeto indicam que o depósito estudado apresenta maior rigidez no trecho de 3 a 11 m do que nas camadas de 11 a 30 m de profundidade, com ângulos de atrito entre 41 e 44° e entre 31 e 39° respectivamente (tabela 4.4).

A metodologia de carregamento proposta fornecerá informação suficiente e detalhada para o análises das provas de carga.

As estimativas de carga total para os três métodos de calculo utilizados forneceu resultados similares. A maior diferença é observada no trecho entre 17 e 21 m de profundidade, coincidindo com a localização da camada de solo coesivo.

6.2 RECOMENDAÇÕES

As principais recomendações deste trabalho são mostradas a seguir:

Complementar a caracterização geotécnica da área de estudo mediante investigações propostas que não foram executadas, entre elas os ensaios laboratoriais; Mineralógicos e micromorfológicos, mecânicos, físicos, e ensaios de campo; sondagens de simples reconhecimento (SPT), ensaios pressiométricos (PMT), e ensaios dilatométrico (DMT), visando o aprimoramento os resultados obtidos.

Comprovar as mudanças no estado do solo após a execução das estacas, através de ensaios de campo executados em seu em torno. Os resultados destas sondagens podem ser comparados com as executadas inicialmente, comprovando as alterações no estado de tensões do subsolo.

Realizar um levantamento topográfico do Campo Experimental da UFRGS, referenciado através de coordenadas.

Conceber campanha de ensaios complementares para realização de provas de carga das estacas de reação, combinando tração e posterior compressão e carregamento horizontal.

Questionar sempre a informação fornecida pela instrumentação utilizada, comparando e analisando os resultados que sejam incoerentes com os resultados esperados.

No análises dos resultados das provas de carga devem ser estimadas as cargas residuais geradas nas estacas, isto, devido aos ciclos de carga e descarga aplicados durante o procedimento de carregamento.

Com os resultados da execução de ensaios de campo complementares, deve-se confirmar o estado de adensamento da camada do trecho de 3 a 11 m de profundidade.

REFERÊNCIAS

- Altaee, A. Evgin e. and Fellenius B. (1993) “**load transfer for piles in sand and the critical depth**”. con. geotech.j., 30, no.3, 455-463.
- Abdrabbo, F. and Abouseeda, H. (2002) “**Effect of Construction Procedures on The Performance of Bored Piles**” Deep foundations.
- Alsamman, O. (2010) “**Axial load test procedures for pile foundations**” cedengineering; course no: g01-001.
- Alsamman, O. (2006) “**Construction and Behavior of Drilled Shafts**” cedengineering; Course No: G01-002
- Albuquerque, J. and Kochen, R. (2003) “**Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos**” revista engenharia; descarga: www.geocompany.com.br/ftp/artigo15.pdf
- Aoki, N. e veloso, D. (1975) “**An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**” v congresso panamericano mecânica solos e eng. fundaciones, Buenos aires.
- ABMS/ABEF (1998) “**fundações teoria e prática**” 2da. edição são Paulo: pini.
- ABEF (2004) “**Estacas tipo hélice contínua, monitorada manual de especificações de produtos e procedimentos**” Engenharia de fundações e geotécnica; 3ª edição; grupo c: fundações profundas; p233-241.
- ABNT NBR 6502 (1995) “**Rochas e solos**” Associação brasileira de normas técnicas..
- ABNT NBR 6122 (2010) “**Projeto e execução de fundações**”. Associação brasileira de normas técnicas.
- ABNT NBR 12069 (1991) “**solo - ensaio de penetração de cone in situ (cpt) - método de ensaio**” Associação brasileira de normas técnicas.
- ABNT NBR 6489 (1984) “**Prova de carga direta sobre terreno de fundação**” associação brasileira de normas técnicas.
- ABNT NBR 12131 (2006) “**prova de carga estática-método de ensaio**”. Associação brasileira de normas técnicas
- ABNT NBR 6484 (2001) “**solo - sondagens de simples reconhecimento com spt - método de ensaio**” Associação brasileira de normas técnicas.

ABNT NBR 12007 (1990) **“solo- ensaio de adensamento unidimensional”**. Associação brasileira de normas técnicas.

ABNT NBR 6457 (1986) **“Amostras de solo-preparação para ensaios de compactação e caracterização”**. Associação brasileira de normas técnicas

ABNT NBR 6508 (1984) **“Grãos de solo que passam na peneira de 4.8mm. determinação da massa específica”** Associação brasileira de normas técnicas.

ABNT NBR 6459 (1984) **“Solo- determinação do limite de liquidez”** Associação brasileira de normas técnicas.

ABNT NBR 7181 (1984) **“solo- análise granulométrica”** Associação brasileira de normas técnicas.

ASTM D1143/D1143m (2007) **“Standard test methods for deep foundations under static axial compressive load”**

ASTM D3689 (2007) **“Standard test methods for deep foundations under static axial tensile load”**

ASTM D3080 **“Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions”**

ASTM D5882 (2007) **“Standard test method for low strain impact integrity testing of deep foundations”**

ASTM D6635-01 (2007) **“Standard test method for performing the flat plate dilatometer”**

ASTM D6760 (2008) **“Standard test method for integrity testing of deep foundations by ultrasonic crosshole testing”**

ASTM D6635-01 (2001 & 2007) **“standard test method for performing the flat plate dilatometer”** book of standards, 14 pp.

Amir, j. (2002) **“single-tube ultrasonic testing of pile integrity”** Deep foundations; p836-850 Variância estatística associada a métodos semi-empíricos para

Abreu N. L. (2002) **“Estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da formação (libertad, Uruguai)”** Dissertação apresentada ao programa de pós-graduação em engenharia civil da universidade federal do rio grande do sul, mestrado: porto alegre.

Beech, J. F. and Kulhawy, F. H. (1987) **“Experimental Study of the Undrained Uplift Behavior of Drilled Shaft Foundations,”** Report EL-5323, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Pasqualini, E., Cone Resistance of a dry medium sand, 10th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, Estocolmo, vol. 2, pp. 427-432, 1981.

Briaud, J. (1992) **“the pressuremeter”** trans tech publications, a.a. balkema, rotterdam.

Brown D. A. (2002) **“The Effect of Construction Technique on Axial Capacity of Drilled Foundations”** Gottlieb Associate Professor of Civil Engineering, Auburn University.

Branner, J.C. (1904) **“The stone reefs of Brazil, their geological and geographical relations”**. Bulletin of Museum of Comparative Zoology, 44: geological series 7.

Bigarella, J. e Marques F. (1961) **“Ocorrência de pedimentos nas fraldas da serra do Iquerim (garuva, sc)”** Curitiba, pp82-93.

Bigarella, J. (1965) **“Subsídios para o estudo das variações do nível oceânico no Quaternário Brasileiro”**. Anais da Academia Brasileira de Ciências.

Bolton, M.D. (1986) **“The strength and dilatancy of sands”** Géotechnique

Choong Kog Y. (2009) **“Integrity Problem of Large-Diameter Bored Piles”** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering; Vol. 135, No. 2.

Campanella R.G. and Howie J.A. (2005) **“guidelines for the use, interpretation and application of seismic piezocone test data”** Geotechnical Research Group Department of Civil Engineering The University of British Columbia.

Caruso, F.G. JR. (1987). **“Geologia do cenozóico do Estado de Santa Catarina”**. In: Silva, L.C.; Bortoluzzi, G.A. Texto explicativo para o mapa geológico do Estado de Santa Catarina.

Chodur N. (1997) **“Mineralogia e geologia dos depósitos de rubi e safira da região de barra velha, Santa Catarina”**; tese de doutoramento programa de pós-graduação em mineralogia e petrologia; universidade de São Paulo instituto de geociências.P30-33.

Chamsrad, J. Koepfel e Kovári (1988) **“trivec-measurements in geotechnical engineering”** department of rock engineering and tunneling; Swiss federal institute of technology. Zurich.

Carneiro Ferreira G.; Carneiro Daitx E. (2004) **“A mineração de areia industrial na Região Sul do Brasil”** REM: R. Esc. Minas, Ouro Preto, 56(1): 59-65.

Costa de França D. (2011) **“Provas de carga estática instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)”** Dissertação apresentada à escola politécnica da universidade de São Paulo para a obtenção do título de mestre em engenharia: São Paulo.

Cavalcante E. H. (2006) **“campos experimentais brasileiros”** xiii congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica – xiii cobramseg.

Chemauskas L. e Paikowsky S. (2008) **“defect detection and examination of large drilled shafts using a new cross-hole sonic logging system”** ASCE. p66-83.

Dunnicliff J. (1993) **“Geotechnical instrumentation for monitoring field performance”**

Décourt, I. (2008) **“provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito”** seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia vi sefe, 2008, São Paulo. ABMS, v.1, p. 221-245.

De Lima A. A. M. e Amadori T. (2012) **“Variância estatística associada a métodos semi-empíricos para estimativa da capacidade de carga de estacas”** Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.20, p.61-67.

De Nicola, A. e Randolph, M. (1993). **“Tensile and Compressive Shaft Capacity of Piles in Sand.”** Journal of Geotechnical Engineering, 119(12), 1952–1973.

Diehl, F.L., Horn Filho, N. o. (1996) **“Compartimentação geológico-geomorfológica da zona litorânea e planície costeira do estado de Santa Catarina”** Notas Técnicas.

Eslaamizaad, S. and ROBERTSON P.K. (1996). “Estimation of in situ lateral stress and stress history in sands”. In Proceedings of 49th Canadian Geotechnical Conference, S1. John's, Newfoundland, pp. 439-447.

EUROCODE 7 (1997) **“geotechnical design. part 3 : design assisted by field tests, flat dilatometer test (dmt), pp. 8**

EUROCÓDIGO 7 (1997) **“Projeto assistido por ensaios de campo”** projeto geotécnico; parte 3:

England, M and Cheesman, P.F (2006) **“Recent experiences with bi-directional static load testing”** 10th DFI conference, Amsterdam.

FUNDESP; informações técnica **“características da lama bentonítica”** descarga: http://www.fundesps.com.br/port/pt_04_m2.htm; consultado no dia 02/05/13.

Falconi, F. e Yassuda J. (2011) **“Estacas instrumentadas em solos moles: práticas atuais e tendências”** bureau; mesa redonda, ABMS; São Paulo.

Fellenius Bengt h. (1975) **“test loading of pile and new proof testing procedure; full-scale testing and foundations design; journal of the geotechnical engineering division”** consultant, terratech ltd., Montreal, Canada.

Fellenius, B. e Altaee A. (1995) “**Critical depth: how it came into being and why it does not exist**” geotechnical engineering; paper 10659.

Fellenius, B. (2002) “**Determining the resistance distribution in piles. part 2: method for determining the residual load**”. Geotechnical news magazine, vol. 20, no. 3 pp 25 - 29.

Fellenius, B. (2002) “**Determining the true distribution of load in piles**” proceedings of international deep foundation congress, an international perspective on theory, design, construction, and performance, asce, pp. 1455 – 1470.

Fleming, K. et al (2009) “**Piling engineering**” third edition, taylor and francis, London and new york.

FREITAS, R.O. (1951) “**Ensaio sobre a tectônica moderna do Brasil**”. Boletim da Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras, série Geologia, 130: 120p.

Gunaratne M. et al. (2006) “**The foundation engineering handbook**” taylor & francis group.

Google maps; <https://maps.google.com.br>

Gonzalez T. M. e Cazzoli y Goya S. (2005) “**Processos Costeiros Condicionantes do Litoral Brasileiro**” Revista do Departamento de Geografia, 17 (2005) 11-23.

Horn Filho. N.O. (1997) “**O quaternário costeiro da ilha de são francisco do sul e arredores, nordeste do estado de Santa Catarina - aspectos geológicos, evolutivos e ambientais**”. tese de doutorado, instituto de geociências universidade federal do rio grande do sul, 283p.

Horn Filho. N.O. & DIEHL, F.L. (1994) “**Geologia da planície costeira de Santa Catarina**” Alcance, v.1, 1, 95-102.

Horn Filho. N.O. (2003) “**Setorização da Província Costeira de Santa Catarina em base aos aspectos geológicos, geomorfológicos e geográficos**” Geosul, Florianópolis, v.18, n.35, p. 71-98.

Holmes M. M. (1993) “**Drilled Shafts and New Slurry Technology Used Instead of Driven Piles: Sets Record on the Ohio River**” Foundation Drilling.

Hajduk, E. and paikowsky S. (2000) “**Performance evaluation of an instrumented test pile cluster**” ASCE geotechnical special publication no. 94, pp.124-147

Hayes, j. e Simmonds, T. (2002) “**Interpreting strain measurements from load tests in bored piles**” ninth international conference on piling and deep foundations, France, (DFI).

Hayes, J. (2005) “**Quality assurance for drilled shaft foundations**” GEO3, Dallas.

Hanifah, Abdul Aziz bin K.M. e Lee, Sieng Kai, (2006) **“Innovation in instrumented test piles in Malaysia: application of global strain extensometer (Glostrest) method for bored piles”** 10th international conference on piling and deep foundations, Amsterdam, the Netherlands, (DFI, EFFC, EMAP conferences) p669-767.

ISSMFE (1985) **“Suggested method: axial pile loading test part 1: static loading”** Subcommittee on field and laboratory testing. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 8, No. 2, pp. 79-90.

IBGE; **“Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística”** <http://biblioteca.ibge.gov.br/>

Joshi, R. C. and Sharma, H. D. (1987) **“Prediction of ultimate pile capacity from load tests on bored and belled, expanded base compacted and driven piles”** proceedings, international symposium on prediction and performance in geotechnical engineering, Canada, p. 135-144.

Jefferies M. and Been K. (2006) **“Soil Liquefaction A critical state approach”** Taylor & Francis; London and New York. p.206-208.

Jaky, J. (1944) **“The coefficient of earth pressure at rest”** Journal of the Society of Hungarian Eng. Arch. P 355–358.

Kulhawy, F.H., and Mayne, P.H., (1990). **“Manual on estimating soil properties for foundation design”**, Report EL-6800 Electric Power Research Institute, EPRI.

Kottek M., Grieser J., Beck C., Rudolf B. and Rubel F. (2006) **“World Map of the Köppen-Geiger climate classification updated”**; Gebrüder Borntraeger, Berlin, Stuttgart; Meteorologische Zeitschrift, Vol. 15, No. 3, 259-263.

Lam, C., (2010) **“Effect of support fluids on pile performance—a field trial in east London”** technical paper; ground engineering. p28-31.

Lobo, B., et al. (2009) **“Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT”** revista luso-brasileira de geotecnia. p5-20.

Loukidis, D. and Salgado, R. (2008) **“Numerical Study of Limit Shaft Resistance of Bored Piles in Sand”** The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG) Goa, India.

Lunne, T. ROBERTSON, P. Powell J. (1997) **“cone penetration testing in geotechnical practice”**. 1^o ed. London.

Lunne, T. and Kleven, A. (1981). **“Role of CPT in North Sea Foundation Engineering”**, Symposium on Cone Penetration Engineering Division, ASCE, 49-75.

Milititsky J. (1991) **“provas de carga estática”** sefe ii-2^o seminário de engenharia de fundações especiais.

Marques, A. and Massad, F. (2004) **“Provas de carga instrumentadas em estacas escavadas com bulbos”**, Praieira de maceió, alagoas.

Mayne, P.W. (2005) **“Integrated Ground Behavior: In-Situ and Lab Tests”** Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 2 (Proc. Lyon, France), Taylor & Francis, London, United Kingdom, pp. 155–177.

Mayne, P.W. (2006). **“Undisturbed sand strength from seismic cone tests”**. The 2nd James K. Mitchell Lecture. J. Geomech. and Geoengng, 1(4):239–258.

Marchetti, S. (1980); **“in situ tests by flat dilatometer”**. Journal of the geotechn. engineering division, asce, vol. 106, no. gt3, proc. paper 15290, p. 299-321.

Marchetti, S. e Crapps, D. (1981) **“flat dilatometer manual”** internal report of gpe inc. distributed to purchase of the DMT equipment.

Machan, George e Bennett Victoria G. (2008) **“Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects, State of the Practice”**; transportation research circular e-c129

Ortigão, J. (2007) **“Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos”**. 3.ed.

Osterberg J. (1998) **“The osterberg load test method for bored and driven piles the first ten years”** Proceedings of the seventh international conference and exhibition on piling and deep foundations. vienna, austria, deep foundation institute, englewook cliff, new jersey.

O'Neill, M.W. e Hassan, K.H. (1994). **“Drilled Shafts: Effects of Construction on Performance and Design Criteria”** Proceedings, Int. Conf. on Design and Construction of Deep Foundations, U.S. Federal Highway Admin., Washington.

O'Neill, M.W. e Reese, L.C. (1999). **“Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods”** Publication No. FHWA-IF-99-025, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Admin., Washington, D.C.

Prakash, s. and Sharma h. (1990) **“Pile foundations in engineering practice”** cap. 9, pile load test; john wiley & sons, usa.

Possamai T.¹, Voos V. C. ², De Oliveira F.³, Horn Filho N.⁴ (2010) **”Geologia costeira da ilha de São Francisco do Sul, Santa Catarina“** Revista de Geografia. Recife: UFPE – DCG/NAPA, v. especial VIII SINAGEO, n. 2.

Penteadó, m. e Brito J. 2009 **“Técnicas atuais e inovadoras na monitorização e controlo de qualidade das estacas de betão”** engenharia civil • um. p51-71.

Rajakpaxse R. (2009) **“Pile design for structural and geotechnical engineers”**

Randolph, M. et al (1994) **“Design of driven piles in sand”** geotechnique 44, 427-448.

ROBERTSON, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., Greig, J., (1986) **“Use of piezometer cone data”**. Proc., In-Situ 86, Specialty Conf., ASCE, Blacksburg, pp. 1263-1280.

ROBERTSON, P. (1990) **”Soil classification using cone the penetration test”** Canadian geotechnical journal. p151-158.

ROBERTSON, P. K. and Cabal K. (2012) **“Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering”** 5th edition; gregg drilling & testing, inc. p.4, consultado no dia 28/06/13. <http://www.cpt-ROBERTSON.com/publications?offset=30>

ROBERTSON, P. K. and cabal K. (2010) “Estimating soil unit weight from CPT” 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.

ROBERTSON, P. K. and C.E. Wride (1998) **“Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test”**; Canadian geotechnical journal; p.442-459.

ROBERTSON, P. K. (2009) **“Interpretation of cone penetration tests — a unified approach”** Canadian geotechnical journal. p.1337-1355.

Rocha, G.J. (1989) “aspectos sedimentares da plataforma continental de Santa Catarina – Brasil” GEOSUL, n°8 - Ano IV – 2° semestre de 1989.

Sevicio geológico do brasil, sgb; <http://www.cprm.gov.br/> ; consultado no dia 02/05/13.

Site do Silvano Marchetti: consultado no dia: 05/07/13; <http://www.marchetti-dmt.it/>

Seavey D. A. e Ashford S. A.(2004). “Effects of Construction Methods on the Axial Capacity of Drilled Shafts” Final Report Submitted to Caltrans under Contract No. 59A0337; Department of Structural Engineering; University of California, San Diego.

Schnaid, F. (2009) **“In Situ Testing in Geomechanics, the main test”** Taylor & Francis; London and New York.

Schnaid, F., Lehane, B.M. and Fahey, M. (2004). **“In situ test characterisation of unusual geomaterials”**. Proc. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, 1:49–74.

Schnaid, F. e Odebrecht (2012) **“Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações”** 2ª edição; são Paulo; oficina de textos.

Schmertmann, J. Hayes, J. Molnit, T. Osterberg, J. (1998). **“o-cell testing case histories demonstrate the importance of bored pile (drilled shaft) construction technique”** proceedings: fourth international conference on case histories in geotechnical engineering, st. louis, missouri.

Siegel, T. and McGillivray, A. (2009) **”interpreted residual load in an augered cast-in-place pile”** proceedings, annual dfi conference, kansas city, mo.

Santos J. A. (2002) **“estacas sob ações verticais, importância do controle de qualidade”** curso; fundec, decivil, ist.

Suguio, K., Martin, L., Bittencourt A.C., Domingues J.M., Flexor J.M., Azevedo A.E.G. (1985) **“Flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira”**. Revista Brasileira de Geociências.

Suguio, K. Martin, L., Flexor J.M., Azevedo A.E.G. (1986) **“The Quaternary sedimentary deposits in the States of Paraná and Santa Catarina coastal plains”** 064 GEOQUA.

Suguio, K. (1992) **“Dicionário de geologia marinha: com termos correspondentes em inglês, francês e espanhol”**. São Paulo: T.A. Queiroz. P.171

Suguio, K. (2009) **“Tópicos de geociências para o desenvolvimento sustentável: as regiões litorâneas”**. Revista do Instituto de Geociências – USP.

Trindade, (2012) **“Redução de riscos ambientais através da aplicação de fluido polimérico na estabilização de escavações em solos”** geo, ground engineering operations, ltda. - lisboa, portugal.

Thasnanipan, N. (2002) **“Performance of wet-process bored piles constructed with polymer-based slurry in bangkok subsoil”** deep foundations. p143-157.

U.S. Department of transportation Federal Highway Administration:
<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/gec8/05.cfm>; Consultado no dia 22/07/2014.

Viana, D. (2011) **“Instrumentações aplicadas em fundações: práticas atuais e tendências”** mesa redonda, ABMS; São Paulo.

Vésic, A. (1975) **“Principles of pile foundations design”** school of engineering, duke university, soil mechanics series nº 38..

Velloso d. A. and Lopes F. R. (2010) **“fundações profundas”**- volume 2; oficina de textos; p. 232, 473

Vishay precision group (2011) **“Strain gages and instruments”** tech note tn-505-4; consultado no dia 02/06/13. <http://www.vishaypg.com/micro-measurements/stress-analysis-strain-gages/technotes-list/>

Wolff, T. Witt, K. J. and Hassan A.(2006); **“Application of conventional and fibre optical sensor technology on bored piles in Dubai (U.A.E.)”** Smartec Web-Site Paper

Webb, D. L., Mival, K. N., and Allinson, A. J., (1982) "**A Comparison of the Methods of Determining Settlements in Estuarine Sands from Dutch Cone Penetration Tests**", Proceedings, 2nd European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2, Amsterdam, p.945-950.

ZEMBRUSCKI, S.G. (1979). "**Geomorfologia da margem continental sul brasileira e das bacias adjacentes**". Rio de Janeiro: PETROBRÁS. CENPES. DINTEP. V.7. p.129-177.

Zular, André (2011); "**Sedimentologia e cronologia por luminescência da ilha de São Francisco do Sul (sc): considerações sobre a evolução holocênica de barreiras arenosas da costa sul e sudeste do brasil**" Dissertação de mestrado; UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO; INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS.