



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Dimensionamento de Estacas Helicoidais

Gustavo David Louro Carlos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes,
Universidade da Beira Interior (Portugal)
Co-orientador: Prof.^a Doutora Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha,
Universidade de São Paulo (Brasil)

Covilhã, junho de 2013

Dedicatória

Dedico este trabalho a toda a minha família.

Agradecimentos

Ao orientador, Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes que me apoiou no primeiro momento e me incentivou a esta experiência de intercâmbio, por todos os trabalhos que desenvolvemos desde o meu regresso, pela forma como se empenhou e me apoiou durante este trabalho, pela amizade e partilha de todo o seu conhecimento.

À co-orientadora, Professora Doutora Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha que me integrou da melhor forma possível na sua equipa de trabalho, me proporcionou o passo de partida para o desenvolvimento de todo este trabalho, bem como todo o apoio, amizade e conhecimento partilhado na realização do mesmo.

À Universidade da Beira Interior com inerente corpo docente e não docente que me preparou e me permitiu chegar até aqui.

À Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo nomeadamente ao Departamento de Geotecnia em nome do Professor Doutor Lázaro Valentin Zuquette, todos os funcionários e técnicos que me acolheram e integraram durante os seis meses de intercâmbio de uma forma excepcional.

Ao Santander pela bolsa de Intercâmbio que me foi concedida.

Aos meus amigos e colegas de trabalho na EESC/USP João Filho, Loana Sanchez, Thaise Morais e Thiago Santos com quem tive a oportunidade de trabalhar e partilhar inúmeras experiências. Aos restantes amigos da “Boate Azul” e do Departamento de Geotecnia pela amizade e apoio fulcral à minha integração no Brasil.

A todos os meus colegas de trabalho e amigos Ubianos por todo o apoio nesta fase final.

Aos meus irmãos, Marcelo e Raquel por todas as palavras de incentivo e paciência durante todos estes meses.

Por fim, quero agradecer de uma forma muito especial aos meus pais, Lina e António porque se cheguei até aqui, e me tornei na pessoa que sou, devo-lhes a eles, sempre me apoiaram incondicionalmente nas minhas decisões.

Resumo

O trabalho aqui apresentado tem como objetivo analisar o dimensionamento de estacas metálicas helicoidais, instaladas em solo residual tropical poroso, típico do interior do Estado de São Paulo, Brasil. Pretende-se mostrar quais os métodos teóricos semi-empíricos mais usados e aplicá-los a fim de se aferir sobre a sua confiabilidade. Neste sentido, nesta dissertação é exposto o estudo de um caso prático do dimensionamento de duas estacas metálicas helicoidais. As duas estacas diferem apenas no número de hélices, pretendendo-se desse modo aferir as diferenças com acréscimo de uma hélice ao nível do aumento da capacidade de carga e redução dos assentamentos.

Este estudo resultou de uma parceria entre duas instituições de ensino, a Universidade da Beira Interior (Portugal) e a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (Brasil). Este decorreu em duas fases essenciais. Numa primeira fase efetuaram-se ensaios de carga estática rápida à compressão em duas estacas, numa área em que se tinha algum conhecimento das características do maciço a partir de Ensaios de Penetração Dinâmica (SPT) e Ensaios de Penetração Estática (CPT). Na segunda fase efetuou-se o tratamento de toda essa informação; desenhou-se o perfil do maciço, determinaram-se os parâmetros mecânicos dos vários materiais, e avaliou-se a capacidade de carga de ambas as estacas. A capacidade de carga foi estimada para cada estaca através de métodos semi-empíricos e por diversas interpretações gráficas dos ensaios de carga estática rápida. Por fim, compararam-se todos os resultados e verificou-se a viabilidade da aplicação das expressões semi-empíricas.

Palavras-chave

Estacas Metálicas Helicoidais;

Solos Residuais Tropicais;

Capacidade de Carga à Compressão;

Fundações Indiretas.

Abstract

This work aims to investigate the design of helical piles, anchored in tropical residual soil porous, typical of the state of São Paulo, Brazil. It is intended to verify the uncertainties of the theoretical semi-empirical methods available to determine helical pile capacity. In this sense, this dissertation describes a practical case study of the design of two different models of helical piles. The two piles differ only in the number of helices. Therefore, in this case it was investigated the possibility of gain in capacity and reduction in settlement by the inclusion of one more helix.

This study is a partnership between two Universities, the University of Beira Interior (Portugal) and the School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo (Brazil). This work was performed in two main phases. In a first stage, it was carried out pile static load tests on two helical piles, installed in an area with the soil profile obtained from standard penetration testing (SPT) and cone penetration tests (CPT). In the second stage, the data from these tests were analyzed; the mechanical parameters of the soil where the helices were installed were obtained by laboratory tests performed on undisturbed samples, and the pile capacity of the both piles was evaluated. The pile capacities were estimated through semi-empirical methods and from various graphical interpretations of the static load tests. Finally, all results were compared and verified the feasibility of the application of semi-empirical expressions.

Keywords

Helical Pile;

Residual Tropical Soils;

Bearing Capacity;

Deep Foundations.

Índice

Capítulo I

1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Contextualização do Trabalho	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Organização do Trabalho.....	2

Capítulo II

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Introdução	4
2.2 Elementos de Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Esforços Axiais	6
2.2.1 Capacidade de Carga	7
2.2.2 Assentamentos	9
2.2.3 Ensaios de Carga Estática em Estaca.....	11
2.3 Estacas Helicoidais.....	14
2.3.1 Elementos Históricos	14
2.3.2 Definição	17
2.3.3 Aspectos Ambientais	19
2.3.4 Vantagens e Desvantagens	20
2.3.5 Métodos de Previsão da Capacidade de Carga	21
2.3.6 Controlo da Qualidade Durante a Instalação - Relação do Momento Torsor de Instalação com a Capacidade de Carga.....	26
2.3.7 Influência do Número de Hélices e do Diâmetro na Capacidade de Carga e no Momento Torsor de Instalação	28

Capítulo III

3 - METODOLOGIA.....	32
3.1 Aspectos Gerais	32
3.2 Ensaios de Caracterização Geotécnica.....	34
3.2.1 Ensaios de Campo	34
3.2.1.1 Ensaios de Penetração Dinâmica - SPT.....	34
3.2.1.2 Ensaios de Penetração Estática - CPT	35
3.2.1.3 Correlações com os Parâmetros dos Ensaios de Penetração SPT e CPT	36
3.2.2 Ensaios de Laboratório	37
3.2.2.1 Análise Granulométrica.....	38
3.2.2.2 Limites de Atterberg	39

3.2.2.3 Ensaio Triaxiais	39
3.3 Construção de Estacas	40
3.3.1 Construção da Estaca como Elemento Estrutural	40
3.3.2 Execução <i>In Situ</i> da Estaca como Sistema de Fundação	42
3.4 Ensaio de Carga Estática Rápido	43
Capítulo IV	
4 - CASO DE ESTUDO	45
4.1 Localização Geográfica	45
4.2 Enquadramento Geomorfológico	46
4.3 Enquadramento Geológico - Geotécnico.....	47
4.4 Enquadramento Hidrogeológico	49
4.5 Ensaio <i>In Situ</i>	49
4.5.1 Ensaio SPT	50
4.5.2 Ensaio CPT	51
4.6 Ensaio de Laboratório	53
4.6.1 Ensaio Índice	53
4.6.2 Ensaio Triaxiais	55
4.7 Interpretação	57
4.7.1 Geometria do Maciço	57
4.7.2 Caracterização Mecânica	61
4.7.3 Capacidade de Carga	64
4.7.3.1 Equação Teórica	64
4.7.3.2 Ensaio de Carga	68
4.7.3.3 Comparação de Resultados	70
4.7.4 Assentamentos	72
4.7.4.1 Equações Teóricas.....	72
4.7.4.2 Ensaio de Carga	73
4.7.4.3 Comparação de Resultados	73
Capítulo V	
5 - Conclusões e Perspetivas Futuras	74
5.1 Conclusões.....	74
5.2 Perspetivas para Futuras Pesquisas.....	77
Referências Bibliográficas.....	78
Anexos.....	83

Lista de Figuras

Capítulo I

(Sem Figuras)

Capítulo II

Figura 2.1 - Principais tipos de fundações: Fundação direta (a) e fundação indireta (b) (Bowles, 1988).....	4
Figura 2.2 - Classificação de estacas quanto ao efeito que estas produzem na horizontal durante a sua execução (Simons e Menzies, 1977)	6
Figura 2.3 - Esquema das principais forças envolvidas numa estaca para efeitos de cálculo de capacidade de carga na rotura de uma fundação profunda (adaptado de Cernica, 1995)	7
Figura 2.4 - Valores de N_q segundo proposta de diversos autores (Vesic, 1967)	8
Figura 2.5 - Condições para avaliação de assentamentos de uma estaca isolada	9
Figura 2.6 - Fatores adimensionais para o cálculo do assentamento de uma estaca flutuante (Poulos e Davis, 1980).....	10
Figura 2.7 - Esquema típico para realização de um ensaio de carga em estaca (Rosário, 2009)	11
Figura 2.8 - Critério de rotura convencional de Terzaghi (1942, <i>in</i> Cintra e Tsuha, 2012)	12
Figura 2.9 - Esquema do modo de obtenção da carga de rotura pela NBR 6122/2010 (NBR 6122/210)	13
Figura 2.10 - a) Critério de rotura de Van der Veen (1953), b) diversas iterações “ $-\ln(1-Q/Q_r)$ em função de r ” (Cintra e Tsuha, 2012)	14
Figura 2.11 - Modelo de estaca metálica helicoidal (Wilson, 1950, <i>in</i> Tsuha, 2007).....	15
Figura 2.12 - Estaca metálica helicoidal (a partir de Vercon Industrial, 2013).....	15
Figura 2.13 - Elementos principais da estaca metálica helicoidal (a partir de Stephenson, 2003, <i>in</i> Carvalho, 2007 (à esquerda) e Elementos de Ligação entre secções, circular e quadrada respetivamente (à direita) (a partir de HCMatcon, 2013).....	17
Figura 2.14 - a) Estaca metálica helicoidal simples, b) Estaca metálica helicoidal multi-hélice (Kulhawy, 1985, <i>in</i> Tsuha, 2007).....	18
Figura 2.15 - Esquema de construção de uma estaca metálica helicoidal, evidenciando a particularidade importante da construção ser realizada com uma máquina típica de obras de terra (a partir de Grip-Tite, 2013).....	20
Figura 2.16 - Esquema de rotura: a) “carga individual”; b) “rotura do cilindro” (Carvalho, 2007)	22
Figura 2.17 - Fatores de capacidade de carga combinados com a forma, profundidade e capacidade de carga das estacas helicoidais (adaptado de Perko, 2009)	24
Figura 2.18 - Fator de adesão α (Tomlinson, 1957, apud Cintra e Aoki, 2010)	26

Figura 2.19 - Relação entre o momento torsor de instalação e a relação entre o passo e o diâmetro da hélice (adaptado de Ghaly e Hanna, 1991, <i>in</i> Carvalho 2007).....	27
Figura 2.20 - Curva carga x deslocamento para estacas com duas, três e quatro hélices (adaptado de Rao et al., 1989, <i>in</i> Carvalho, 2007).	28
Figura 2.21 - Curva carga x deslocamento para estacas com uma, duas e três hélices (adaptado de Clemence <i>et al.</i> , 1994, <i>in</i> Carvalho 2007)	29
Figura 2.22 - Modelo das estacas multi-hélices: a) Cilíndrica e b) Cônica.....	30
Figura 2.23 - Relação entre capacidade de carga e o N do SPT para estacas com uma ou duas hélices, com diâmetros em polegadas, de estacas helicoidais em solos coesivos (adaptado de Perko <i>et al.</i> , 2000, <i>in</i> Carvalho, 2007)	30
Figura 2.24 - Relação entre capacidade de carga e o N do SPT para estacas com uma ou duas hélices, com diâmetros em polegadas, de estacas helicoidais em solos não coesivos (adaptado de Perko <i>et al.</i> , 2000, <i>in</i> Carvalho, 2007)	31

Capítulo III

Figura 3.1 - Esquema do campo de estudos experimental.....	33
Figura 3.2 - Esquema de trabalho do caso de estudo realizado na presente dissertação	33
Figura 3.3 - Ensaio SPT 3 a decorrer no campo experimental de estudos (Santos, 2013).....	34
Figura 3.4 - Ensaio CPT a decorrer no campo experimental de estudos (Santos, 2013).....	35
Figura 3.5 - Relação entre resultados dos ensaios SPT e CPT, em diversos tipos de solos (Bowles, 1988).....	36
Figura 3.6 - Carta de classificação de solos a partir de resultados de ensaios CPT (Robertson <i>et al.</i> 1986 <i>in</i> Fellenius, 2011).....	36
Figura 3.7 - Carta de classificação de solos (Robertson and Campanella, 1983, <i>in</i> Bowles, 1988).	37
Figura 3.8 - a) Perfuração mecânica dos primeiros 7 metros do poço a trado mecânico (dos 7 aos 9 metros a perfuração foi manual); e b) imagem do poço finalizado	37
Figura 3.9 - a) Amostras em preparação para análise granulométrica; e b) análise granulométrica por sedimentação	38
Figura 3.10 - Recolha da amostra indeformada à profundidade de 9 m	39
Figura 3.11 - Esquemas das estacas helicoidais A1 e A2 realizadas no campo experimental de estudos.....	41
Figura 3.12 - a) Cabeçote de aço de ligação estaca-mandril; b) medidor de pressão diferencial; e c) mandril hidráulico (Santos, 2013).....	42
Figura 3.13 - Instalação de uma estaca helicoidal no campo experimental de estudos.....	42
Figura 3.14 - Esquema de ensaio de carga em estaca adotado (adaptado de Tomlinson, 1994)..	44
Figura 3.15 - Sistema de aquisição de dados, extensómetros, macaco hidráulico, célula de carga e bomba hidráulica usados nos ensaios de carga em estacas do campo experimental ..	44

Capítulo IV

Figura 4.1 - Localização da Zona de estudo, em São Carlos-SP, Brasil	45
Figura 4.2 - a) Mapa de Localização (CRHEA, 2013), b) Entrada do Campus do CRHEA, c) Estação Climatológica e poço de abastecimento do centro, e d) Local de ensaios.....	46
Figura 4.3 - Relevo do Estado de São Paulo (adaptado de GESP, 2005)	46
Figura 4.4 - Unidades geológicas no Estado de São Paulo (adaptado de GESP, 2005)	48
Figura 4.5 - Distribuição dos depósitos de cobertura cenozoica no interior do estado de São Paulo (a partir de Cintra,1998).....	49
Figura 4.6 - Resultado dos ensaios SPT.....	51
Figura 4.7 a) Resistência de ponta (q_c) e b) atrito lateral (f_s) dos três ensaios CPT	52
Figura 4.8 - a) Resistência de ponta (q_c), b) atrito lateral (f_s) e c) razão de atrito do ensaio CPT 3.....	52
Figura 4.9 - Inspeção táctil / visual, a) solo da unidade geotécnica superficial, e b) solo da unidade geotécnica subjacente à unidade superior (solo residual de diabases)	53
Figura 4.10 - Curva granulométrica do solo residual de diabase da zona de estudo.....	54
Figura 4.11 - Bloco de amostra indeformada do solo residual de diabases (silte areno argiloso) retirada na profundidade de instalação das hélices (9m)	55
Figura 4.12 - Envolvente de rotura em termos de tensões efetivas - solo perturbado, a partir de um ensaio triaxial do tipo CIU	56
Figura 4.13 - Envolvente de rotura em termos de tensões efetivas - solo não perturbado do tipo CIU.....	56
Figura 4.14 - Imagem de provete após ensaio triaxial evidenciando uma rotura do tipo frágil	57
Figura 4.15 - Perfil geológico-geotécnico da zona em estudo (Corte A-A' - Fig.3.1)	58
Figura 4.16 - Comparação dos resultados dos ensaios CPT3 e SPT1 e respectivas unidades geotécnicas	58
Figura 4.17 - Análise da relação entre resultados de ensaios SPT e CPT em diferentes tipos litológicos (adaptado de Bowles,1988).....	59
Figura 4.18 - Análise sobre a relação entre q_c e R_f como indicadores litológicos, na carta proposta por Robertson e Campanella (1983): a) por unidade geotécnica e b) por profundidade	60
Figura 4.19 - Análise sobre a relação entre q_c e R_f como indicadores litológicos, na carta proposta por Robertson <i>et al.</i> (1986): a) por unidade geotécnica e b) por profundidade.....	61
Figura 4.20 - Imagem do fuste e do solo envolvente, imediatamente após a instalação da estaca helicoidal.....	64
Figura 4.21 - Valores de H_{ef} adotados no cálculo da parcela de atrito lateral Q_{uf} das estacas A1 e A2.....	65
Figura 4.22 - Ensaio de carga estático rápido à tração e à compressão, a) na estaca A1; b) na estaca A2 (adaptado de Carlos <i>et al.</i> , 2013).....	68
Figura 4.23 - Ensaio de carga estático rápido na estaca A1.....	69

Figura 4.24 - Ensaio de carga estático rápido na estaca A2..... 69

Capítulo V

(Sem Figuras)

Lista de Tabelas

Capítulo I

(Sem Tabelas)

Capítulo II

Tabela 2.1 - Ângulo de atrito do solo por Mitsch e Clemence (1985) 26

Capítulo III

Tabela 3.1 - Faixas granulométricas segundo NBR 6502/95 38

Tabela 3.2 - Propriedades geométricas dos provetes ensaiados na câmara triaxial 40

Tabela 3.3 - Dimensões das estacas A1 e A2 41

Tabela 3.4 - Especificação técnica dos materiais utilizados na construção das estacas 41

Tabela 3.5 - Carga de rotura das estacas A1 e A2 43

Tabela 3.6 - Especificações técnicas das estacas de reação 44

Capítulo IV

Tabela 4.1 - Resultado dos ensaios SPT e respetiva litologia 50

Tabela 4.2 - Classificação do solo em estudo da zona onde as hélices se instalam 54

Tabela 4.3 - Parâmetros mecânicos em termos de tensões efetivas 56

Tabela 4.4 - Relação entre ensaios SPT e CPT (considerando CPT3 & SPT1) para os solos em estudo, e D_{50} provável a partir da relação de Bowles (1988) 59

Tabela 4.5 - Peso específico do solo por unidades geotécnicas 61

Tabela 4.6 - Coesão por unidade geotécnica, a partir dos ensaios *in situ* 62

Tabela 4.7 - Ângulo interno de atrito por unidade geotécnica, a partir dos ensaios *in situ*... 63

Tabela 4.8 - Parâmetros de resistência ao corte a usar no dimensionamento das estacas para os vários casos de estudo 63

Tabela 4.9 - Capacidade de carga lateral (Q_{uf} - kN) nas estacas A1 e A2, admitindo os diferentes critérios de resistência ao corte 66

Tabela 4.10 - Capacidade de carga da base (Q_{ub} - kN) para as estaca A1 e A2 67

Tabela 4.11 - Capacidade de carga (Q_u - kN) para as estaca A1 e A2 67

Tabela 4.12 - Resultado da capacidade de carga na rotura (Q_r - kN) para as estacas A1 e A2 pelas diversas metodologias, a partir dos ensaios de carga 70

Tabela 4.13 - Capacidade de carga na rotura (Q_r - kN) de estacas helicoidais com uma (A1) e duas (A2) hélices 71

Tabela 4.14 - Resultado dos assentamentos previstos segundo as indicações do Perlow (2011) para as estacas A1 e A2 e para uma carga de 40 kN 72

Tabela 4.15 - Resultado dos assentamentos registrados no ensaio de carga para as estacas A1 e A2 com uma carga de 40 kN.....	73
Tabela 4.16 - Resultado dos assentamentos previstos e obtidos em ensaio de carga para as estacas A1 e A2.....	73

Capítulo V

(Sem Tabelas)

Lista de Acrónimos

Alfabeto Latino

A - área da secção transversal da estaca;

a - coeficiente que define a forma da curva;

A_1 - área projetada da hélice de fundo no plano perpendicular ao eixo do fuste;

A1 - estaca com uma hélice;

A2 - estaca com duas hélices;

A_b - área da base (secção máxima segundo o plano horizontal);

A_c - área da ponteira cónica;

A_m - área da manga do cone do CPT;

A_n - área projetada da hélice num plano perpendicular ao eixo do fuste;

A_s - área lateral do fuste;

A_s - taxa de armadura;

B - largura do elemento de fundação;

c - coesão;

C' - coesão efetiva;

C3 - estaca com três hélices;

C_a - adesão ao longo do tubo da estaca ($C_a = \alpha \times C_u$, onde α é o fator de adesão entre o solo e a estaca);

C_G - argilas arenosas com seixos;

C_S - argilas arenosas sedimentares;

C_u - coesão não drenada;

D - diâmetro da hélice, profundidade do elemento de fundação;

d - diâmetro do fuste, diâmetro da estaca;

D_{50} - diâmetro médio dos grãos;

d_b - diâmetro do base;

D_f - diâmetro do fuste;

D_h - diâmetro da hélice;

E - módulo de elasticidade do material da estaca;

e_1 - secção extensão;

e_2 - secção principal;

e_3 - passo da hélice;

e_4 - espessura da hélice;

e_5 - distância entre hélices;

e_6 - distância entre a primeira e última hélice;

e_7 - comprimento do fuste após as hélices;

E_s, E_f - módulo de elasticidade do solo;

f_p - força necessária para a penetração do cone CPT;

f_s - resistência de atrito lateral do cone;

h - altura até ao substrato impenetrável;

H - comprimento do fuste da estaca acima do topo da hélice;

H_1 - profundidade da hélice superior;

H_{ef} - altura efetiva;

I_o - fator corretivo para contabilizar o efeito da geometria da estaca;

K - constante que depende do tipo de solo;

K_t - fator empírico de momento torsor;

K_u - coeficiente de impulso;

L - comprimento da estaca;

n - número de hélices;

N_γ - fator de capacidade de carga correspondente à base do elemento de fundação;

N, N_{SPT} - parâmetro obtido no ensaio de penetração dinâmica (SPT);

N'_c, N'_q, N'_γ - fatores de capacidade de carga combinados com a forma, profundidade e capacidade de carga das estacas helicoidais;

N_{55} - parâmetro obtido no ensaio de penetração dinâmica (SPT) com uma eficiência energética de 55%;

N_{60} - parâmetro obtido no ensaio de penetração dinâmica (SPT) com uma eficiência energética de 60%, eficiência considera padrão;

N_{72} - parâmetro obtido no ensaio de penetração dinâmica (SPT) com uma eficiência energética de 72%;

N_c - fator de capacidade de carga correspondente à parcela da coesão;

N_k - fator empírico de cone, variável de 11 a 19;

N_q - fator de capacidade de carga correspondente à parcela da sobrecarga;

N_q^* - fator de capacidade de carga incorporado com fator de forma S_q ;

P - carga axial de compressão;

P'_0 - tensão total à profundidade z ;

Pr - carga de rotura esperada;

p_s - perímetro do tubo da estaca;

Q - carga axial de compressão;

q - tensão vertical efetiva ao nível da base da fundação;

q' - sobrecarga;

Q_{1-N} - carga de rotura do 1º ciclo de carga segundo critério NBR 6122;

Q_{1-T} - carga de rotura do 1º ciclo de carga segundo critério de Terzaghi;

Q_{2-N} - carga de rotura do 2º ciclo de carga segundo critério NBR 6122;

Q_{2-T} - carga de rotura do 2º ciclo de carga segundo critério de Terzaghi;

q_c - resistência de ponta obtido do ensaio de penetração estática (CPT);

Q_r - carga de ajuste;

q_s - força de atrito;

Q_u - capacidade de carga;

Q_{ub} - resistência (carga) de ponta, na rotura;

Q_{uf} - resistência (carga) de atrito lateral, na rotura;

q_{ult} - tensão de rotura;

Q_{ut} - capacidade de carga à tração;

r - assentamento / deslocamento;

R_B - diabase;

R_f - razão de atrito;

R_n - fator corretivo para ter em conta a proximidade do substrato rígido;

R_k - fator corretivo para contabilizar a compressibilidade relativa da estaca/solo;

RS_B - solo residual de diabase;

R_v - fator corretivo para considerar o coeficiente de Poisson do solo envolvente;

S - assentamento;

s - comprimento do solo entre as hélices;

T - torque final de instalação;

z - profundidade da hélice na vertical.

Alfabeto Grego

δ - ângulo de atrito da interface estaca-solo;

ϕ - ângulo de atrito interno;

α - coeficiente de adesão do solo;
 γ - peso específico do solo;
 π - Pi;
 τ - resistência ao corte;
 Σ - somatório;
 ω - teor em água;
 λ_{ϕ} - fator de correção = 1 golpe/30cm/kPa;
 γ' - peso específico efetivo do solo;
 γ_1 - peso específico da unidade geotécnica C_S ;
 γ_2 - peso específico da unidade geotécnica C_G ;
 γ_3 - peso específico da unidade geotécnica RS_B ;
 Δ_r - assentamento de rotura;
 ν_s - coeficiente de Poisson do solo;
 λ_{SPT} - fator de correção = 6,2 kPa/golpe/30cm;
 ρ - assentamento / deslocamento;
 ρ_e - deformação da própria estaca;
 ρ_r - à deformação do meio onde a estaca se apoia;
 σ' - tensão efetiva.

Abreviaturas

ASTM - American society for testing and materials;
CPT - ensaios de penetração estática;
CRHEA - Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada;
EESC - Escola de Engenharia de São Carlos;
IP - índice de plasticidade;
LL - limite de liquidez;
LP - limite de plasticidade;
ma - milhões de anos;
NBR - norma brasileira registrada;
SP- Estado de São Paulo;
SPT - ensaios de penetração dinâmica;
UBI - Universidade da Beira Interior;

USP - Universidade de São Paulo.

Capítulo I

1 - INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização do Trabalho

A presente dissertação tem como fim a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil e enquadra-se no domínio da Engenharia de Fundações.

O trabalho aqui apresentado resultou da parceria entre duas instituições de ensino superior, a Universidade da Beira Interior e a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, no Brasil. Na sequência do Convênio de Intercâmbio de Graduação entre as instituições acima referidas e o “Programa de Bolsas Luso-Brasileiras Santander Universidades” e na sequência de um estágio no Departamento de Geotecnia da EESC/USP, surgiu a oportunidade de trabalho em parceria com alunos de Pós-Graduação durante cerca de seis meses, onde se desenvolveu a parte experimental inerente à presente dissertação.

O tema abordado é o dimensionamento de estacas metálicas helicoidais; esta temática tem elevada importância devido ao crescente interesse na utilização deste tipo de estacas em solos que apresentem camadas superficiais de muito baixa capacidade resistente e sobretudo em fundações que sejam solicitadas simultaneamente à compressão e à tração.

Esta solução tem vindo a ser utilizada nos últimos 60 anos principalmente em países como os Estados Unidos e o Canadá. É usada nos mais diversos tipos de estruturas, como linhas de transmissão de energia, telecomunicações, construções residenciais e comerciais, de postes, de equipamentos, de obras temporárias, reforços de fundações, ancoragem de dutos, muros de contenção entre outros. No Brasil, são cada vez mais utilizadas em fundações de linhas de transmissão de energia. Também já estão presentes em países como Austrália, Nova Zelândia e na União Europeia no Reino Unido e na Irlanda.

A utilização deste tipo de fundações tem inúmeras vantagens entre elas, o respeito pelo ambiente, a rapidez de execução, facilidade e baixa necessidade de recursos na sua instalação à sua eficiência em fundações solicitadas tanto à tração como à compressão. Um melhor conhecimento do comportamento deste tipo de estacas irá conduzir ao aumento da sua utilização, e de uma forma mais eficiente, segura e económica garantindo maior competitividade face a outras soluções. Atualmente o conhecimento do comportamento deste tipo de estaca ainda é insatisfatório, o seu projeto é feito à base de regras empíricas e recomendações dos fabricantes. Com este trabalho pretende-se dar um contributo nesse sentido.

1.2 Objetivos

O conhecimento do comportamento de estacas metálicas helicoidais é uma matéria que não se tem total domínio, ainda carece de investigação. Quando se pensa em adotar esta solução e se tem que dimensionar uma fundação com este tipo de estaca, surge, alguma falta de confiança.

Com a presente dissertação pretende-se analisar os resultados que se obtêm ao utilizar um modelo de cálculo teórico disponível na literatura para dimensionar estacas helicoidais e aferir os mesmos, com resultados de ensaios de carga estática em estacas executadas para o efeito.

Quando se utiliza como material de construção o solo, muitas vezes emergem dúvidas por se tratar de uma material heterogéneo, por não se conhecer no seu todo e porque nem sempre se disponibiliza de tantos ensaios como se gostaria. Como este tipo de fundação resulta da interação estaca solo, neste trabalho teve-se também como objetivo analisar as conclusões que se tiram da análise de vários ensaios expeditos, que se usam frequentemente na prospeção geotécnica para a caracterização mecânica do maciço. O facto de se tratar de solos residuais tropicais torna o presente trabalho ainda mais importante, pois a maioria dos estudos disponíveis são em solos sedimentares.

1.3 Organização do Trabalho

Com a estruturação deste trabalho pretende-se apresentar de forma clara e sequencial um caso de estudo prático e relacioná-lo com toda a envolvente teórica pertinente à compreensão de uma forma didática dos assuntos em análise. Com este intuito dividiu-se em cinco capítulos que são respetivamente: Introdução, Revisão Bibliográfica, Metodologia, Caso de Estudo, e por fim, Conclusões e Perspetivas Futuras.

Com o primeiro capítulo, apenas introdutório tem-se como objetivo situar os leitores na temática justificando a importância da mesma, apresentam-se os objetivos do trabalho e expõe-se a forma como este se encontra organizado.

No segundo capítulo apresenta-se uma síntese, a partir da literatura, de alguns conceitos teóricos relacionados com tipos de fundações, com fundações por estacas metálicas helicoidais e toda a sua envolvente, e mencionam-se também elementos fundamentais de ensaios de carga em estacas.

O terceiro capítulo destina-se a expor a forma como se procedeu em todas as etapas decorridas durante o caso de estudo. Explanam-se as metodologias seguidas em cada ensaio e os aspetos principais do tratamento de dados sobre relações entre parâmetros geotécnicos.

O quarto capítulo destina-se ao caso de estudo; neste capítulo faz-se referência ao local de estudo e enquadra-se a zona no contexto geomorfológico, geológico-geotécnico, e hidrogeológico, de forma a contribuir para um adequado tratamento de dados; são

apresentados, interpretados e discutidos todos os resultados e avalia-se a capacidade de carga das estacas e ainda os respectivos assentamentos.

Por fim, no quinto capítulo, evidenciam-se as principais conclusões do trabalho e sugerem-se futuras pesquisas.

Capítulo II

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

As estacas helicoidais são um de entre um vastíssimo leque de tipos de fundações disponíveis no âmbito da Engenharia de Fundações. Uma fundação apresenta-se como o elemento de ligação entre a super-estrutura e o maciço terroso ou rochoso. Há uma panóplia imensa de tipos de fundações sendo este assunto abordado por muitos autores, merecendo referência Terzaghi (1943), Simons e Menzies (1977), Bowles (1988), Cernica (1995) e Murthy (2007).

As fundações podem-se classificar segundo diversas formas: i) quanto aos materiais que as constituem, ii) quanto à profundidade que são construídas, e iii) segundo o seu método construtivo. A profundidade é determinante para o seu dimensionamento, podendo-se classificar como fundações diretas/superficiais ou fundações indiretas/profundas.

A principal diferença entre estes dois tipos de fundações está diretamente ligada com a forma e a profundidade onde estas descarregam os esforços que lhe são impostos. Segundo Bowles (1988) considera-se fundação direta quando as solicitações são transmitidas aos solos exclusivamente pela face inferior do elemento de fundação (Fig.2.1a); o efeito do terreno que existe lateralmente, para cima da cota da face inferior da fundação é tomado como simples sobrecarga. Ainda segundo Bowles (1988) considera-se como fundação indireta quando as solicitações transmitidas são absorvidas parcialmente pela parte inferior (ponta) e parcialmente pela parte lateral do elemento (fuste) ao solo adjacente (Fig. 2.1b).

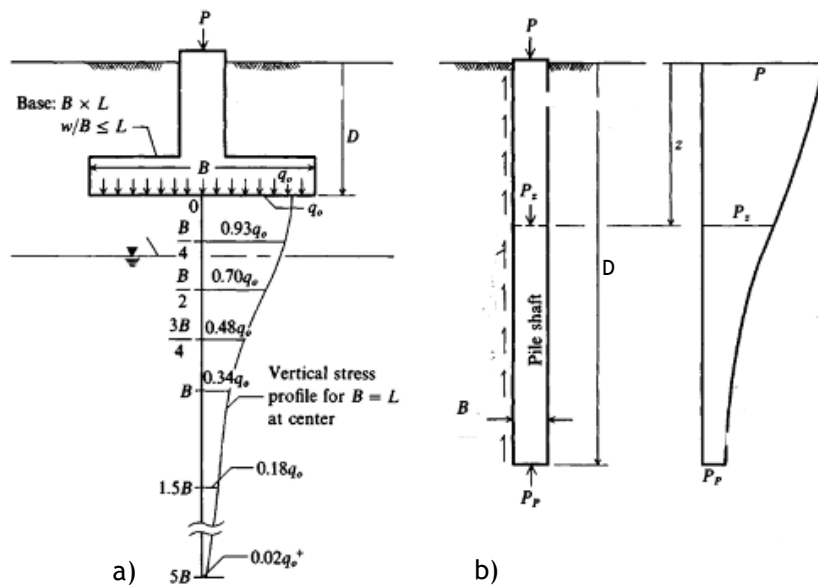


Figura 2.1 - Principais tipos de fundações: Fundação direta (a) e fundação indireta (b) (Bowles, 1988).

Bowles (1988) sugere classificar o tipo de fundações, função da relação entre a largura da base do elemento de fundação e a profundidade de acordo com o seguinte (Fig. 2.1):

- Fundações superficiais - $D/B \leq 1$;
- Fundações profundas - $D/B \geq 4$.

Existem diversos tipos de fundações diretas nomeadamente sapatas isoladas, blocos, sapatas corridas e ensoleiramento geral. A abordagem das mesmas e o modo do seu dimensionamento, pode também ser observado em vários autores, merecendo referência, Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Peck *et al.* (1953), Hansen (1961), Vesic (1973), Matos Fernandes (1998) e Eurocode 7 (2004).

No que diz respeito a fundações indiretas há uma grande variedade de estacas; estas podem ser organizadas de vários modos, sendo os mais usuais, os seguintes: i) o tipo de material (madeira, betão e metálicas); ii) modo como transferem as suas cargas aos solos (estacas de ponta, estacas flutuantes, e estacas mistas); iii) modo de execução (estacas cravadas e estacas moldadas); e iv) efeito que a estaca produz no solo durante a sua execução.

Merece destaque esta última classificação, por discriminar com algum detalhe a grande variedade de estacas disponíveis e por transmitir alguma sensibilidade sobre alguns aspetos a tomar em consideração no momento de dimensionamento deste tipo de fundações. Na Figura 2.2 apresentam-se os vários tipos de estacas de acordo com a referida classificação, sendo de salientar que aquelas que impõem grande deslocamento na horizontal, à medida que são construídas, tendem a remexer imenso o solo, com vantagens e desvantagens, função do tipo de solo e sua consistência e/ou compacidade. Por exemplo, em areias soltas, a construção daquele tipo de estacas pode levar ao adensamento das mesmas, situação muito favorável no cômputo final em termos de dimensionamento das estacas. Já o mesmo não acontecerá se a estaca deste tipo for construída em argilas moles, pois ocorrerá grande remeximento no solo envolvente ao fuste, com consequentes assentamentos, sendo esta uma situação muito negativa para este tipo de fundação.

Aspetos detalhados, vantagens e desvantagens dos vários tipos de estacas por grupo, poderão ser observados por exemplo em Simons e Menzies (1977), Tomlinson (1994) e Poulos e Davis (1980).

As estacas em análise no presente estudo enquadram-se no grupo de pequeno deslocamento. Aspetos detalhados sobre as mesmas serão apresentados na subsecção 2.2.3.

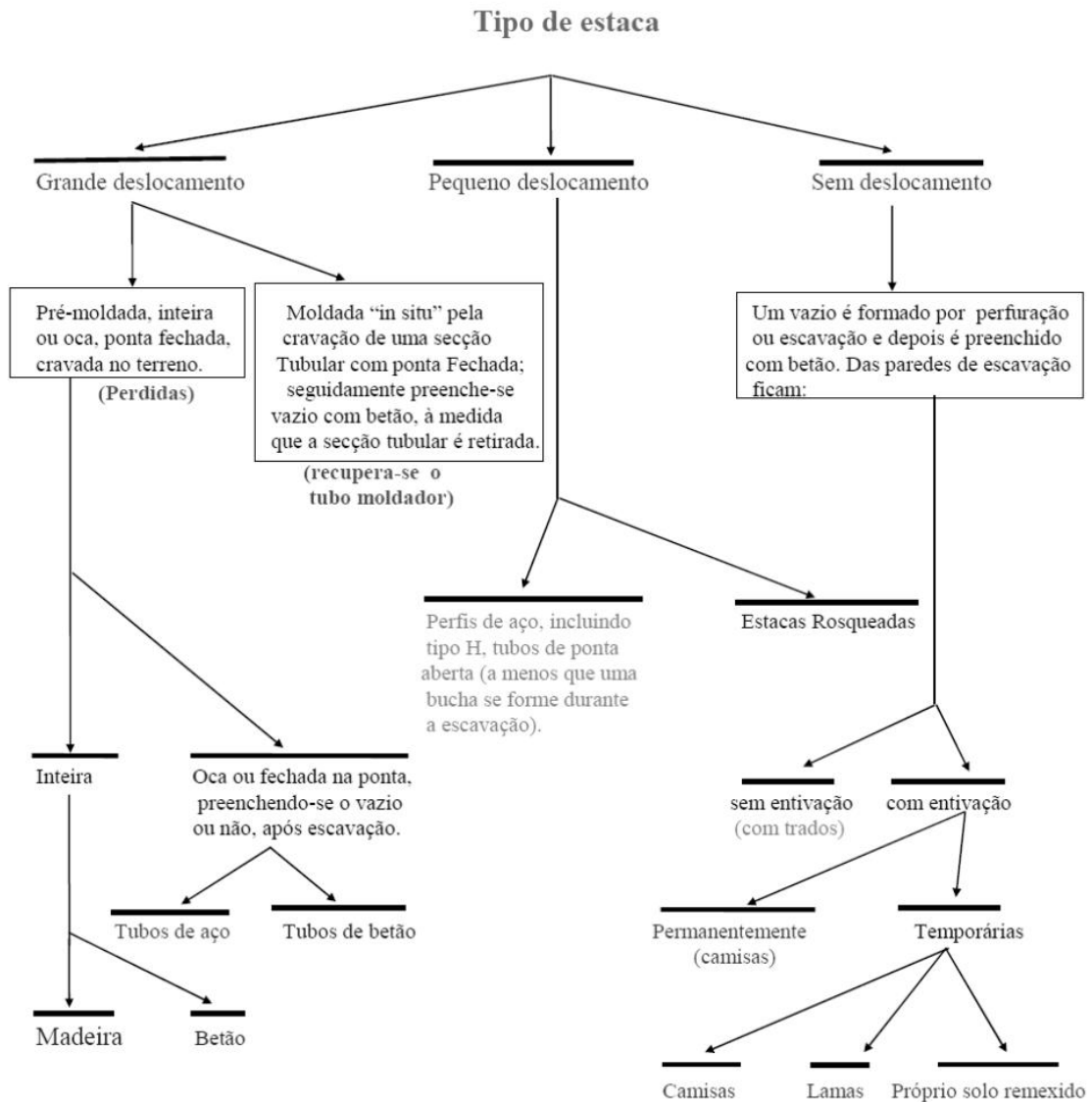


Figura 2.2 - Classificação de estacas quanto ao efeito que estas produzem na horizontal durante a sua execução (Simons e Menzies, 1977).

2.2 Elementos de Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Esforços Axiais

Sob o ponto de vista de dimensionamento de um elemento de fundação indireta do tipo estaca, em relação a ações verticais, considera-se como é usual em qualquer situação clássica de fundações, fazendo-se a análise em termos de capacidade de carga e de assentamentos.

Em termos de capacidade de carga há vários métodos para a sua avaliação, merecendo referência: i) os analíticos a partir das teorias da Mecânica dos Solos, e ii) determinação direta a partir de ensaios de carga nas estacas.

2.2.1 Capacidade de Carga

A avaliação da capacidade de carga a partir de métodos analíticos, apesar de haver várias teorias de vários autores sobre o assunto, sempre orientam para a avaliação da capacidade de carga a partir da seguinte equação (Fig. 2.3) (Velloso, 1982):

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{uf} \quad (2.1)$$

sendo:

$$Q_{ub} = \left(cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \right) \times A_b \quad (2.2)$$

$$Q_{uf} = \tau A_s = (c + \sigma \tan \delta) \times A_s \quad (2.3)$$

com:

Q_u - capacidade de carga;

Q_{ub} - resistência (carga) de ponta, na rotura;

Q_{uf} - resistência (carga) de atrito lateral, na rotura;

c - coesão;

N_c, N_q, N_γ - fatores de capacidade de carga;

A_s - área lateral do fuste;

A_b - área da base (secção máxima segundo o plano horizontal);

γ - peso específico do solo;

q - tensão vertical efetiva ao nível da base da fundação, mas toma-se como valor máximo o resultado de $15 \times B \times \gamma'$ (Woodward, 1972 *in* Barata, 1984); alguns elementos com maior detalhe sobre este assunto podem ser observados em Poulos e Davis (1980);

τ - resistência ao corte;

δ - ângulo de atrito da interface estaca-solo.

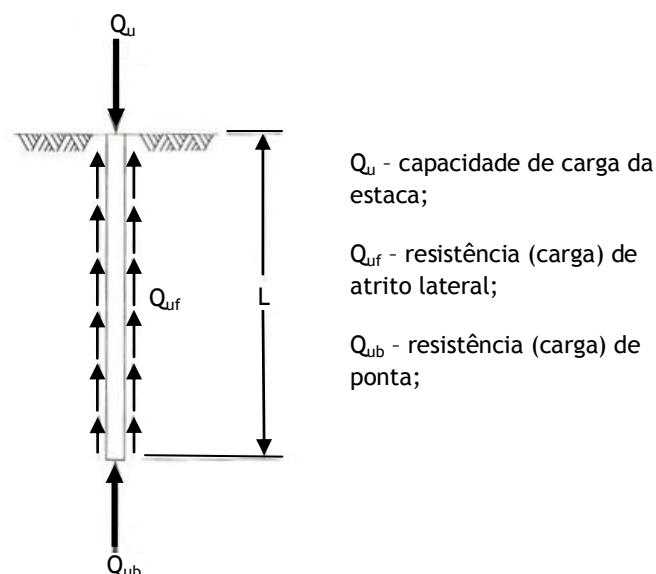


Figura 2.3 - Esquema das principais forças envolvidas numa estaca para efeitos de cálculo de capacidade de carga na rotura de uma fundação profunda (adaptado de Cernica, 1995).

A parcela $\frac{1}{2}\gamma BN\gamma$, para efeitos de cálculos usualmente despreza-se devido a ser relativamente reduzida (Poulos e Davis, 1980).

Os fatores de capacidade de carga acima referidos dependem do ângulo de atrito interno do solo abaixo da base da fundação. Para o caso de solos coesivos há necessidade de entrar nos cálculos apenas com N_c , e segundo Hubbell (2003) propõe usar $N_c = 9$ (para estacas helicoidais). Para o caso de solos arenosos só há necessidade de entrar nos cálculos com N_q , apresentando-se a soluções principais na Figura 2.4.

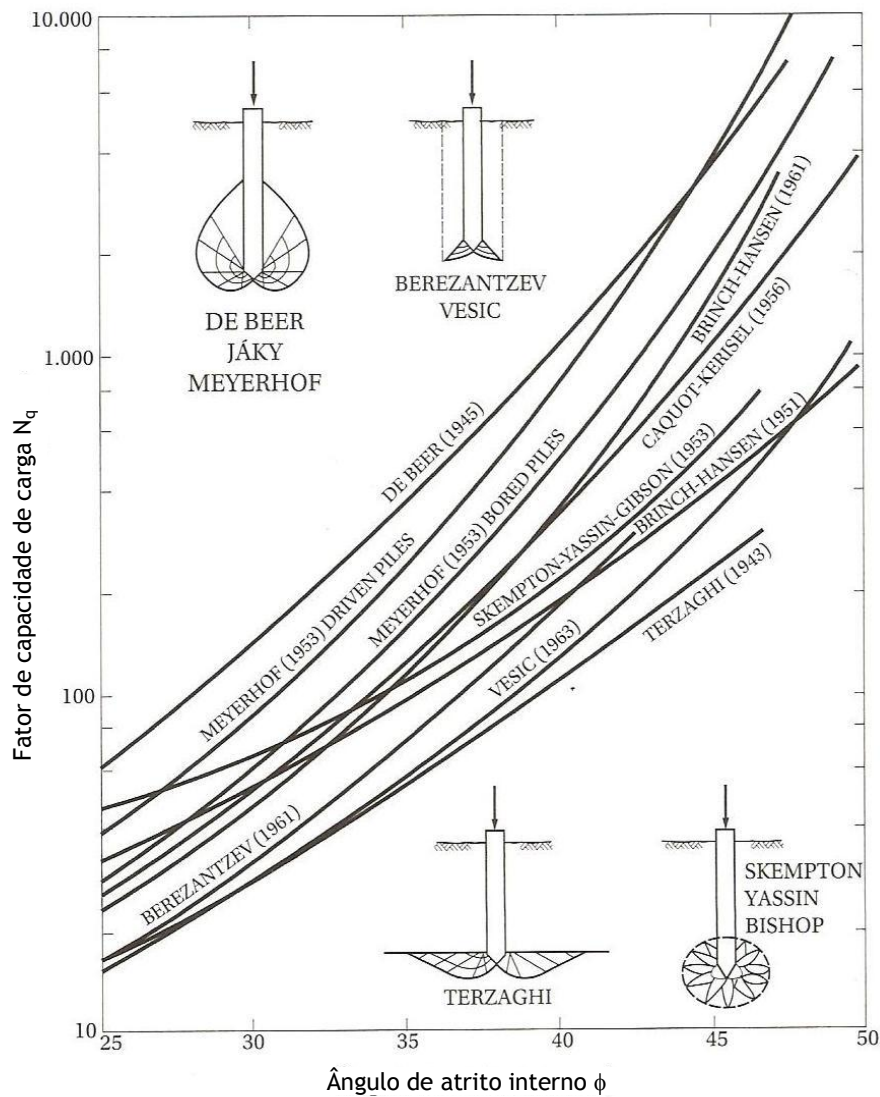


Figura 2.4 - Valores de N_q segundo proposta de diversos autores (Vesic, 1967).

Sobre os ensaios de carga em estacas usualmente obtêm-se curvas de acordo com o apresentado no item 2.2.3, sendo de salientar que existem diversos critérios de rotura também apresentados no mesmo item.

2.2.2 Assentamentos

Sob o ponto de vista de assentamentos, há uma grande panóplia de soluções analíticas para os avaliar, muitas das vezes a partir de equações empíricas, ou então equações baseadas nas teorias da Mecânica dos Materiais, com alguns fatores corretivos de caráter empírico. Como não há nenhuma solução totalmente adequada, o ideal será realizar ensaios de carga em estacas para avaliar diretamente os assentamentos. De qualquer modo de seguida apresentam-se as soluções analíticas para estacas isoladas que à partida merecem alguma fiabilidade, devendo considerar os seus resultados como aproximações da realidade.

A avaliação do assentamento de uma estaca isolada é feita considerando um comportamento elástico do solo envolvente, e admitem-se os elementos geométricos de acordo com a Figura 2.5.

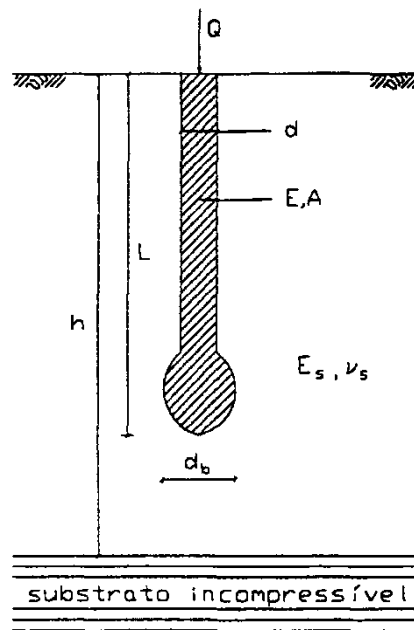


Figura 2.5 - Condições para avaliação de assentamentos de uma estaca isolada.

▪ Estacas flutuantes

Para estes casos, Poulos e Davis (1980), estudaram o problema e obtiveram uma solução numérica, para avaliar o assentamento da estaca de acordo com o seguinte:

$$\rho = \frac{Ql}{E_s d} \quad (2.4)$$

com,

$$I = I_o R_k R_h R_v \quad (2.5)$$

onde:

Q - carga aplicada;

d - diâmetro da estaca;

I_o - fator corretivo para contabilizar o efeito da geometria da estaca (Fig.2.6.a);

R_k - fator corretivo para contabilizar a compressibilidade relativa da estaca/solo (Fig.2.6.b);

R_v - fator corretivo para considerar o coeficiente de Poisson do solo envolvente (Fig.2.6.c).

R_h - fator corretivo para ter em conta a proximidade do substrato rígido (Fig.2.6.d);

O coeficiente de rigidez relativa solo-estaca é definido por:

$$K = \frac{E}{E_s} R_A \quad (2.6)$$

sendo:

$$R_A = \frac{A}{\pi d^2/4} \quad (2.7)$$

onde:

E - módulo de elasticidade da estaca;

E_s - módulo de deformabilidade do solo;

A - área transversal da estaca.

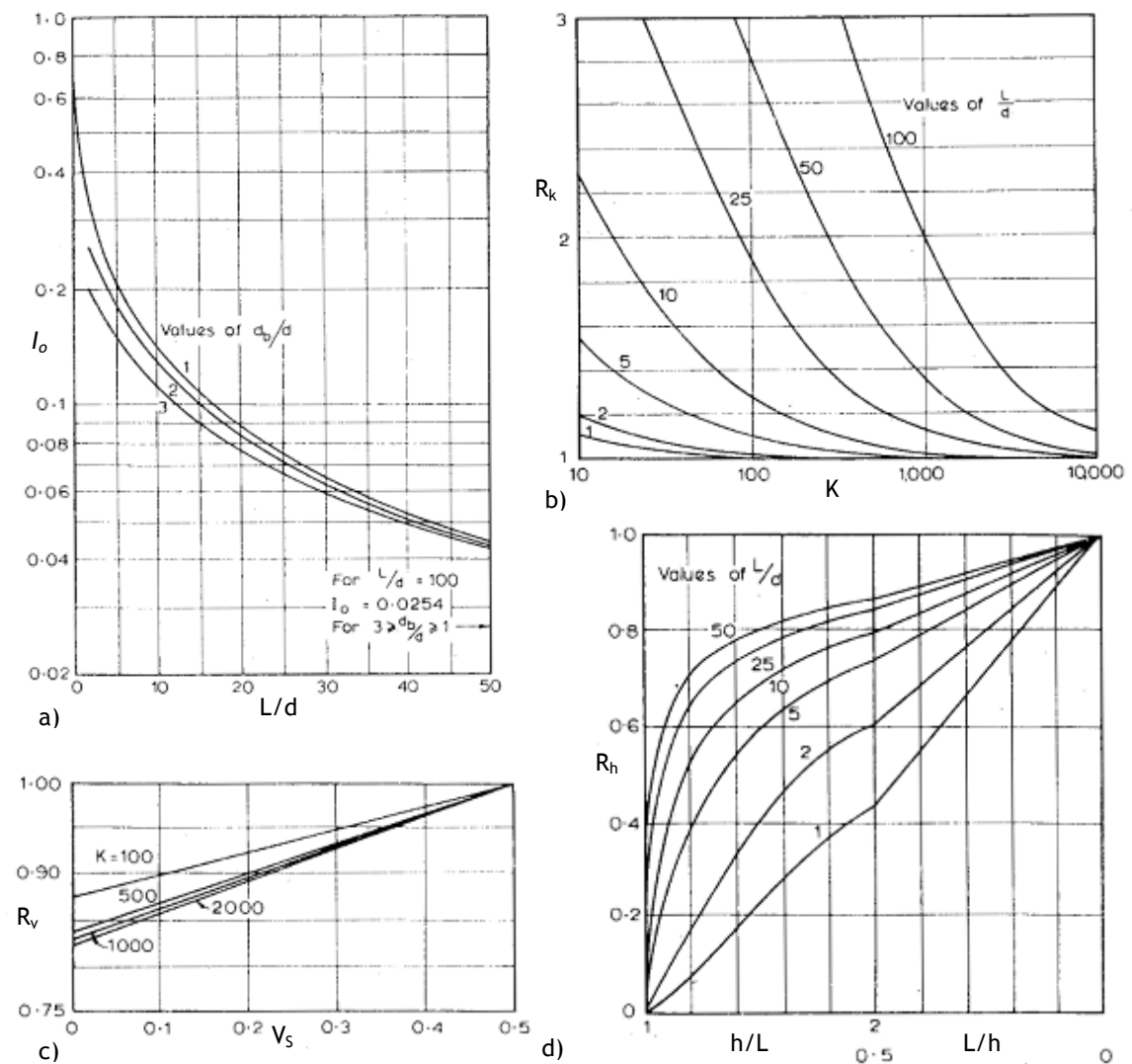


Figura 2.6 - Fatores adimensionais para o cálculo do assentamento de uma estaca flutuante (Poulos e Davis, 1980).

- **Estacas de ponta**

Para esta situação, segundo Poulos e Davis (1980), o assentamento é devido à deformação da própria estaca (ρ_e) e à deformação do meio onde a estaca se apoia (ρ_f):

$$\rho = \rho_e + \rho_f \quad (2.8)$$

A deformação da estaca devido a uma força axial Q é:

$$\rho_e = \frac{Q}{AE} L \quad (2.9)$$

Admitindo, que a formação onde a estaca se apoia, é um meio elástico, logo o deslocamento provocado pela tensão na ponta da estaca, pode ser obtido pela equação de Boussinesq relativa ao cálculo do deslocamento vertical de um disco circular rígido num meio elástico semi-infinito:

$$\rho_f = \frac{\pi}{4} \times \frac{Qd}{AE_f} \times (1 - \nu_f^2) \quad (2.10)$$

onde:

E_f - módulo de elasticidade;

ν_f - coeficiente de Poisson.

2.2.3 Ensaio de Carga Estática em Estaca

O ensaio de carga estática em estacas é um ensaio que tem como objetivo avaliar o comportamento mecânico do elemento estrutural no maciço de fundação; numa situação mais corrente solicita-se com um macaco hidráulico o topo da estaca e medem-se os deslocamentos no topo da mesma. A forma mais comum de realizar estes ensaios consiste em aplicar uma carga axial de compressão no topo da estaca, contudo, também se podem aplicar cargas axiais de tração ou mesmo ações horizontais. Em função do tipo de ação que se pretenda simular assim deve ser adequado o sistema de reação, sendo comum usar vigas metálicas, tirantes ou estacas de reação; na Figura 2.7 apresenta-se um esquema típico deste tipo de sistema.

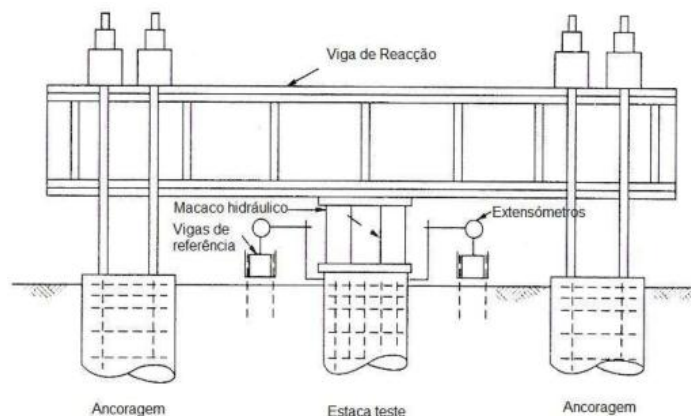


Figura 2.7 - Esquema típico para realização de um ensaio de carga em estaca (Rosário, 2009).

Deve garantir-se que o sistema de reação é estável e que a ação ocorre na direção pretendida. A ação é empregue em forma de estágios no tempo e geralmente tem um ciclo de carga e um ciclo de descarga; a carga máxima geralmente é igual a duas vezes a carga de trabalho. A medida da ação é realizada à saída do macaco hidráulico com o auxílio de um manómetro ou de forma mais precisa com uma célula de carga colocada entre o sistema de reação e o macaco. A medida do deslocamento da estaca é assegurado por extensómetros, geralmente quatro, devidamente empregues no coroamento da estaca e a leitura deve efetuar-se no início e no fim de cada estágio. Pode ser feito de forma rápida ou lenta, variando o número de estágios e o tempo de carga em cada estágio. A escolha deverá depender do tipo de ação que se pretende simular (ex.: vento) e está definido em norma.

O ensaio em Portugal deve seguir as disposições do Eurocódigo 7 (Eurocode 7, 2004), sendo que neste é sugerido que o ensaio deve ser efetuado de acordo com o procedimento “Axial Pile Loading Test, Suggested Method” recomendado pela subcomissão de Ensaios de Campo e Laboratório da Sociedade Internacional de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações, publicado no “ASTM Geotechnical Testing Journal” em Junho de 1985.

No Brasil está normalizado pela NBR 12131 (2006); aquela norma define não só a forma do ensaio (rápida ou lenta), mas também o tempo e número de cada estágio, e o critério de paragem.

Do ensaio de carga estático à compressão obtém-se um gráfico de carga-assentamento que pode ser interpretado por diversos critérios para se obter a carga de rotura. De entre esses critérios merecem referencia os seguintes: i) critério de rotura convencional de Terzaghi (1942), ii) critério de rotura convencional da NBR 6122 (2010), e iii) critério de rotura física de Van der Veen (1953) (Cintra e Tsuha, 2012).

1. Critério de rotura convencional de Terzaghi (1942)

Este estabelece que a carga de rotura é definida para um assentamento de 10% do diâmetro da estaca, Figura 2.8.

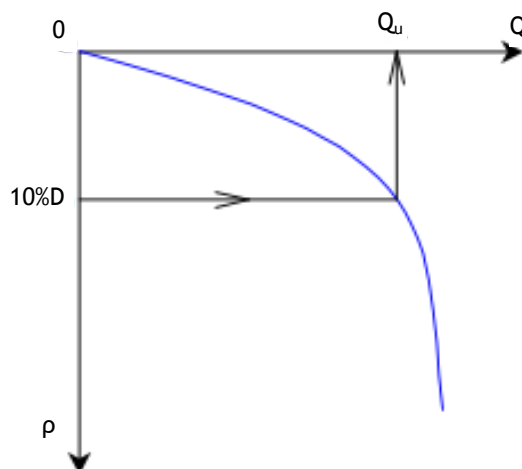


Figura 2.8 - Critério de rotura convencional de Terzaghi (1942, in Cintra e Tsuha, 2012).

2. Critério de rotura convencional da NBR 6122 (2010)

Segundo a NBR 6122/2010, a carga de rotura corresponde à carga respeitante ao assentamento das deformações plásticas ($d/30$) somada da carga respeitante ao assentamento das deformações elásticas da estaca. A rotura é definida pela intersecção da reta expressa na equação (2.11) e a curva carga-assentamento ilustrada na Figura 2.9.

$$\Delta_r = \frac{P.L}{A.E} + \frac{d}{30} \quad (2.11)$$

onde:

- Δ_r - assentamento de rotura;
- P - carga de rotura convencional;
- L - comprimento da estaca;
- A - área da secção transversal da estaca;
- E - módulo de elasticidade do material da estaca;
- d - diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

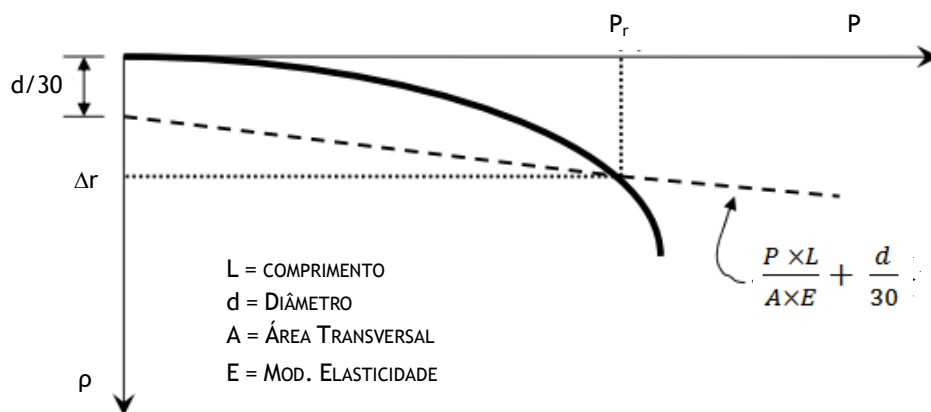


Figura 2.9 - Esquema do modo de obtenção da carga de rotura pela NBR 6122/2010 (NBR 6122/2010).

3. Critério de rotura física de Van der Veen (1953)

Neste método é apresentada uma expressão matemática que define a curva carga-assentamento a partir de pontos obtidos no ensaio de carga. Conseguindo-se obter a expressão que melhor define a curva, pode não só definir-se a rotura como também extrapolar a curva, o que é uma vantagem face a outros métodos (Fig. 2.10 a).

A carga de rotura é definida, por tentativas, através de uma equação matemática ajustada como função do trecho que se dispõem da curva carga-assentamento. Partindo de um valor de carga Q_r (carga de ajuste) qualquer adotado, calculam-se os valores correspondentes de $\ln(1-Q/Q_r)$ que são desenhados num gráfico em função do assentamento “r”, Figura 2.10 b). Novas tentativas são realizadas com outros valores de “ Q_u ” até que o gráfico resulte,

aproximadamente, em uma linha reta, adotando esse valor de “ Q_r ” como valor de carga de rotura do elemento. A expressão que define a curva segundo Van der Veen é apresentada na equação (2.12) (Lobo, 2005):

$$Q = Q_r \times (1 - e^{-ar}) \quad (2.12)$$

onde:

Q = carga;

Q_r = carga de ajuste;

a = coeficiente que define a forma da curva;

r = assentamento.

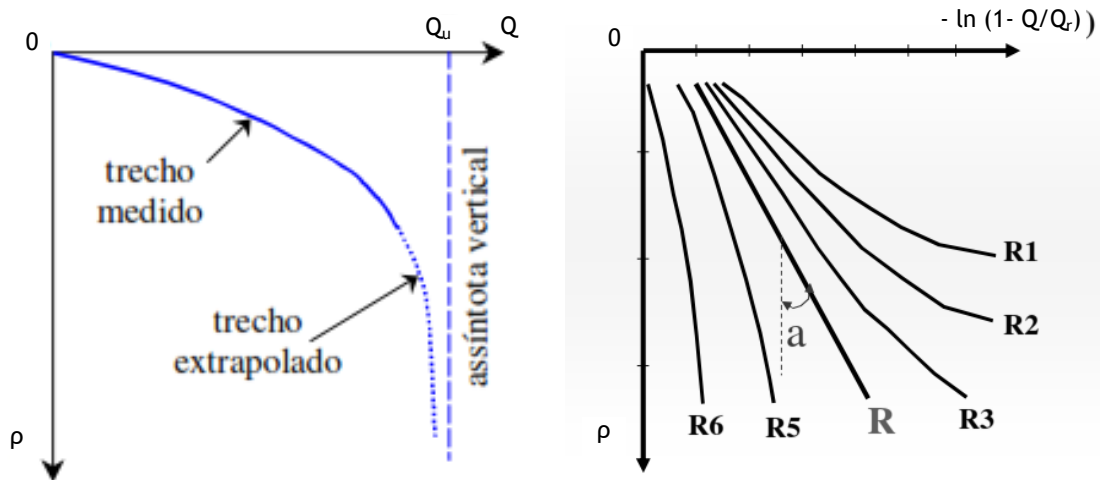


Figura 2.10 - a) Critério de rotura de Van der Veen (1953), b) diversas iterações “ $-\ln(1-Q/Q_r)$ em função de r ” (Cintra e Tsuha, 2012).

2.3 Estacas Helicoidais

2.3.1 Elementos Históricos

A primeira utilização de estacas helicoidais e a sua invenção data o ano de 1838. Alexander Mitchell foi o responsável por este tipo de fundação. Inicialmente foram construídas com hastes em ferro ou madeira e com hélices de ferro. A primeira aplicação surgiu na fundação do Farol de Maplin Sands no Rio Tamisa. As estacas aqui usadas tinham cerca de oito metros de comprimento e um diâmetro de 127 milímetros Little (1961, *in* Tsuha, 2007).

Alexander Mitchell utilizou estacas helicoidais nas fundações de uma série de faróis da costa Inglesa, contudo, e apesar de bem sucedidas esta solução não foi muito difundida até ao século XX Stephenson (1997, *in* Carvalho, 2007). Estes modelos de estaca helicoidal (Fig. 2.11) eram diferentes dos que se usam atualmente. Apresentavam uma secção cilíndrica ou octogonal para facilitar a sua instalação no solo, a ponta era fixa na extremidade da estaca, e raramente a hélice apresentava mais que uma volta. O diâmetro da hélice variava de duas a oito vezes o diâmetro do fuste, e o passo variava da metade a um quarto deste diâmetro. A

instalação era feita por aparafusamento utilizando-se a força humana ou animal Rankine (1877, *in* Tsuha, 2007).

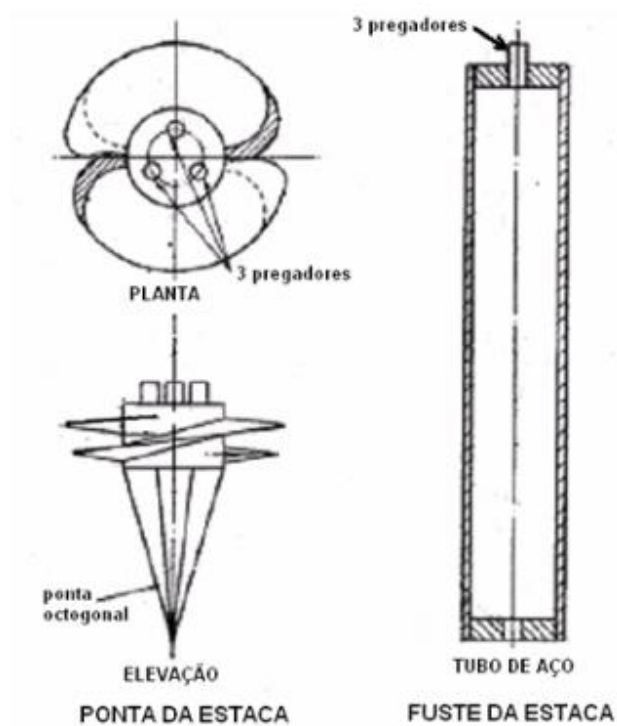


Figura 2.11 - Modelo de estaca metálica helicoidal (Wilson, 1950, *in* Tsuha, 2007).

Desde a sua invenção até aos dias de hoje as estacas metálicas helicoidais (Fig. 2.12) têm sido diversamente utilizadas, têm sofrido alterações e têm vindo a ser bastante estudadas.



Figura 2.12 - Estaca metálica helicoidal (a partir de Vercon Industrial, 2013).

De seguida apresentam-se algumas datas importantes na história das mesmas (*in* Tsuha, 2007):

- 1838 - Invenção e primeira utilização por Alexander Mitchell;
- Anteriormente a 1905 usaram-se como fundação de numerosas pontes nos caminhos-de-ferro do sul de França;
- 1940 - Começam-se a fabricar em grande quantidade e utilizam-se em fundações de torres de energia nos Estados Unidos;
- 1941 - Fundação de um cais em Calcutá,
- 1945 - Fundação de cais no Golfo de Izmit na Turquia;
- 1950 - Houve um amplo desenvolvimento do modelo das estacas e começam-se a utilizar na ancoragem de dutos, em fundação de residências, em contenções, entre outros;
- 1950 - Wilson desenvolveu um amplo estudo da capacidade de carga deste tipo de estaca, onde se destaca a verificação da relação entre momento torsor de instalação e a capacidade de carga;
- 1955 - Fundação de um quebra-mar na Escócia;
- Entre 1962 e 1964 - Executam-se muitas torres de comunicação na União Soviética com estas fundações;
- 1965 - Trfimekov e Mariupoiskii realizaram 200 ensaios de carga na antiga União soviética e a partir destes ensaios desenvolveram um método para calcular a capacidade de carga;
- 1969 - Robinson e Taylor relatam a relação entre capacidade de carga à tração e o momento torsor de instalação;
- 1974 - Johnston e Ladanyi indicam que o comportamento quanto à resistência à tração é semelhante ao comportamento de fundações em sapatas profundas com mesma dimensão da hélice;
- 1991 - Segundo Narasimha Rao *et al.* começam-se a empregar em estruturas sujeitas a elevados esforços de tração;
- 2000 - Segundo Perko, existem fabricantes de estacas metálicas helicoidais em vários países do mundo, como: Estados Unidos, Japão, Inglaterra, Canadá e Austrália;
- 2002 - Stephenson relata que este tipo de fundação vem crescendo rapidamente no mercado geotécnico;
- 2003 - De acordo com Pack existe informações para projeto disponíveis na literatura geotécnica contudo falta informações detalhadas sobre o controle de qualidade, inspeção e monitoramento do comportamento deste tipo de estaca;
- 2007 - Tsuha propõe um modelo teórico da relação física entre o momento torsor final de instalação e a capacidade de carga à tração em areia (Tsuha, 2007).

2.3.2 Definição

Estacas helicoidais são um dos imensos tipos de fundações indiretas e que apesar das suas imensas vantagens, em especial nos aspetos ambientais, o seu uso ainda não é muito vulgarizado.

Num elemento de fundação por estaca, a carga é aplicada na cabeça da estaca e são mobilizadas tensões resistentes por adesão ou atrito lateral, entre o solo e o fuste da estaca e também por tensões resistentes normais à ponta da estaca Cintra e Aoki (2010). Em estacas helicoidais genericamente o mecanismo é análogo.

As estacas helicoidais são construídas a partir de um tubo de aço (fuste) que pode ser de secção quadrada ou circular e por placas circulares de aço, em forma de hélice soldadas ao fuste (Fig. 2.13 a). As placas moldadas em forma de hélice têm um passo controlado para que durante a sua instalação o distúrbio do solo seja o menor possível. A função do fuste é transmitir o momento torsor durante a instalação, transferir cargas axiais às placas helicoidais e fornecer resistência ao carregamento lateral. Este é constituído por duas secções, principal e de extensão. A secção principal é composta pelo fuste com as hélices soldadas, e as secções de extensão são peças de aço usadas para aumentar o comprimento total da estaca (Stephenson, 2003, *in* Carvalho, 2007). A ligação entre as várias secções é assegurada por emendas no fuste através uma zona alargada na extremidade ligada com parafusos (Fig. 2.13 b).

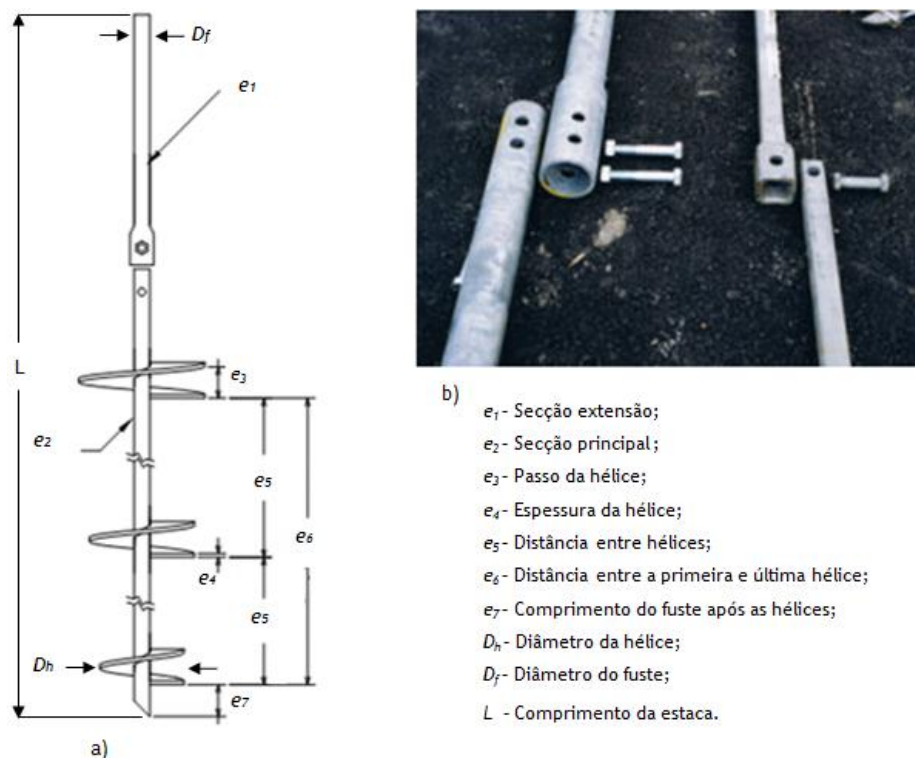


Figura 2.13 - Elementos principais da estaca metálica helicoidal (a partir de Stephenson, 2003, *in* Carvalho, 2007 (a) e Elementos de Ligação entre secções, circular e quadrada respetivamente (b) (a partir de HCMatcon, 2013).

Consoante o número de hélices na secção principal, podemos classificar as estacas helicoidais como sendo simples ou multi-hélices, Figura 2.14.

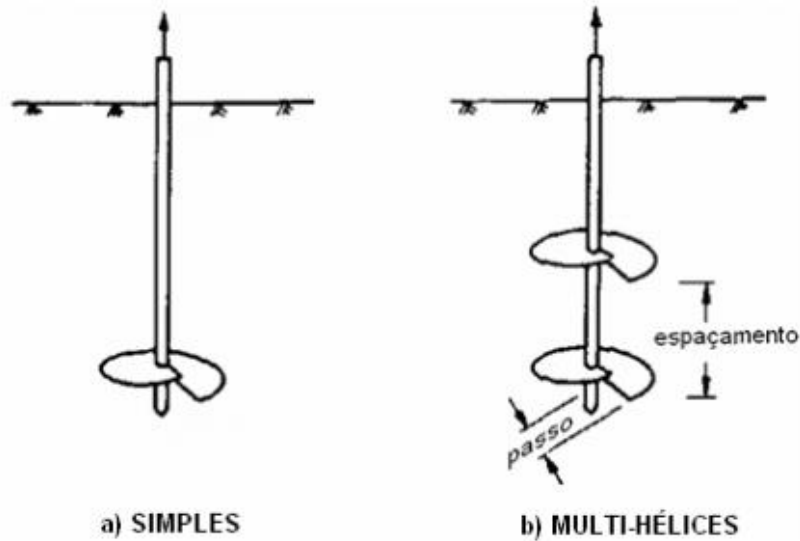


Figura 2.14 - a) Estaca metálica helicoidal simples, b) Estaca metálica helicoidal multi-hélices (Kulhawy, 1985, *in* Tsuha, 2007).

De forma, a que o distúrbio do solo seja o mínimo possível, a velocidade de rotação deve ser constante entre 5 a 20 rpm, segundo recomendações do manual da A. B. Chance Co. (2005). A taxa de avanço é igual a um passo da hélice por revolução Tsuha (2007).

No que respeita à capacidade dos motores de instalação, estes devem ter capacidade de aplicar momentos torsores na ordem de 6 kN.m a 100 kN.m (Perko, 2009). O momento torsor máximo tem que ser inferior ao que provoque torção nas hastes da estaca.

Segundo Perko e Rupiper (2000, *in* Tsuha, 2007) os fustes de secção quadrada sólida, variam os lados de 4 a 5 cm, ou de secção tubular, variando o diâmetro de 5 a 13 cm. As secções principais têm de uma a três hélices espaçadas ao longo do fuste, normalmente, de três vezes o diâmetro das hélices. O diâmetro típico das hélices varia de 15,24 cm a 35,56 cm.

Como se apresenta na subsecção 2.3.5, o espaçamento entre hélice influencia o modo de rotura da estaca, sendo que o ideal segundo Perko (2009) e confirmado por Lutenegger (2011) é um espaçamento ente hélices igual a três diâmetros.

Como qualquer outro tipo de fundação metálica, estas estacas necessitam de alguma atenção no que respeita à corrosão, devendo esta ser assumida em projeto. Galvanização, pinturas, proteção catódica e outras formas de proteção são usadas; a própria norma Brasileira NBR6122/2010 estabelece que as estacas devem ser dimensionadas considerando-se a secção reduzida da estaca, ou seja, deve ser descontada a espessura de descompensação devido à corrosão. Tsuha (2012) cita alguns autores que tem dado a devida atenção a esta temática.

2.3.3 Aspetos Ambientais

Na atualidade, quando se pensa em construir, o respeito pelo Ambiente é um assunto que não se pode deixar passar sem lhe atribuir a devida importância. Cada vez mais se fala em construção ambientalmente consciente e sustentável, e aos técnicos cabe escolher soluções tecnicamente viáveis, económicas e que respeitem o ambiente.

No que diz respeito às fundações e em particular quando há necessidade de uma fundação profunda, a utilização de estacas helicoidais deve ser uma hipótese a considerar. Este tipo de fundação face a soluções equivalentes tem um menor consumo matéria-prima. Segundo Perko (2009), comparando com estacas cravadas de aço pode-se ter uma redução de cerca de 65% e se compararmos com estacas moldadas pode-se ter uma redução de até 95%.

O material no qual são fabricadas pode ter origem em metais parcialmente reciclados e no caso de se tratar de soluções temporárias pode-se facilmente reutilizar ou reciclar as mesmas.

Devido à forma das estacas em secções e ao seu baixo peso, o transporte é otimizado, traduzindo-se em poucas viagens até ao estaleiro de obra e conseqüentemente resultam baixas emissões de CO₂, menos desgaste das vias de comunicação, ou seja, há menos “custos ambientais” em relação às soluções tradicionais. Outra particularidade importante, prende-se com os aspetos construtivos e em particular com o fato deste tipo de estaca apenas necessitar de um motor hidráulico que aplique um momento torsor rotacional (Fig. 2.15), podendo facilmente ser adaptado a uma retroescavadora ou a um simples camião, não sendo necessário pré-furo, transporte de armaduras, nem camiões betoneira comparando com estacas moldadas de betão, reduzindo assim o consumo global de energia. Em áreas protegidas e de difícil acesso, continuam a ser a solução mais indicada devido à mínima intrusão na envolvente. Durante a execução das mesmas não resulta qualquer tipo de entulho.

Durante o processo de instalação o controlo da capacidade de carga da estaca pode ser efetuado de forma fácil e clara através do registo do momento torsor usando metodologias desenvolvidas por diversos autores como Hoyt and Clemence (1989, *in* Perko, 2009). Desta forma, pode assim evitar-se um maior consumo de energia do que a necessária para se obter a capacidade de carga desejada, ou seja, quando se atinge o valor de momento torsor requerido em projeto pode terminar-se a penetração da estaca.



Figura 2.15 - Esquema de construção de uma estaca metálica helicoidal, evidenciando a particularidade importante da construção ser realizada com uma máquina típica de obras de terra (a partir de Grip-Tite, 2013).

2.3.4 Vantagens e Desvantagens

Na literatura é frequente encontrar referências às vantagens das estacas metálicas helicoidais; de seguida apresentam-se as principais vantagens segundo alguns desses autores.

Du-Plat-Taylor (1949, *in* Tsuha, 2007) refere que em solos moles, estacas helicoidais com comprimentos inferiores ao de estacas comuns conseguem atingir a mesma capacidade de carga, devido à quantidade e tamanho de hélices.

Narasimha Rao *et al.* (1993, *in* Tsuha, 2007) relatam que em solos pantanosos ou em terrenos em que o nível freático é elevado é conveniente utilizar fundações com estacas helicoidais. Este tipo de fundação é tipicamente usado em torres de transmissão de energia (autoportantes e estaiadas), contenção de escavações e sistemas de sustentação de túneis. Estas são muito indicadas para estruturas *offshore*, devido à facilidade de instalação, sem necessidade de recorrer a betonagens ou utilização de argamassas. Prasad e Rao (1994, *in* Tsuha, 2007) citam que estacas sujeitas a carregamento lateral cíclico apresentam redução da resistência ao arrancamento, e que nas estacas metálicas helicoidais esta redução é muito pequena, por isso elas são menos afetadas por este tipo de carregamento do que estacas convencionais. Segundo Ghaly (1995, *in* Tsuha, 2007), acredita-se que a técnica de instalação das estacas metálicas helicoidais é a que causa menor alteração no solo existente.

De acordo com Perko *et al.* (2000, *in* Tsuha, 2012) as principais vantagens das estacas helicoidais são:

- A capacidade de carga pode ser estimada por meio de correlações com o momento torsor de instalação;
- Podem ser removidas em aplicações temporárias e reaproveitadas;
- São mais fáceis de serem transportadas aos locais de difícil acesso;

- Podem ser instaladas em terrenos com elevado nível freático sem a necessidade de rebaixamento do mesmo;
- Geralmente levam menos tempo para serem instaladas;
- Podem ser instaladas inclinadas para um aumento da resistência lateral;
- Podem ser instaladas com pequenos equipamentos em área inacessíveis;
- Durante a instalação o barulho e a vibração são mínimos;
- Podem ser galvanizadas para resistir à corrosão;
- Em relação às estacas de betão armado não é necessário descofragem e após a sua instalação estão prontas a ser carregadas;
- Não há necessidade de retirar solo durante a sua instalação;
- É menos agressiva para o meio ambiente.

Stephenson (2002, *in* Tsuha, 2007) cita como principais vantagens:

- Rapidez de instalação;
- Capacidade de ser carregada imediatamente após a instalação;
- Resistir aos esforços de tração e de compressão simultaneamente.

Em contrapartida, e segundo Carvalho (2007) estas estacas apresentam as seguintes limitações:

- Não podem ser usadas em solo com características que possam danificar as hélices ou o fuste (solos com grandes quantidades de pedregulhos ou matacões);
- Não podem ser usadas onde a profundidade seja limitada (é necessário um comprimento de encastre no solo para resistir aos esforços de tração);
- Em solos extremamente moles ou soltos ($N_{SPT} < 5$) é necessário ter em consideração a encurvadura no projeto de estacas sujeitas à compressão;
- Não são eficazes na resistência a altas cargas laterais e/ou momentos fletores.

2.3.5 Métodos de Previsão da Capacidade de Carga

Para a previsão da capacidade de carga de estacas helicoidais os métodos mais utilizados são: o método da capacidade de carga individual e o método da rotura do cilindro. O método que mais se adequa à estimativa da capacidade de carga depende do número de hélice e do espaçamento entre elas.

De acordo com Perko (2009, *in* Tsuha, 2012), se o espaçamento entre as hélices for grande, o método das cargas individuais é mais adequado para a estimativa da capacidade de carga (Figura 2.16 a). No caso em que a distância entre as hélices é pequena a capacidade de carga deve ser estimada pelo método da rotura do cilindro, (Figura 2.16 b).

No método da capacidade de carga individual, quando a estaca é solicitada à compressão, é assumido que ocorre o deslocamento no solo abaixo de cada hélice, sem atingir a hélice interior e a capacidade de carga será a soma das capacidades individuais, (Figura 2.16 a).

No método da rotura do cilindro, a capacidade de carga à compressão depende da resistência de corte do cilindro de solo formado entre as hélices de ponta e de topo, e da capacidade de carga da hélice da ponta (Tsuha, 2012), Figura 2.16 b).

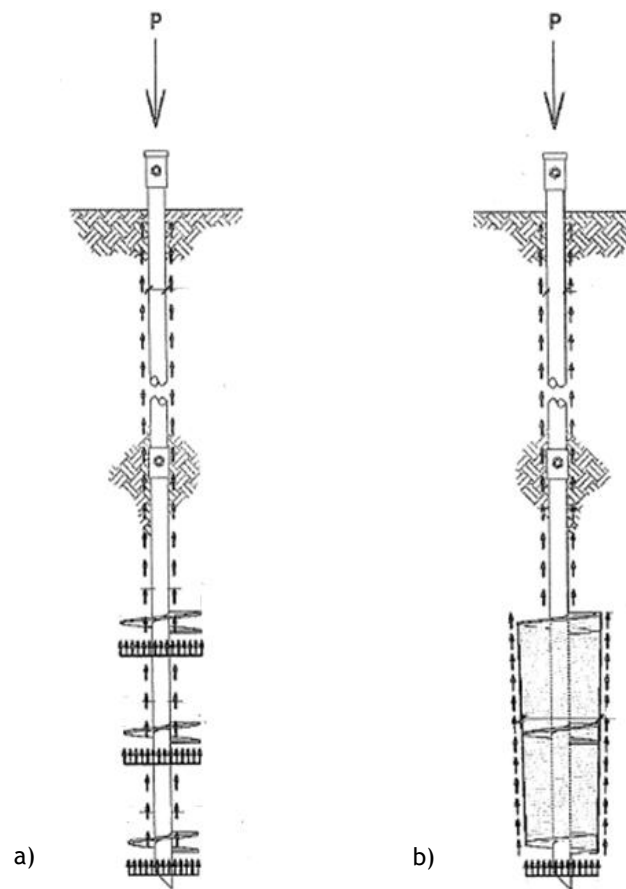


Figura 2.16 - Esquema de rotura: a) “carga individual”; b) “rotura do cilindro” (Carvalho, 2007).

A distância ideal entre cada hélice deve ser tal que os dois métodos converjam para valores próximos. Perko (2009, *in* Tsuha, 2012) cita que para espaçamentos entre hélices de três diâmetros de hélice os resultados dos dois métodos convergem. Posteriormente Lutenegger (2011, *in* Tsuha, 2012) verificou, em ensaios a estacas com diferentes espaçamentos de hélices instaladas em areia que a transição entre os dois comportamentos (rotura individual e cilíndrica) se verifica para distâncias entre hélices de três diâmetros de hélice.

A resistência de atrito lateral ao longo do fuste também deve ser contabilizada e somada à contribuição das hélices. Contudo no que respeita a esta resistência surgem algumas dúvidas inerentes ao comportamento do solo junto ao fuste, devido à perturbação deste pelas hélices, durante a instalação da estaca. Santos *et al.* (2012) realizou ensaios de penetração estática (CPT) em solos tropicais argilosos, antes e depois da instalação de estacas helicoidais no solo acima das hélices e verificou uma significativa queda na resistência de atrito lateral do cone, f_s . Também no manual técnico A. B. Chance Co. (1996) é sugerido que a resistência por atrito lateral no fuste deve ser considerada apenas para estacas com fuste de diâmetro maior que 8,9 cm.

Método da capacidade de carga individual

A previsão da capacidade de carga segundo este método consiste no somatório da capacidade de carga individual de cada hélice com a soma do atrito lateral pelo fuste, esquema de esforços representado na Figura 2.16 a). A capacidade de carga individual de cada hélice obtém-se pela expressão de Terzaghi (1943), desprezando-se a parcela do fator N_γ se a profundidade da hélice for superior, verticalmente, a cinco vezes o seu diâmetro e é dada pela expressão (Perko, 2009):

$$Q_u = \sum_n q_{ult} \times A_n + \alpha \times H(\pi d) \quad (2.13)$$

onde:

Q_u - capacidade de carga;

n - número de hélices;

q_{ult} - tensão de rotura;

A_n - área projetada da hélice num plano perpendicular ao eixo do fuste;

α - coeficiente de adesão do solo ($\alpha = \frac{2}{3} \times \tau$, $\tau = c + \sigma'_n \tan \phi$);

H - comprimento do fuste da estaca acima da hélice de topo;

d - diâmetro do fuste.

Sendo que a tensão de rotura segundo Terzaghi (1943) é apresentada em (2.14), e tendo em consideração a posterior alteração por Meyerhof (1951), a forma e a profundidade deste tipo de estaca a expressão pode tomar a forma da expressão (2.15) (Perko, 2009).

$$q_{ukt} = 1,3cN_c + q'N_q + 0,3\gamma BN_\gamma \quad (2.14)$$

$$q_{ult} = cN'_c + q'(N'_q - 1) + 0,5\gamma DN'_\gamma \quad (2.15)$$

onde:

c - coesão;

q' - sobrecarga;

γ - peso específico do solo;

B, D - largura do elemento de fundação ou diâmetro da hélice;

N_c, N_q, N_γ - fatores de capacidade de carga;

N'_c, N'_q, N'_γ - fatores de capacidade de carga combinados com a forma, profundidade e capacidade de carga das estacas helicoidais (Fig. 2.17).

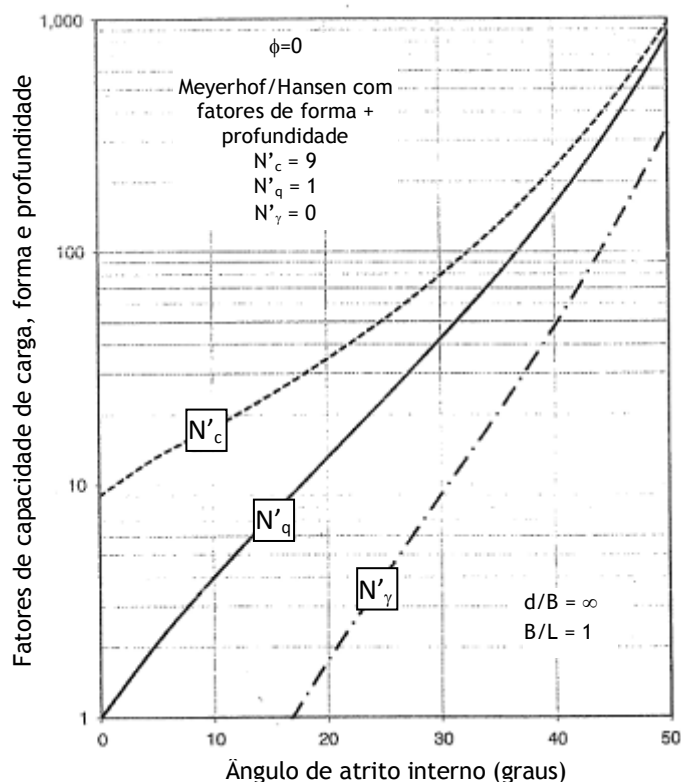


Figura 2.17 - Fatores de capacidade de carga combinados com a forma, profundidade e capacidade de carga das estacas helicoidais (adaptado de Perko, 2009).

Hubbell (2003, *in* Tsuha, 2012) sugere que a tensão de rotura relativa a cada hélice de estaca helicoidal, q_{ult} em argila, areia e solos mistos ($c-\phi$) pode-se expressar pelas seguintes equações:

$$q_{ult} = cN_c = c \times 9, \text{ em argilas} \quad (2.16)$$

$$q_{ult} = q'N_q = \gamma'zN_q, \text{ em areias} \quad (2.17)$$

$$q_{ult} = cN_c + \gamma'zN_q, \text{ em solos mistos (c-}\phi) \quad (2.18)$$

onde:

- q_{ult} - tensão de rotura;
- c - coesão;
- N_c - fator de capacidade de carga igual a 9;
- γ' - peso específico efetivo do solo;
- z - profundidade da hélice na vertical.

O valor de N_q sugerido pela Hubbell (2003) é uma adaptação da proposta de Meyerhof (1976 *in* Tsuha, 2012):

$$N_q = 0,5(12\phi)^{\phi/54} \quad (2.19)$$

Perko (2009) sugere expressões para o cálculo da tensão de rotura em solos argilosos, areias e solos residuais competente em função do parâmetro obtido no ensaio de penetração dinâmica (SPT) com uma eficiência energética de 70 %, N_{70} :

$$q_{ult} = 11\lambda_{SPT}N_{70} \text{ , em argilas} \quad (2.20)$$

$$q_{ult} = 12\lambda_{SPT}N_{70} \text{ , em areias} \quad (2.21)$$

$$q_{ult} = 13\lambda_{SPT}N_{70} \text{ , solos residuais competentes} \quad (2.22)$$

onde:

λ_{SPT} - fator de correção = 6,2 kPa/golpe/30cm.

Método da rotura do cilindro

No método da “rotura do cilindro” a capacidade de carga é conseguida através da área da ponta, do atrito lateral pelo fuste e considera-se que o volume de solo entre as hélices também é mobilizado e contribui com a resistência ao corte deste; o esquema de esforços apresenta-se na Figura 2.16 b) e pode ser calculado pela expressão seguinte:

$$Q_u = q_{ult} \times A_1 + \tau(n - 1)s + \alpha H(\pi d) \quad (2.23)$$

onde:

Q_u - capacidade de carga;

q_{ult} - tensão de rotura;

A_1 - área projetada da hélice de fundo no plano perpendicular ao eixo do fuste;

τ - resistência ao corte do solo entre as hélices ($\tau = c + \sigma'_n \tan \phi$);

n - número de hélices;

s - comprimento do solo entre as hélices;

α - coeficiente de adesão entre o solo e o fuste;

H - comprimento do fuste da estaca acima do topo da hélice;

d - diâmetro do fuste.

Carga de atrito lateral

Em ambos os métodos apresentados anteriormente, a última parcela ($\alpha H(\pi d)$) é referente à carga de atrito lateral. Outros autores apresentam expressões mais elaboradas para o cálculo da mesma, merecendo referência a Equação 2.24 para o caso de estacas helicoidais em areia (Mitsch e Clemence 1985), e as Equações 2.25 e 2.26 para estacas em argila e em silte (Mooney *et al.* 1985):

$$Q_{uf} = p_s H_{ef} \left(\frac{\gamma' H_1}{2} \right) K_u \tan \phi, \text{ para areias} \quad (2.24)$$

$$Q_{uf} = p_s H_{ef} C_a, \text{ para argilas} \quad (2.25)$$

$$Q_{uf} = p_s H_{ef} \left(\frac{\gamma' H_1}{2} \right) K_u \tan \phi + p_s H_{ef} C_a, \text{ para silte} \quad (2.26)$$

onde:

K_u - coeficiente de impulso;

H_1 - profundidade da hélice superior;

H_{ef} - altura efetiva de atrito;

p_s - perímetro do tubo da estacas;

C_a - adesão ao longo do tubo da estaca ($C_a = \alpha \times C_u$, onde α é o fator de adesão entre o solo e a estaca).

O fator de adesão pode ser estimado com base na Figura 2.18.

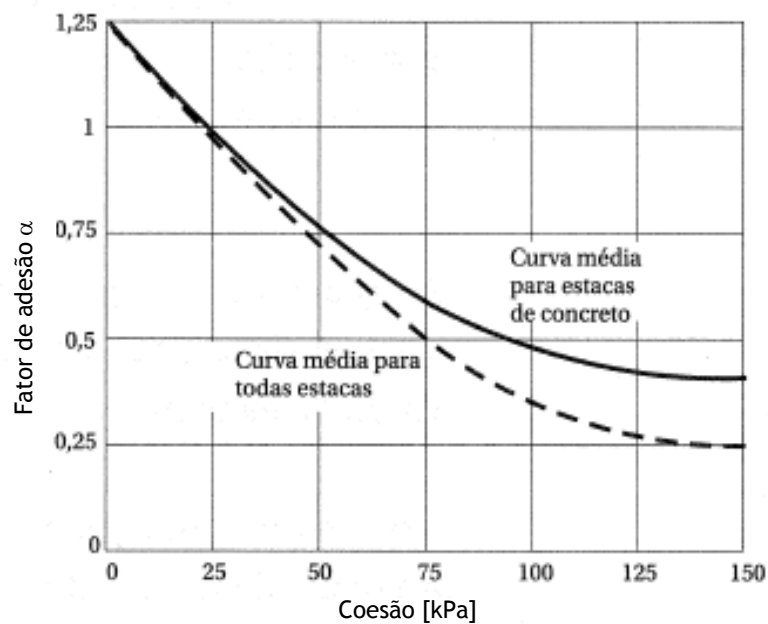


Figura 2.18 - Fator de adesão α (Tomlinson, 1957, apud Cintra e Aoki, 2010)

Valores de K_u para o método por Mitsch e Clemence (1985) para alguns ângulos de atrito são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Ângulos de atrito do solo por Mitsch e Clemence (1985)

Ângulo de atrito do solo [°]	Valor máximo de K_u
25	0,7
30	0,9
35	1,5
40	2,4
45	3,2

2.3.6 Controlo da Qualidade Durante a Instalação - Relação do Momento Torsor de Instalação com a Capacidade de Carga

Diversos autores têm estudado a relação entre o momento torsor de instalação e a capacidade de carga de estacas metálicas helicoidais, verificando que existe uma forte relação entre ambos os parâmetros. Como o valor do momento torsor de instalação se obtém durante a instalação das próprias estacas, este método é indicado para controlo da qualidade e comprovação da capacidade de carga, prevista, pelos métodos teóricos apresentados anteriormente.

O momento torsor de instalação depende do tipo de solo, da profundidade de instalação bem como do número, tamanho e passo das hélices. Ghaly e Hanna (1991, *in* Carvalho, 2007) referem que a relação entre o diâmetro e o passo da hélice é um fator importante, devendo ter-se em conta na fase de projeto devido ao efeito que tem no momento torsor de instalação. Na Figura 2.19 pode observar-se o momento torsor de instalação em função da profundidade em diferentes modelos, deste tipo de estaca.

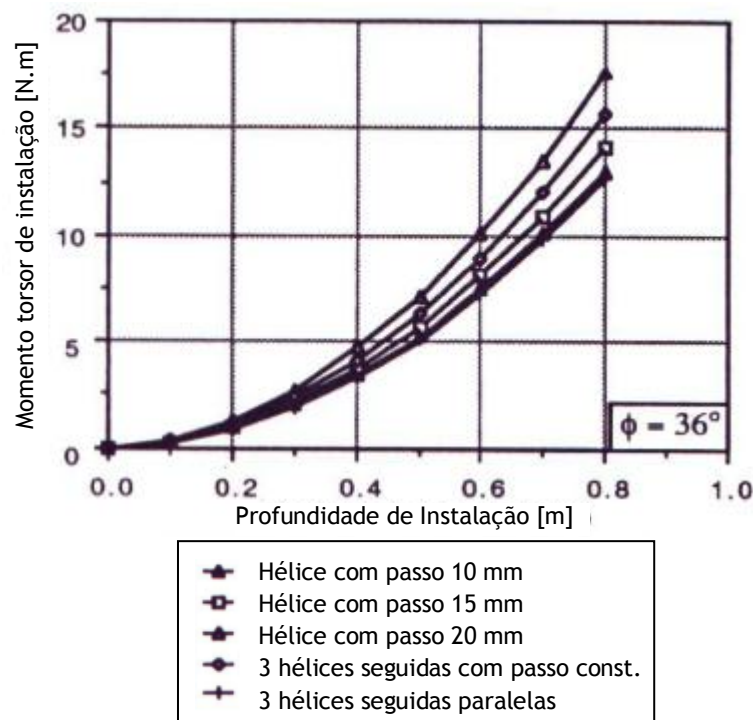


Figura 2.19 - Relação entre o momento torsor de instalação e a relação entre o passo e o diâmetro da hélice (adaptado de Ghaly e Hanna, 1991, *in* Carvalho 2007).

A. B. Chance Company (1994) indicam no seu manual técnico que a capacidade de carga à tração pode ser estimada com base no valor médio do momento torsor de instalação da estaca, correspondendo à penetração final igual a três vezes o diâmetro da maior hélice, através da relação empírica seguinte (Tsuha, 2007):

$$Q_{ut} = K_t T \quad (2.27)$$

onde:

Q_{ult} - capacidade de carga à tração;

K_t - fator empírico de momento torsor;

T - momento torsor final de instalação.

No que se refere ao valor de K_t existe alguma controvérsia. Para Hoyt e Clemence (1988) depende do diâmetro do fuste da estaca: fuste de secção quadrada ou circular inferior a 89 mm deverá adotar-se 33 m^{-1} , 23 m^{-1} para fustes de secção circular igual a 89 mm, e $9,8 \text{ m}^{-1}$ para estacas com fustes de extensão de seção circular de diâmetro igual a 219 mm. Já para a Ingal Precision Foundation Incorporation esse valor deverá ser igual a $29,7 \text{ m}^{-1}$ e 23 m^{-1} para estacas com diâmetros de fuste de 63,5 mm e 76,2 mm respetivamente (Tsuha, 2007).

2.3.7 Influência do Número de Hélices e do Diâmetro na Capacidade de Carga e no Momento Torsor de Instalação

Se alteramos a configuração da estaca no que diz respeito ao número e tipo de hélice (diâmetro e passo) as consequências na capacidade de carga e momento torsor de instalação são evidentes.

O aumento do número de hélices traduz-se num aumento da capacidade de carga. Rao *et al.* (1989) após análise de um determinado número de ensaios de carga em modelos reduzidos de estacas helicoidais com diferentes números de hélice instaladas no mesmo solo aferiram que o aumento do número de hélices reflete-se diretamente no aumento da capacidade de carga, Figura 2.20.

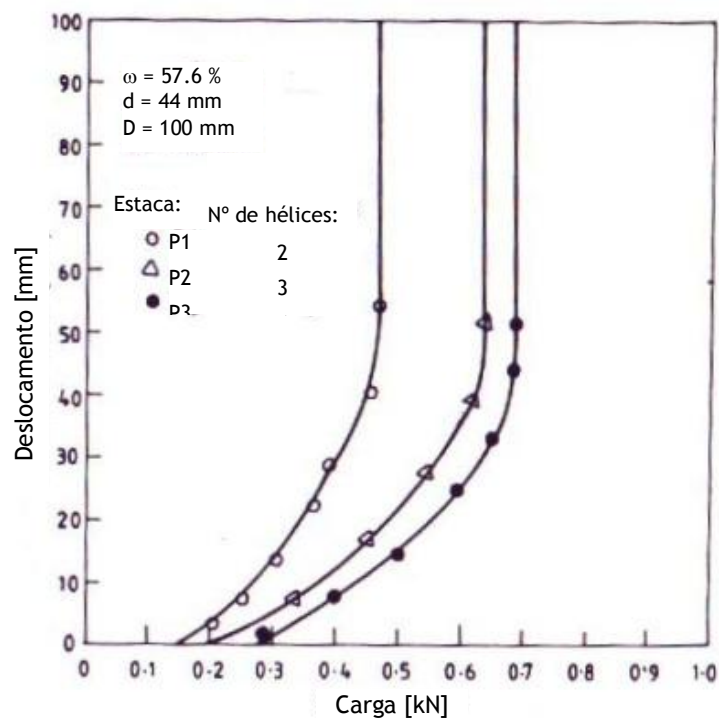


Figura 2.20 - Curva carga x deslocamento para estacas com duas, três e quatro hélices (adaptado de Rao *et al.*, 1989, in Carvalho, 2007).

Este trabalho veio inclusive confirmar trabalhos semelhantes de outros autores. Clemence *et al.* (1994) com um exercício semelhantes com estacas instaladas em areias conclui ainda que estacas com duas e três hélices apresentam a carga de rotura mais definida que estacas com apenas uma, Figura 2.21.

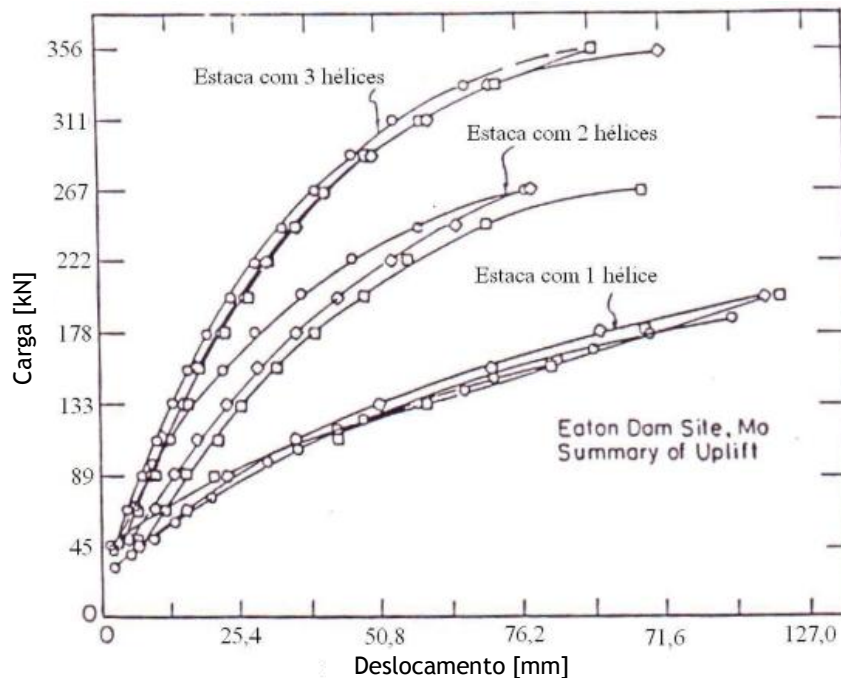


Figura 2.21 - Curva carga x deslocamento para estacas com uma, duas e três hélices (adaptado de Clemence *et al.*, 1994, in Carvalho 2007).

Após esta breve análise e associando ao item nº2.3.6 facilmente se conclui que o aumento do número de hélice se traduz num aumento da capacidade de carga e conseqüente aumento do momento torsor de instalação, contudo é preciso ter alguma atenção nesta análise rápida e aparentemente trivial. Rao *et al.* (1989, in Carvalho, 2007) observou que o aumento do número de hélices, resultou em um decréscimo do momento torsor de instalação e aponta como possível causa a maior facilidade em cortar o solo tendo mais pontos de contacto que se verifica com uma maior número de hélices.

No que diz respeito ao diâmetro das hélices Rao *et al.* (1989, in Carvalho, 2007) observou que o aumento do diâmetro das hélices se traduz num aumento da capacidade de carga e do torque de instalação.

Santos (2013) observou que a instalação de estacas com hélices crescentes (cônica) traduz-se num aumento do momento torsor de instalação, no entanto, não ocorre ganho na capacidade de carga à tração quando esta é comparada a estaca de hélices iguais (cilíndrica).



a) Configuração Cilíndrica b) Configuração Cônica

Figura 2.22 - Modelo das estacas multi-hélices: a) Cilíndrica e b) Cônica

Perko e Rupiper (2000 *in* Carvalho, 2007) apresentam uma relação entre a capacidade de carga e o parâmetro N de SPT para diferentes modelos de estacas helicoidais metálicas instaladas em solos coesivos e em solos não coesivos, Figura 2.23 e Figura 2.24 respectivamente. Neste diferentes modelos fazem variar o número e diâmetro das hélices. Fixando um valor de N, pode observar-se que diminuindo o diâmetro da hélice a capacidade de carga diminui e o mesmo acontece quando se diminuir o número de hélices. Uma estaca com duas hélices apresenta mais capacidade de carga que essa mesma estaca apenas com uma hélice mesmo verificando-se que o diâmetro da segunda hélice é menor.

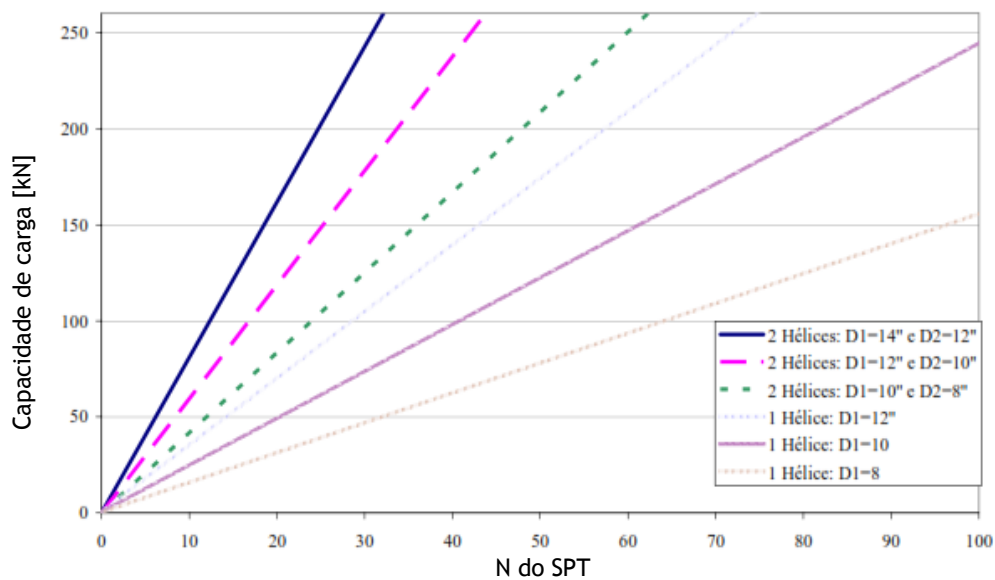


Figura 2.23 - Relação entre capacidade de carga e o N do SPT para estacas com uma ou duas hélices, com diâmetros em polegadas, de estacas helicoidais em solos coesivos (adaptado de Perko *et al.*, 2000, *in* Carvalho, 2007).

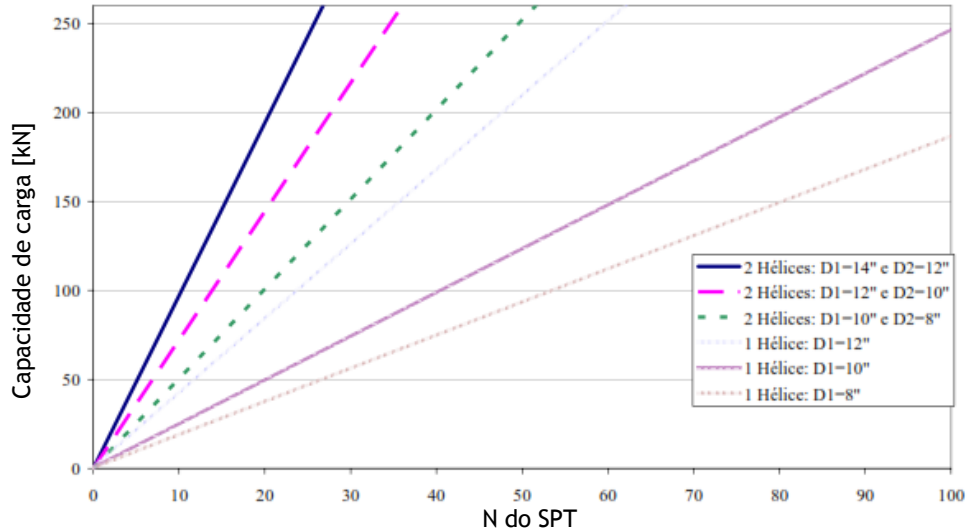


Figura 2.24 - Relação entre capacidade de carga e o N do SPT para estacas com uma ou duas hélices, com diâmetros em polegadas, de estacas helicoidais em solos não coesivos (adaptado de Perko *et al.*, 2000, *in* Carvalho, 2007).

Ainda no que diz respeito ao diâmetro da hélice, Tsuha *et al.* (2012) conclui que o aumento do diâmetro da hélice em estacas instaladas em areia proporciona um maior cilindro de solo revolvido em torno da estaca, ou seja, o efeito da instalação é mais significativo.

Capítulo III

3 - METODOLOGIA

3.1 Aspectos Gerais

Com este capítulo pretende-se explicar de forma metodológica como se desenvolveu o trabalho aqui apresentado bem como todas as etapas/ensaios agregadas ao mesmo. Pode-se dividir em cinco grandes grupos, nomeadamente:

- Pesquisa Bibliográfica;
- Ensaio de Campo;
- Ensaio de Laboratório;
- Estudo e Interpretação de Resultados;
- Redação da Dissertação.

Como se referiu no início do mesmo este resultou da parceria entre duas instituições de ensino, a Universidade da Beira Interior e a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC/USP). A parte experimental inerente ao mesmo desenvolveu-se numa área do Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada (CRHEA/EESC/USP) da Escola de Engenharia de São Carlos, na sequência do trabalho de mestrado aí desenvolvido por Santos (2013).

O trabalho aqui apresentado, de uma forma genérica, consistiu no ensaio de carga estático rápido à compressão a duas estacas metálicas helicoidais, e no cálculo da capacidade de carga por interpretação do ensaio de carga e por via teórica. As duas estacas ensaiadas pertencem a um grupo de nove estacas, instaladas em um campo de estudos experimental da EESC/USP. Para uma correta análise da capacidade de carga destas estacas foi necessário um estudo preliminar às características geotécnicas do local através de ensaios de campo e de ensaios laboratoriais. Nesse sentido realizaram-se três sondagens com ensaios de penetração dinâmica (SPT), três sondagens de penetração estática (CPT) e efetuaram-se ensaios de identificação (uma análise granulométrica e os limites de Atterberg) e ensaios triaxiais. As duas estacas ensaiadas (indicadas como A1 e A2) bem como a localização dos ensaios SPT e CPT e de um poço para a recolha de amostras indeformadas encontram-se representados no esquema da Figura 3.1.

Os ensaios SPT, CPT bem como a construção e instalação das nove estacas do campo experimental (Fig. 3.1) fazem parte da pesquisa de Santos (2013). O autor anteriormente referido ensaiou as nove estacas à tração com o intuito de melhor conhecimento do comportamento das mesmas, trabalho esse, que serviu de base a sua dissertação de mestrado.

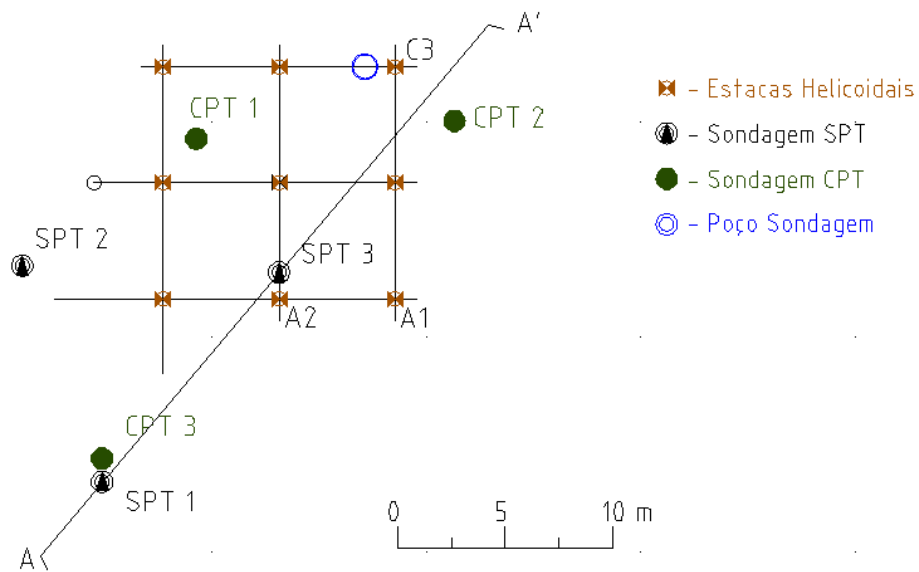


Figura 3.1 - Esquema do campo de estudos experimental.

Por forma, a entender melhor o caso de estudo aqui apresentado, apresenta-se de forma sintética na Figura 3.2 um esquema explicativo do mesmo, tal como foi desenvolvido.

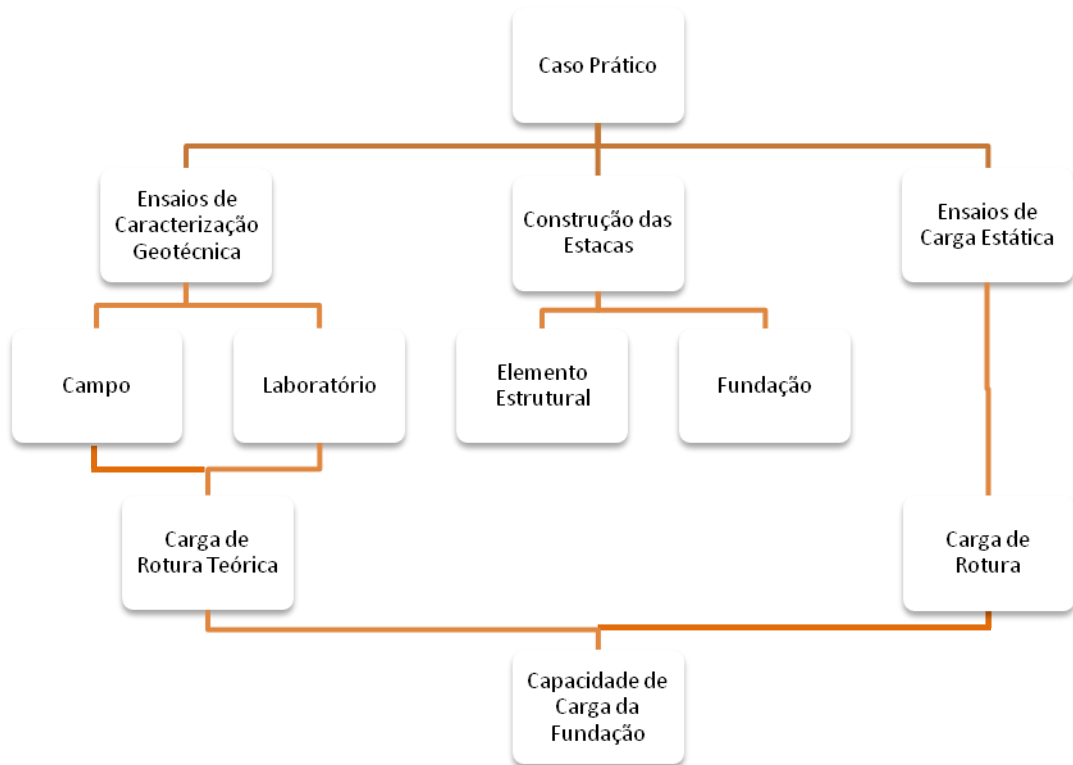


Figura 3.2 - Esquema de trabalho do caso de estudo realizado na presente dissertação.

3.2 Ensaios de Caracterização Geotécnica

3.2.1 Ensaios de Campo

3.2.1.1 Ensaios de Penetração Dinâmica - SPT

As três sondagens com ensaios SPT foram realizadas por uma empresa especializada que se denomina por “SondoBase - Geotecnia e Meio Ambiente”; realizaram-se do dia 27 ao dia 30/07/2011, ou seja, numa época de baixa precipitação no Brasil. Este tipo de ensaios permitiram retirar amostras para classificação táctil-visual a cada metro, identificar as camadas de solo, o nível freático bem como o índice de resistência do solo, N_{SPT} . Estes foram realizados de acordo com a norma NBR 6484/01 (2001). Segundo esta norma, o ensaio consiste em deixar cair um peso padrão (65 kg) em queda livre, de uma altura constante (75 cm), com um número de golpes necessários à penetração de um amostrador padrão à profundidade de 45 cm (15 + 15 + 15 cm), sendo que a leitura (N_{SPT}) é feita somando o número de golpes dos dois últimos 15 cm (30 cm finais). O Ensaio (Fig. 3.3) é efetuado a cada metro de perfuração. Na soma dos três furos a trado, perfuraram-se 36,61 m lineares e recolheram-se 38 amostras. O nível freático não se encontrou em nenhum dos furos.

Disponibilizam-se no Anexo I-A os resultados em boletins adequados para o efeito, usados pela empresa de prospeção geotécnica.



Figura 3.3 - Ensaio SPT 3 a decorrer no campo experimental de estudos (Santos, 2013).

3.2.1.2 Ensaios de Penetração Estática - CPT

Com a interpretação do ensaio CPT pode-se definir o perfil estratigráfico, classificar os solos e obter parâmetros mecânicos deste através de correlações.

Este ensaio consiste na penetração estática de um cone de cravação por meio de um sistema hidráulico e registo de vários parâmetros ao longo de todo o perfil pesquisado. Na Figura 3.4 apresenta-se uma imagem da máquina usada na realização dos ensaios utilizados no presente estudo.

Existem diversos tipos de cones; o que se utilizou neste trabalho foi o piezocone, que é um cone elétrico que para além da medida da resistência de ponta (q_c) e da resistência de atrito lateral local (f_s), também permite medir a pressão hidrostática (nestas situações é comum o ensaio passar a designar-se por CPTU, devido à possibilidade de medir poro-pressão, no entanto como não se registou qualquer medida de poro-pressão, considerou-se pertinente manter o nome CPT).

A padronização das dimensões, velocidade de cravação, geometria entre outros é fundamental para permitir a comparação e correlações entre os diversos ensaios de piezocone. Estes ensaios realizaram-se de acordo com a norma ABNT 12069/91 (1991) e os registos consideram-se a cada 0,02 m, possibilitando um perfil de resistência praticamente contínuo. Os resultados, em termos numéricos, obtidos em termos de q_c , f_s , e R_f apresentam-se no Anexo II-B.

Considera-se a resistência de ponta (q_c), como a resistência oferecida pelo solo à penetração de um conjunto de hastes com uma ponteira cônica, com secção de 10 cm^2 (A_c), sendo q_c o ratio entre a força, f_p , necessária para a penetração do cone e A_c , ou seja: $q_c = \frac{f_p}{A_c}$. O atrito lateral local (f_s) é medido através de uma manga com área de 150 cm^2 (A_m), posicionada acima da ponteira cônica, sendo o resultado do ratio entre a força de atrito, q_s , necessária para o avanço dessa manga, com A_m , ou seja: $f_s = \frac{q_s}{A_m}$.



Figura 3.4 - Ensaio CPT a decorrer no campo experimental de estudos (Santos, 2013).

3.2.1.3 Correlações com os Parâmetros dos Ensaio de Penetração SPT e CPT

Na bibliografia é comum encontrar inúmeros ábacos que possibilitam a utilização direta dos valores obtidos dos ensaios de penetração dinâmica ou estática, ou mesmo relacioná-los a fim de utilizar um maior número de correções para se obter resultados mais fiáveis.

Nas Figuras 3.5, 3.6 e 3.7 são apresentados alguns que se utilizaram neste trabalho, por serem aqueles que à partida nos merecem maior confiança. O ábaco apresentado na Figura 3.5 permite obter o parâmetro q_c em função de N_{SPT} , em diferentes tipos de solos (representados pelo diâmetro médio dos grãos) ou vice-versa.

Os ábacos apresentados nas Figuras 3.6 e 3.7 permitem prever o tipo de solo em função da relação entre a resistência de ponta (q_c) e a razão de atrito ($R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100$) obtidos no ensaio CPT.

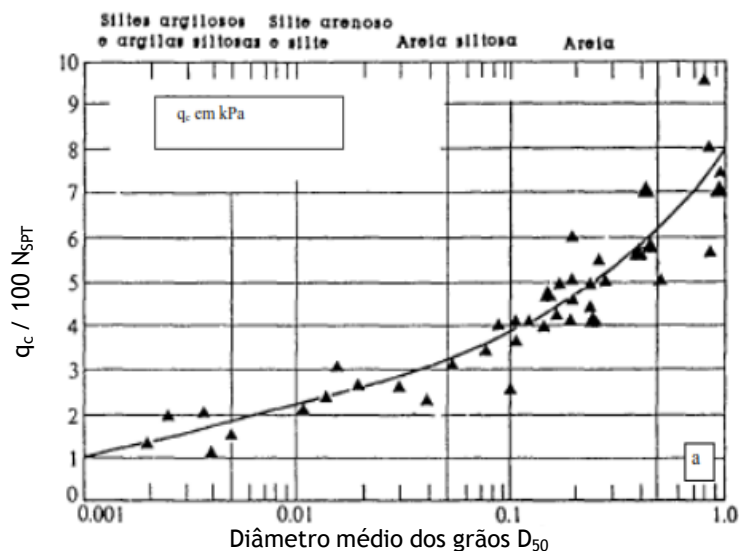


Figura 3.5 - Relação entre resultados dos ensaios SPT e CPT, em diversos tipos de solos (Bowles, 1988).

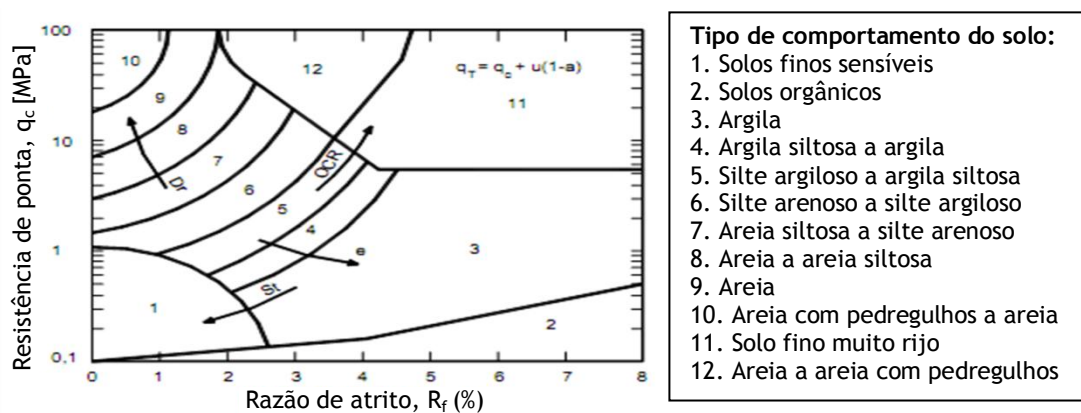


Figura 3.6 - Carta de classificação de solos a partir de resultados de ensaios CPT (Robertson *et al.* 1986 *in* Fellenius, 2011).

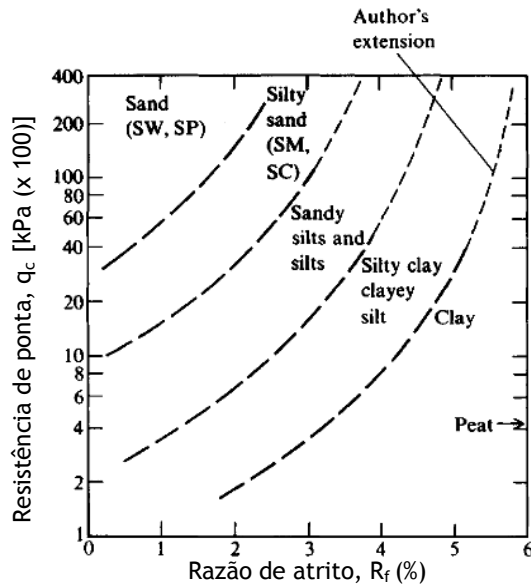


Figura 3.7 - Carta de classificação de solos (Robertson and Campanella, 1983 *in* Bowles, 1988).

3.2.2 Ensaios de Laboratório

No que respeita aos ensaios de laboratório, realizaram-se ensaios de identificação (análise granulométrica e limites de Atterberg) a partir de uma amostra indeformada, retirada em profundidade próxima das hélices da estaca C3 (cerca de 9 m), assinalada no esquema anterior (Fig. 3.1). Realizaram-se ainda ensaios triaxiais com amostras de solo retiradas do bloco de solo indeformado. Na Figura 3.8 a) e b) pode observar-se, respetivamente, a perfuração do poço e o poço finalizado que se utilizou para a recolha das amostras de solo à profundidade pretendida. O poço tem um diâmetro de 1,10 m.

Todos os ensaios de laboratório realizaram-se nas instalações do departamento de Geotecnia da EESC/USP.



a)



b)

Figura 3.8 - a) Perfuração mecânica dos primeiros 7 metros do poço a trado mecânico (dos 7 aos 9 metros a perfuração foi manual); e b) imagem do poço finalizado.

3.2.2.1 Análise Granulométrica

Com o objetivo de se determinar quantitativamente a distribuição por tamanhos das partículas que constituem o solo com o fim de se obterem parâmetros como o D_{50} ou as percentagens de areia, silte e argila, realizou-se a análise granulométrica de uma amostra.

O tipo de ensaio depende do tamanho das partículas constituintes de cada solo. Para partículas maiores que 0,074 mm (peneiro #200) esta separação será feita através de um peneiramento. No caso do solo em estudo, as partículas constituintes tinham dimensão inferior a 0,074 mm o que levou a realizar o ensaio de acordo com o processo de sedimentação (Fig. 3.9). Este ensaio no Brasil está normalizado e realizou-se de acordo com as diretrizes da NBR 7180/84 (1984). As diversas formas deste ensaio bem como outros ensaios de laboratório encontram-se bem descritos em Nogueira (1995).

Cada sistema de classificação estabelece os limites das faixas granulométricas. Neste trabalho usou-se a classificação da NBR 6502/95 (1995) e esses limites apresentam-se na Tabela 3.1.

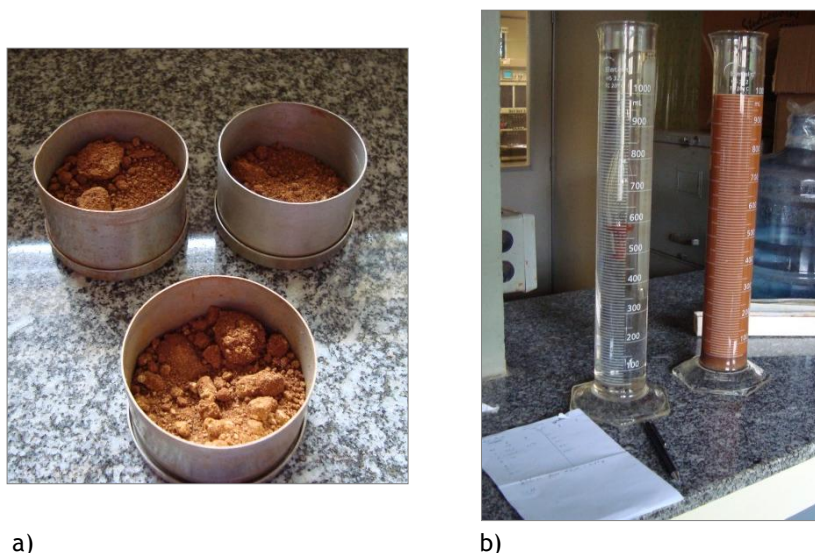


Figura 3.9 - a) Amostras em preparação para análise granulométrica; e b) análise granulométrica por sedimentação.

Tabela 3.1 - Faixas granulométricas segundo NBR 6502/95.

Faixa granulométrica		Dimensões [mm]
Pedregulho	Grosso	60,0 - 20,0
	Médio	20,0 - 6,0
	Fino	6,0 - 2,0
Areia	Grossa	2,0 - 0,6
	Média	0,6 - 0,2
	Fina	0,2 - 0,06
Silte		0,06 - 0,002
Argila		<0,002

3.2.2.2 Limites de Atterberg

Em solos finos é importante avaliar as características de plasticidade para perceber corretamente o seu comportamento. Com esse intuito e após a análise granulométrica, realizou-se o ensaio dos limites de Atterberg ou de Consistência, para determinar o limite de liquidez (LL), o limite de plasticidade (LP) e ainda o respetivo índice de plasticidade (IP) . No Brasil estes ensaios são regulamentados por duas normas, a NBR 6459/84 (1984) que prescreve os métodos a seguir na determinação do limite de liquidez e a NBR 7180/84 (1984) que define os métodos para determinar o limite de plasticidade. Neste trabalho seguiram-se as indicações destas normas bem como as indicações da NBR 6457/86 (1986) que define como se devem preparar as amostras para a realização destes ensaios. Em Portugal a determinação dos limites de consistência também se encontram definidos em norma, a NP 143/1969. Após a obtenção do LL e do LP, valores expressos em percentagem, o índice de plasticidade (IP) do solo obtém-se pela diferença numérica de ambos ($IP = LL - LP$).

3.2.2.3 Ensaio Triaxiais

Com o objetivo de se obter uma maior confiabilidade nos parâmetros dos solos a serem usados na previsão de capacidade de carga das estacas neste trabalho, recolheram-se amostras indeformadas (Fig. 3.10) para ensaiar em câmara triaxial. Este tipo de solo em estudo (solo residual que guarda os aspetos da estrutura da rocha) tem como característica uma estrutura porosa, instável e cimentada que lhe confere uma resistência ao corte extra. Para despistar possíveis erros derivados da destruturação associada à instalação das estacas, recolheram-se também amostras perturbadas pela instalação da estaca, próximas da parte superior da hélice de uma estaca (bloco da amostra junto à projeção da hélice).

Os provetes foram preparados por forma a terem uma relação altura/diâmetro de 2:1; as suas propriedades geométricas apresentam-se na Tabela 3.2.

Na realização deste ensaio seguiram-se as especificações da ASTM D 4767/95 (1995). Ambos os ensaios (em amostras não perturbadas e amostras perturbadas) são do tipo CIU (consolidados com tensões isotrópicas não drenados, com amostras saturadas e tensões confinantes de 0, 50, 100 e 200 kPa), e com registos de pressões neutras.



Figura 3.10 - Recolha da amostra indeformada à profundidade de 9 m.

Tabela 3.2 - Propriedades geométricas dos provetes ensaiados na câmara triaxial.

Provete	Altura [mm]	Diâmetro [mm]	Área [cm ²]	Volume [cm ³]
1	108,7	49,6	19,3	210,0
2	111,0	49,5	19,2	213,6
3	110,7	50,5	20,0	221,7
4	107,0	51,6	20,9	223,8
1*	107,8	50,7	20,2	217,6
2*	116,3	51,0	20,4	237,6
3*	121,6	50,5	20,0	243,6
4*	109,3	50,6	20,1	219,8

* Amostra de solo próximo da estaca

3.3 Construção das Estacas

Quando se fala na construção da estaca é importante diferenciar duas situações bastante distintas. Há a situação de uma estaca enquanto elemento estrutural, elemento metálico que se destina à execução da fundação, e, há a situação de uma estaca após estar executada/instalada que nesta fase se designa por fundação, sendo o resultado da interação estaca-macício, ou seja, o resultado entre o elemento metálico e o maciço que se destina a resistir a uma determinada carga que lhe é imposta.

A construção do elemento metálico e execução da fundação resultou da parceria com uma empresa que opera nesta área, a “ASEL-TECH”.

3.3.1 Construção da Estaca como Elemento Estrutural

Como se referiu anteriormente a execução do elemento estrutural ficou a cargo da empresa “ASEL-TECH” e o projeto foi elaborado por Santos (2013).

As estacas foram construídas com placas circulares de aço, em forma de hélice soldadas a um tubo de aço (fuste). Neste trabalho usaram-se duas estacas assinaladas como A1 e A2 (Fig.3.1) e as suas formas e dimensões encontram-se representadas na Figura 3.11 e na Tabela 3.3. A especificação técnica dos materiais utilizados encontram-se na Tabela 3.4. Como orientam as boas regras em relação à proteção contra a corrosão, salienta-se que no presente caso as estacas foram fabricadas em aço Corten, aço que na sua composição contem elementos que melhoram as suas propriedades anticorrosivas.

No Anexo II encontram-se os elementos principais do projeto de execução de todas as peças realizadas.

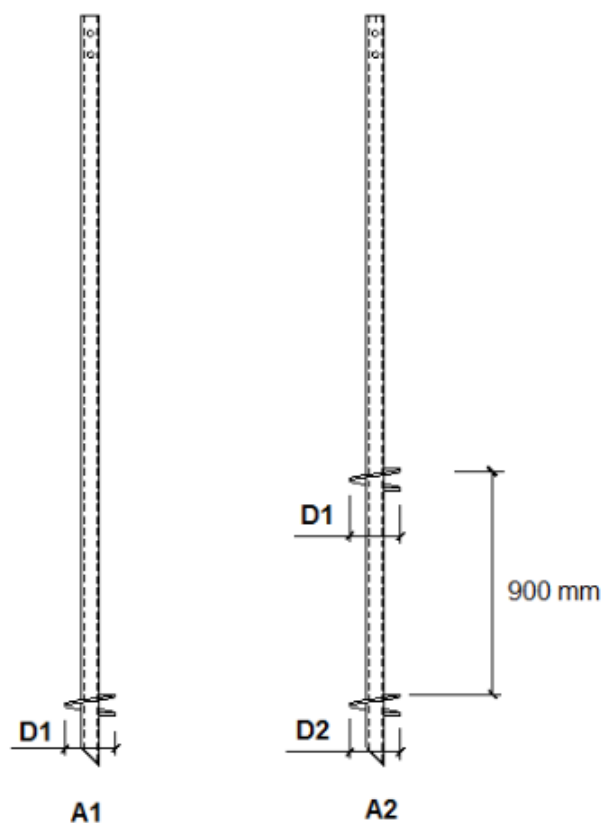


Figura 3.11 - Esquemas das estacas helicoidais A1 e A2 realizadas no campo experimental de estudos.

Tabela 3.3 - Dimensões das estacas A1 e A2.

Estaca	Nº de hélices	Diâmetro do fuste*	Espessura do fuste*	D1*	D2*	Espessura da hélice*	Passo da hélice*	Comprimento instalado no terreno [m]
A1	1	73	9,8	203,2	-	12,7	75	10
A2	2	73	9,8	203,2	203,2	12,7	75	10

*Dimensões em mm.

Tabela 3.4 - Especificação técnica dos materiais utilizados na construção das estacas.

Tubo	Tubo mecânico Vmec134Ap 71x56 Laminado / 9,8 parede
Tubo (luva)	Tubo mecânico Vmec134Ap 95x56 Laminado / 10,9 parede
Hélice	ϕ Ext 203,2 mm, ϕ Int 75 mm, Chapa 1/2", Passo direito de 75 mm, SAE 1045
Parafuso	Parafuso sextavado de 7/8" 9 UNC x 4.1/2", Grau 8.8
Porca	Porca sextavado de 7/8" 9-UNC, Grau 8.8
Tampa	Chapa de aço carbono 3/16", SAAE 1045

3.3.2 Execução *In Situ* da Estaca como Sistema de Fundação

As estacas foram instaladas de acordo com o esquema representado na Figura 3.1. Os equipamentos usados (Fig.3.12) bem como os recursos humanos devidamente qualificado para a execução deste tipo de trabalho pertencem à empresa “ASEL-TECH”. A instalação realizou-se com recurso a uma retroescavadora adaptada com um mandril hidráulico no braço (Fig.3.13).

Durante a instalação das estacas com recurso a um medidor de pressão diferencial (Fig. 3.12 b) mediu-se o momento torsor de instalação em função da profundidade, registo esse que pode ser observado no trabalho de Santos (2013).

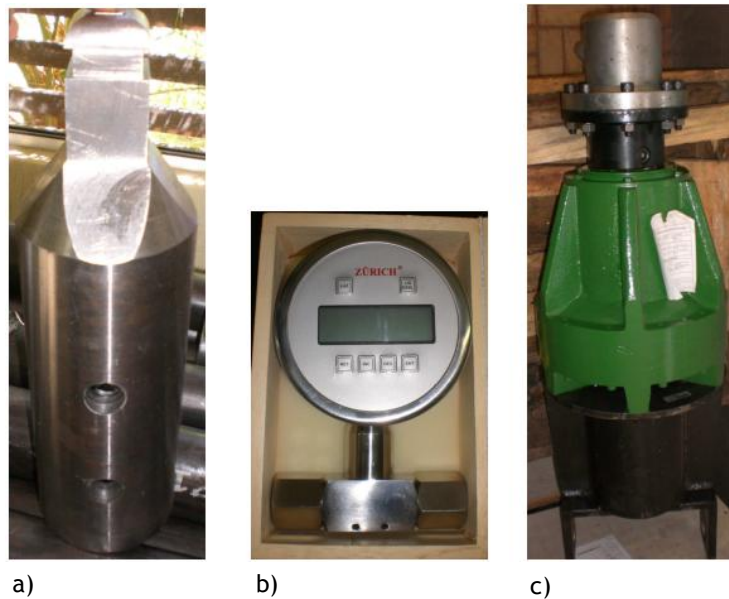


Figura 3.12 - a) Cabeçote de aço de ligação estaca-mandril; b) medidor de pressão diferencial; e c) mandril hidráulico (Santos, 2013).



Figura 3.13 - Instalação de uma estaca helicoidal no campo experimental de estudos.

3.4 Ensaio de Carga Estática Rápido

Desde já se salienta que as estacas em estudo, antes do presente trabalho, foram ensaiadas à tração, cujos resultados serviram de base à dissertação de Santos (2013).

Neste trabalho realizou-se o ensaio de carga estática rápido à compressão e seguiram-se as indicações da norma NBR 12131/2006 (2006). Segundo esta, o carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, sendo que a carga a aplicar não deve ser superior a 10% da carga de serviço prevista; em cada estágio a carga deve ser mantida durante 10 minutos (caso se pretenda simular a fundação de torres de linha de transmissão, que foi o caso, a carga pode ser mantida durante 5 min). Neste trabalho os incrementos de carga foram de 5% da carga de rotura prevista (Tabela 3.5). Em cada estágio os deslocamentos devem ser registados no início e no fim do mesmo. Atingida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas cinco leituras a 10, 30, 60, 90 e 120 min, neste estágio. Como neste trabalho as leituras se fizeram de 5 em 5 min na fase de descarga as leituras efetuaram-se aos 0,5,10,30,60 e 120 min. Efetuaram-se dois ciclos completos de carga e descarga em cada uma das duas estacas (A1 e A2) a fim de analisar possíveis acréscimos de carga no 2º ciclo devido à influência positiva do carregamento no solo envolvente e para despistar possíveis erros de leitura inicial dado o facto de as estacas terem sido ensaiadas anteriormente à tração.

Tabela 3.5 - Carga de rotura das estacas A1 e A2.

Estaca	Carga de rotura prevista [kN]	Carga de rotura real [kN] (critério D/10)
A1*	80	80
A1 - 1**	80	83
A2*	80	115
A2 - 2**	140	141

*1º ciclo de carga, **2º ciclo de carga.

Apresenta-se na Figura 3.14 um esquema do sistema montado para a realização do ensaio. Usou-se como sistema de reação duas estacas de betão armado ligadas por duas barras “dywidag” a uma viga metálica em I. As estacas de betão armado tinham apenas uma armadura passiva para possíveis ações horizontais junto à superfície (cerca de 1,5 m) e uma armadura ativa, tracionada durante o ensaio (barras dywidag); as especificações técnicas destas estacas encontram-se na Tabela 3.6.

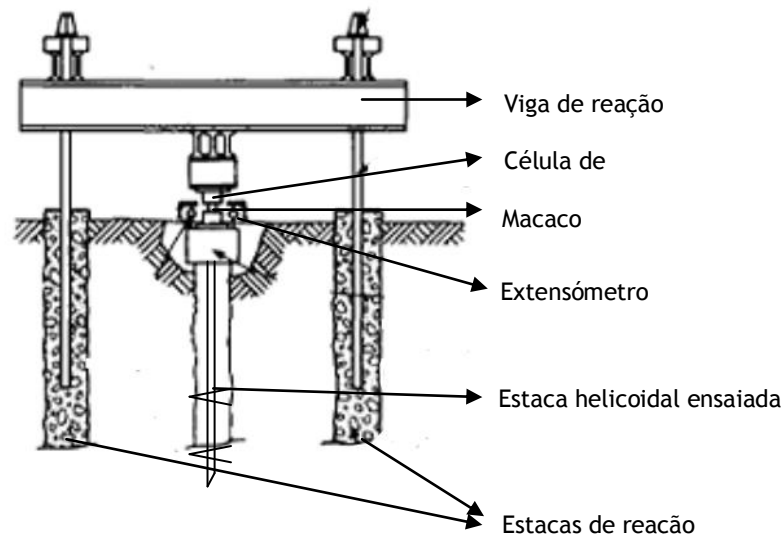


Figura 3.14 - Esquema de ensaio de carga em estaca adotado (adaptado de Tomlinson, 1994).

Tabela 3.6 - Especificações técnicas das estacas de reação.

Comprimento [m]	Diâmetro [m]	Betão	Armadura ativa [m ²]	Armadura passiva [m ²]	Carga de Trabalho [kN]
10	0,5	C20/25	As = 8,04	As = 7,38	95

Os deslocamentos mediram-se através de extensômetros aplicados junto à base de encabeçamento da estaca, em dois dos ensaios usaram-se quatro e nos outros dois usaram-se três. A carga controlou-se através de uma bomba hidráulica manual ligada ao macaco hidráulico e de um sistema de aquisição de dados devidamente calibrado e ligado à célula de carga. (Anexo III, reta de calibração da célula de carga) Na Figura 3.15 apresenta-se os equipamentos usados durante o ensaio.



Figura 3.15 - Sistema de aquisição de dados, extensômetros, macaco hidráulico, célula de carga e bomba hidráulica usados nos ensaios de carga em estacas do campo experimental.

Em anexo IV apresentam-se todos os registos efetuados durante os ensaios de carga.

Capítulo IV

4 - CASO DE ESTUDO

4.1 Localização Geográfica

O trabalho de campo decorreu no terreno do Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada pertencente à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (CRHEA/EESC/USP). O Estado de São Paulo tem cerca de 248.000 km² de extensão e situa-se na Região Sudeste do Brasil, Figura 4.1.



Figura 4.1 - Localização da Zona de estudo, em São Carlos-SP, Brasil.

O CRHEA localiza-se no km 13 da rodovia Domingos Innocentini, município de Itirapina - SP, junto à represa do Lobo, cerca de 25 km do centro da cidade de São Carlos - SP. Dentro do mesmo a área experimental está localizada na parte superior à Estação de Climatológica, Figura 4.2.

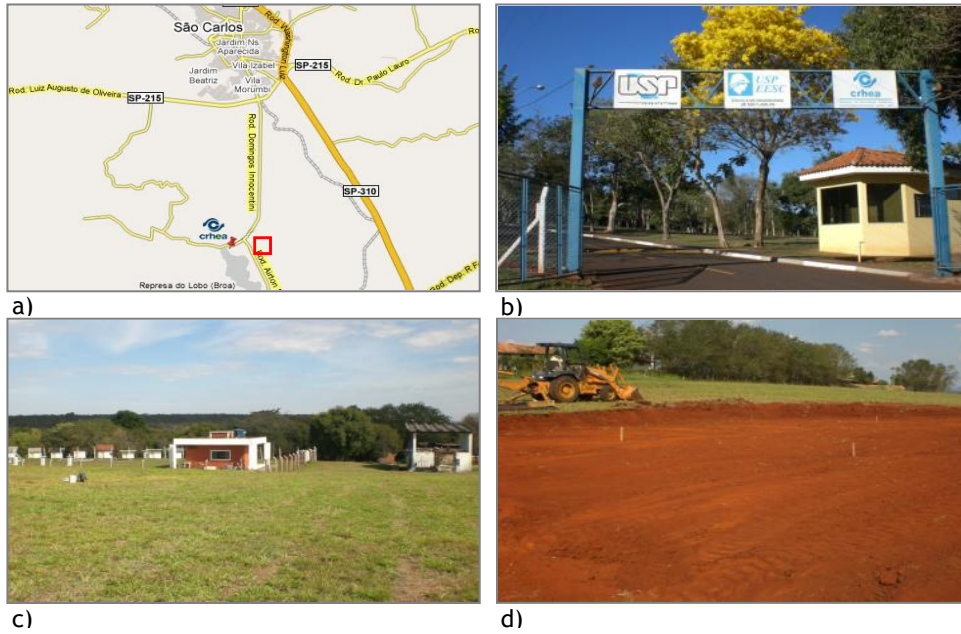


Figura 4.2 - a) Mapa de Localização (CRHEA, 2013), b) Entrada do Campus do CRHEA, c) Estação Climatológica e poço de abastecimento do centro, e d) Local de ensaios.

4.2 Enquadramento Geomorfológico

O Relevo do território Paulista foi fortemente influenciado pela geologia e pelo clima. O Estado encontra-se dividido em cinco províncias fisiográficas que se designam: a Planície Costeira, o Planalto Atlântico, a Depressão Periférica, as Cuestas Basálticas, e o Planalto Ocidental. Em traços gerais o estado apresenta regiões montanhosas a leste e a suavização do relevo a oeste, Figura 4.3.

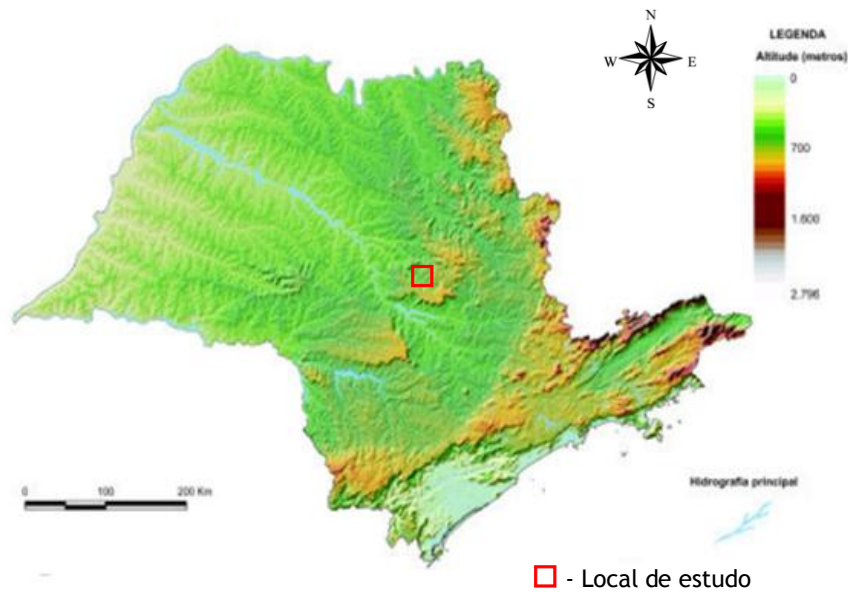


Figura 4.3 - Relevo do Estado de São Paulo (adaptado de GESP, 2005).

São Carlos pertence à província fisiográfica Cuestas Basálticas que se caracteriza por uma faixa descontínua de escarpas que se estende de norte para sudeste. As frentes de escarpas voltadas para leste e seu reverso para noroeste, formam planaltos isolados com altitudes médias de 800 a 900 m (GESP, 2005).

4.3 Enquadramento Geológico - Geotécnico

A evolução geológica do Estado de São Paulo pode dividir-se em nove grandes unidades geológicas (Fig. 4.4) cujos aspetos principais de acordo com GESP (2005) se apresentam a seguir.

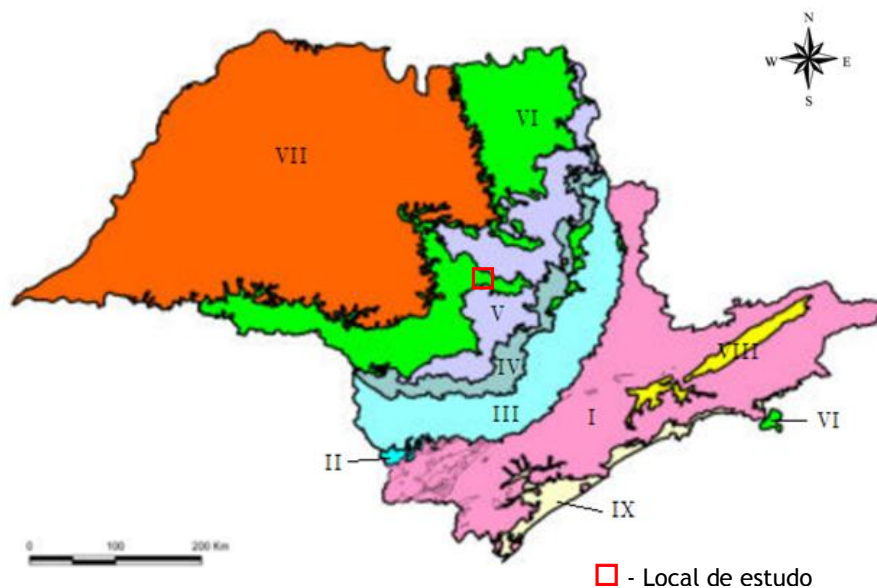
A unidade representada por “I” corresponde a cerca de um terço do território Paulista e é constituída por granitos e rochas metamórficas (migmatitos, gnaisses e xistos). São rochas marcadas por fortes deformações tectónicas que ocorreram ao longo do vasto período geológico denominado pré-câmbrico, incluindo dobras e falhas, com deslocamento de blocos, refletindo o atual relevo montanhoso.

Os restantes dois terços da área estadual pertencem à Bacia do Paraná sendo constituída por diversas rochas sedimentares e por rochas magmáticas. Na era paleozóica, desde o período Devoniano, cerca de 400 milhões de anos, depositaram-se extensos estratos sedimentares em ambiente predominantemente marinho: Formação Furnas (unidade II), Grupo Itararé e Formação Aquidauana (unidade III), Grupo Guatá e Grupo Passa Dois (unidade IV). No Triássico o mar regrediu e não mais voltou formando-se assim em ambiente continental rios e lagos, o clima foi-se alterando até se tornar inteiramente desértico. Nesta altura ocorre um novo ciclo de sedimentação com a deposição de arenitos eólicos em sucessivos campos de dunas (unidade V), a Formação Pirambóica e a Formação Botucatu por volta dos 250 milhões de anos até aos 100 milhões de anos atrás.

No início do Cretácico (acerca de 145 milhões de anos), ainda em condições desérticas a Bacia do Paraná foi afetada por um intenso vulcanismo da Formação Serra Geral (unidade VI). Quase todo o deserto Botucatu ficou recoberto por lavas essencialmente basálticas chegando a atingir cerca de 2000 m de espessura em algumas zonas.

No final do Cretácico, já em clima semi-árido, depositaram-se sobre as rochas magmáticas sequências de arenitos calcíferos (unidade VII), com espessuras da ordem de 150 m.

No Terciário o território foi de novo afetado por tectonismo proveniente da separação dos continentes da América do Sul e África que levou ao soerguimento do embasamento do pré-Câmbrico e, em duas áreas, formaram-se bacias alongadas e delimitadas por falhas onde se depositaram rochas sedimentares. São as bacias sedimentares de São Paulo e de Taubaté (unidade VIII). Coberturas sedimentares mais jovens, do Quaternário (acerca de 1,8 milhões de anos) formam aluviões ou camadas dispersas e de pouca espessura, das quais as únicas representáveis à escala do presente mapa são as planícies litorâneas (unidade IX).



Unidade Geológica:

Pré-câmbrico

I - Granitos, migmatitos, gnaisses e xistos

Paleozóico (formações metamórficas)

II - Formação Furnas

III - Grupo Itararé e Formação Aquidauana

IV - Grupo Guatá e Grupo Passa Dois

Triássico / Jurássico (formações sedimentares compactas)

V - Formação Pirambóica

- Formação Botucatu

Cretácico

VI - Formação Serra Geral (Rochas Magmáticas)

VII - Arenitos calcíferos

Terciário

VIII - Formações sedimentares de São Paulo e de Taubaté

Quaternário

IX - Formações aluvionares

Figura 4.4 - Unidades geológicas no Estado de São Paulo (adaptado de GESP, 2005).

Uma vasta área do interior do estado de São Paulo tem como solos característicos os sedimentos da Era cenozóica (Terciário). É sobre estes que a zona de estudo se situa, apesar da Figura 4.4 não o evidenciar, pois a sua espessura em relação à escala usada naquela zona não o permite. Devido à sua gênese, o sedimento cenozoico (Fig.4.5) genericamente apresenta-se compacto, com partículas razoavelmente selecionadas, o que lhe confere uma estrutura bastante porosa. Duas texturas são típicas dos solos oriundos do sedimento cenozoico: uma arenosa, a predominante, e outra argilosa, dependendo das características do material que lhe deu origem (arenito e basalto, respetivamente). O sedimento cenozoico com espessura geralmente inferior a 10 m, apresenta características típicas de material laterizado e colapsível (Cintra, 1998). Este frequentemente está separado da camada subjacente por uma zona rica em seixos e normalmente situa-se acima do nível freático. O substrato, onde assentam os terrenos anteriores, quando argilosos, genericamente corresponde a maciços

rochosos de diabases alteradas, muitas vezes transformados em solo residual nos primeiros metros.

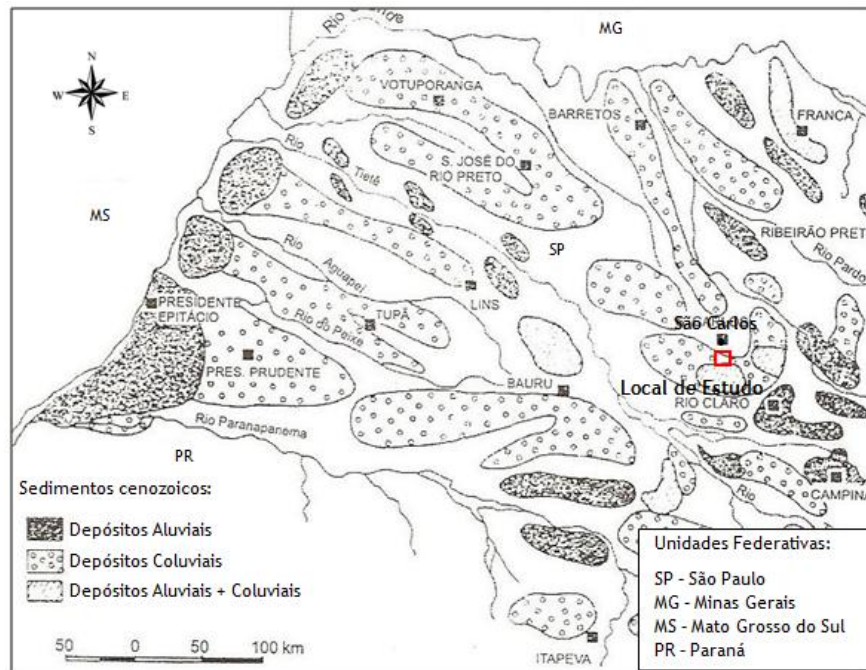


Figura 4.5 - Distribuição dos depósitos de cobertura cenozoica no interior do estado de São Paulo (a partir de Cintra,1998).

Sondagens realizadas com fim de uma melhor caracterização geotécnica deste tipo de solo revelam uma camada superficial de sedimento cenozoico. Trata-se de areia argilosa, marron, laterizada, porosa e colapsível. Separada por uma linha de seixos, aparece logo abaixo o solo residual do Grupo Bauru, descrito como areia argilosa vermelha (Cintra, 1998).

Segundo Lacerda & Sandroni (1985, *in* Gomes, 1996), considera-se “colúvio um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou à pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas”.

4.4 Enquadramento Hidrogeológico

A unidade do cenozoico na zona de estudo geralmente encontra-se acima do nível freático, e quando este ocorre nas mesmas, constitui um aquífero livre do tipo intersticial e de fraca produção. Os terrenos magmáticos que se situam por baixo, genericamente constituem um aquífero do tipo fissural.

4.5 Ensaios *In Situ*

Neste item apresentam-se os resultados dos ensaios que se realizaram no campo de estudos experimental. A sua localização apresentou-se no item 3.1, na Figura 3.1.

4.5.1 Ensaio SPT

Os resultados obtidos diretamente pela equipa de prospeção, apresentam-se em Anexo III-A. Como se referiu anteriormente os ensaios SPT executaram-se de acordo com as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Os métodos e equipamentos que se utilizam no Brasil (Giacheti *et al.*, 2012) transmitem ao trem de varas uma energia de 72%. A fim de se poderem harmonizar e comparar resultados de ensaios SPT, efetuados de forma diferenciada, está estabelecida uma energia padrão de 60%. Na Tabela 4.1 apresentam-se os resultados dos ensaios SPT devidamente corrigidos por forma a serem interpretados por expressões universalmente aceites. Os resultados foram corrigidos pela expressão seguinte (Skempton, 1986 e Decourt, 1989, *in* Giacheti *et al.*, 2012):

$$N_{60} = \frac{72}{60} \times N \quad (4.1)$$

Tabela 4.1 - Resultado dos ensaios SPT e respetiva litologia.

Profundidade [m]	N ₆₀ (SPT1)	N ₆₀ (SPT2)	N ₆₀ (SPT3)	Litologia
1	-	-	-	Depósitos Coluviais
2	1	2	2	
3	2	2	2	
4	4	2	2	
5	6	5	7	
6	6	7	7	
7	10	7	6	
8	8	7	6	
9	6	10	6	
10	8	8	7	Solo Residual/Maciço Rochoso
11	11	7	6	
12	8	>60	13	
13	8	-	8	
14	8	-	>60	
15	>60	-	-	

Em nenhuma das três sondagens se encontrou o nível freático. O critério de paragem que se estabeleceu foi não prosseguir a sondagem assim que se obtivesse a “nega” (N>60). Os ensaios terminaram-se à profundidade de 14.40 m, 10.45 m e 12.76 m, respetivamente. Na Figura 4.6 apresenta-se em forma de gráfico os resultados dos ensaios SPT em função da profundidade e a envolvente dos valores mínimos e máximos desses mesmos ensaios.

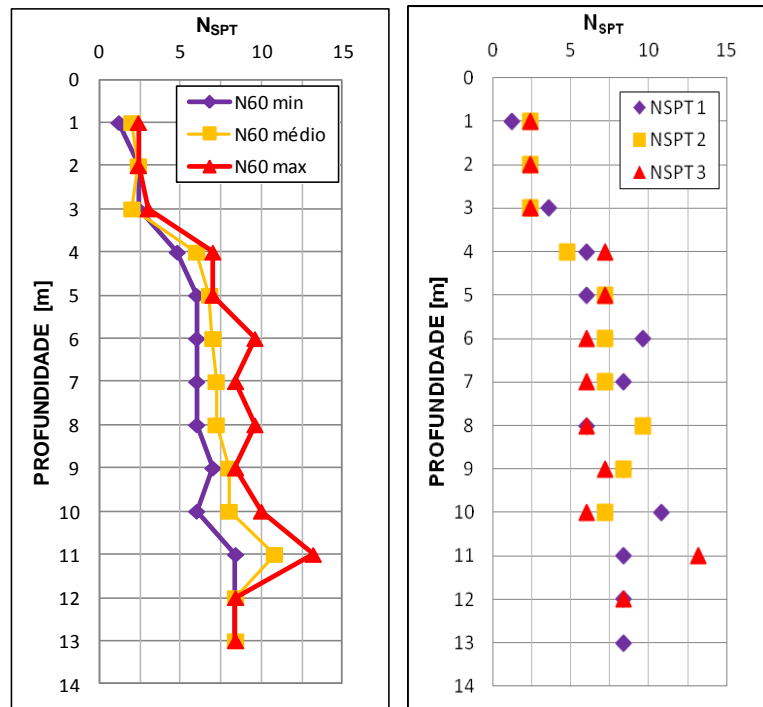


Figura 4.6 - Resultado dos ensaios SPT.

4.5.2 Ensaios CPT

Durante os ensaios CPT, registaram-se a cada 2 cm diretamente os valores de resistência de ponta e de atrito lateral; estes apresentam-se na Figura 4.7 em forma de gráfico como uma linha contínua, dada a proximidade de registos.

Por ser importante analisar em conjunto a resistência de ponta, o atrito lateral e a razão entre ambos (razão de atrito), apresentam-se os resultados detalhados, como exemplo, do ensaio CPT 3 na Figura 4.8.

Valores de resistência de ponta elevados e baixa razão de atrito significam que se trata de um solo com comportamento de areia. Argilas apresentam baixa resistência de ponta e elevada razão de atrito, no caso de serem moles; argilas duras ou rijas apresentam elevada resistência de ponta e elevada razão de atrito.

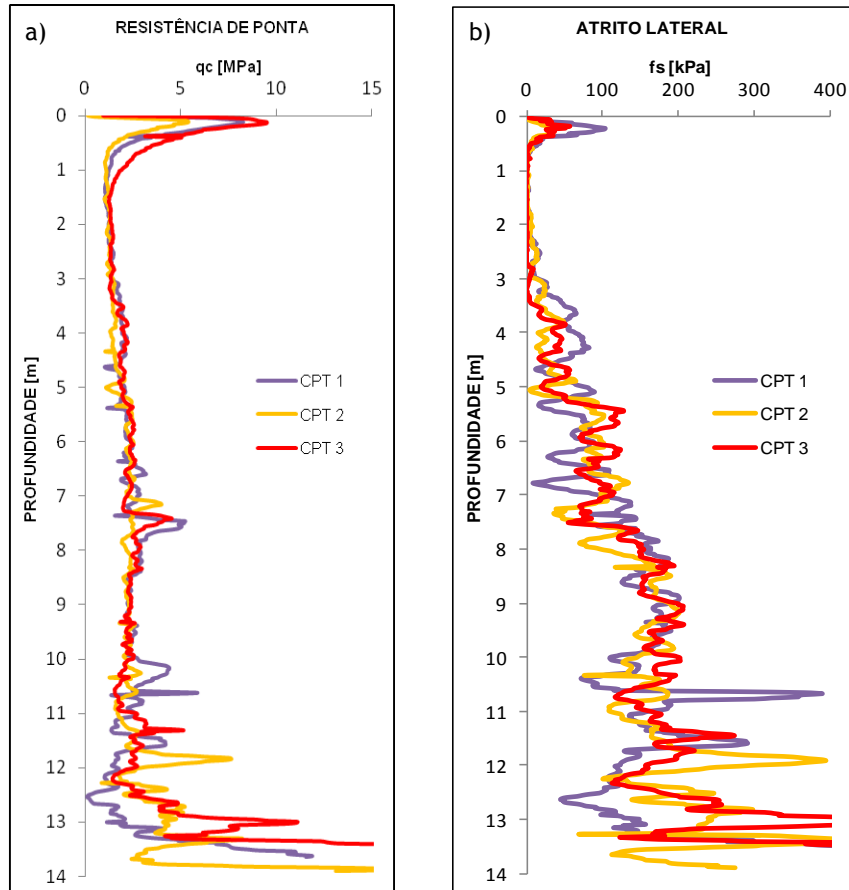


Figura 4.7 - a) Resistência de ponta (q_c) e b) atrito lateral (f_s) dos três ensaios CPT.

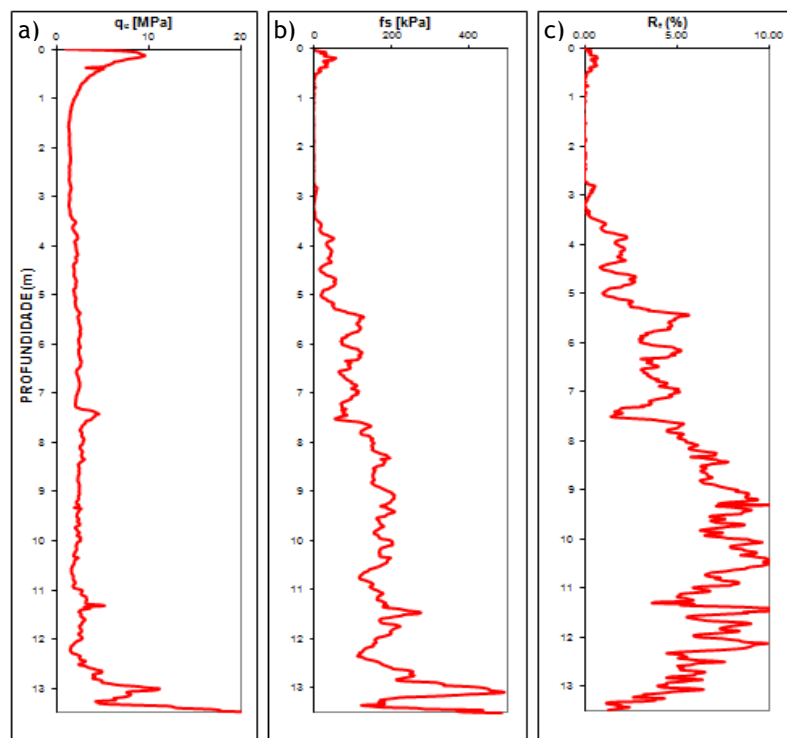


Figura 4.8 - a) Resistência de ponta (q_c), b) atrito lateral (f_s) e c) razão de atrito (R_f) do ensaio CPT 3.

No Anexo I - B apresentam-se os resultados de todos os ensaios CPT analisados neste trabalho.

4.6 - Ensaios Laboratório

4.6.1. Ensaios Índice

Para melhor caracterização e classificação dos solos em estudo, recolheu-se em campo amostras de solo deformadas e indeformadas, a diferentes profundidades para posteriormente se submeterem a diversos ensaios de laboratório. Numa fase preliminar identificaram-se facilmente através de inspeção táctil/visual (Fig. 4.9) duas unidades geotécnicas distintas: o colúvio mais superficial, e a zona subjacente à anterior constituída por solo residual de diabases.

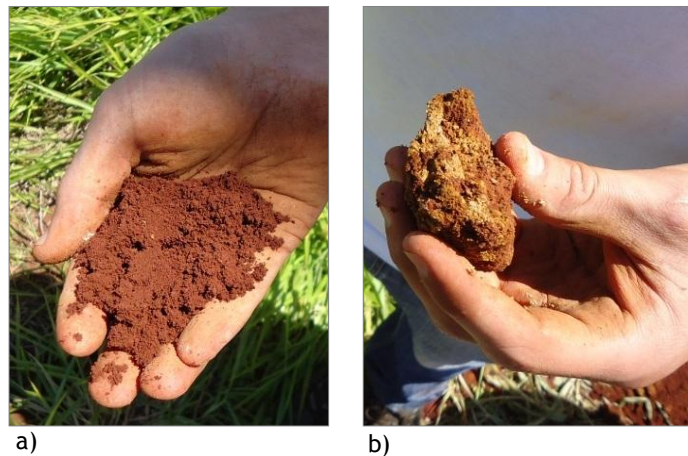


Figura 4.9 - Inspeção táctil / visual, a) solo da unidade geotécnica superficial, e b) solo da unidade geotécnica subjacente à unidade superior (solo residual de diabases).

No dimensionamento de estacas helicoidais com fuste de pequeno diâmetro ($\leq 8,9$ cm) as características do solo que mais condicionam no dimensionamento e estimativa da capacidade de carga são as referentes ao solo envolvente às hélices. No caso em estudo, as hélices encontram-se à profundidade de cerca de 8,5 -9,5 m. Neste sentido realizou-se uma análise granulométrica e determinaram-se os limites de consistência de amostras de solo desta profundidade.

Com a análise granulométrica observou-se uma elevada percentagem de finos, cerca de 62%, sendo os restantes 38% constituídos por areia. Apresenta-se na Figura 4.10 a distribuição por diâmetro das partículas constituintes deste solo.

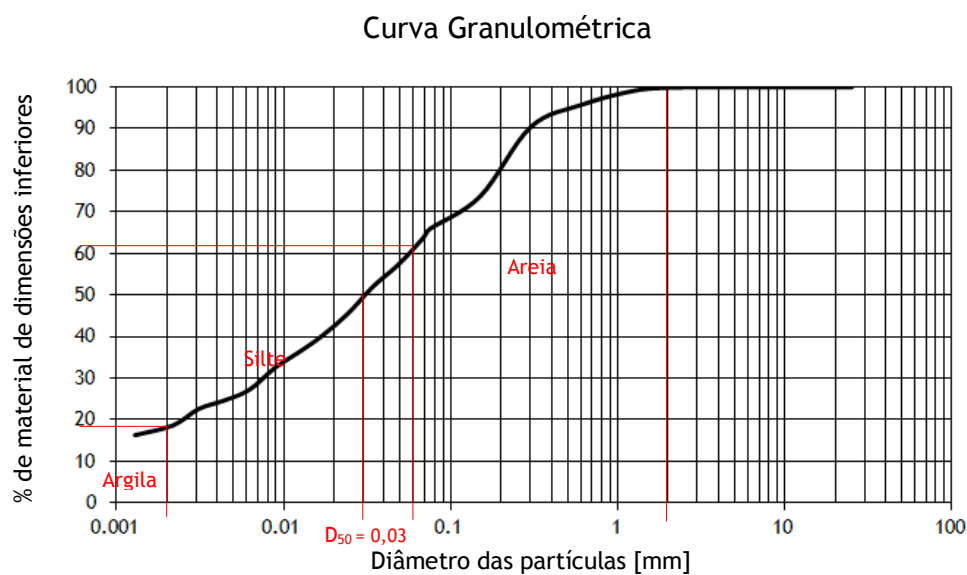


Figura 4.10 - Curva granulométrica do solo residual de diabase da zona de estudo.

Com a análise da curva granulométrica do solo em estudo pode concluir-se que o solo é constituído por:

- Argila - 18% ($\leq 0,002\text{mm}$);
- Silte - 44% (0,002 - 0,06 mm);
- Areia - 38% (0,06 - 2,0 mm).

Para completar a classificação do solo determinaram-se os limites de Atterberg, de onde se conclui que:

- Limite de Liquidez - 58,3 %;
- Limite de Plasticidade - 44,2%;
- Índice de Plasticidade - 14,1%.

Reunidos os resultados da análise granulométrica e dos limites de Atterberg classificou-se o solo segundo a classificação unificada (ASTM,1985) e segundo a classificação AASTHO (ASTM,1997), apresentando-se os resultados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Classificação do solo em estudo da zona onde as hélices se instalam.

Unificada (ASTM,1985)	AASHTO (ASTM,1997)
Silte elástico arenoso MH	Solo argiloso A-7-5 (10)

4.6.2. Ensaio Triaxiais

Dada a relatividade face ao comportamento do solo (argiloso ou arenoso) e à necessidade de se aferir os parâmetros mecânicos que caracterizem mais fielmente o mesmo, surgiu a necessidade de se recorrer a ensaios triaxiais.

Os solos laterícios, presentes nos primeiros metros de profundidade, têm como principal característica a sua estrutura porosa, instável e cimentada (solos não saturados), que se traduz numa resistência ao corte extra.

Abaixo dos solos lateríticos da camada superficial, encontra-se o solo residual poroso e estruturado abaixo do nível de seixos, onde as hélices das estacas ficaram instaladas. Pela inspeção da amostra indeformada (Figura 4.11) deste solo (retirada na profundidade de 9 metros em relação à superfície do terreno) constatou-se que apesar do material decomposto da rocha estar completamente desintegrado e transformado em solo, a estrutura original contínua intacta, e também observou-se nesta amostra concreções ferruginosas. Este solo poroso apresenta grande parte de sua resistência devido a esta estrutura.



Figura 4.11 - Bloco de amostra indeformada do solo residual de diabases (silte areno argiloso) retirada na profundidade de instalação das hélices (9 m).

Contudo este acréscimo de resistência que se assume, e é expressiva na fase dos ensaios de campo pode não se considerar efetiva no funcionamento das estacas devido ao efeito da instalação das mesmas. A instalação das estacas helicoidais causa a destruturação do solo envolvente reduzindo a sua resistência ao corte. A fim de aferir essa perda de resistência apresentam-se os resultados de dois ensaios triaxiais, um, em amostras retiradas na região ao redor do cilindro projetado pelas hélices, perturbadas pela instalação da estaca e outro, em amostras não perturbadas (bem distantes das estacas instaladas). Ambos os ensaios são do

tipo CIU (consolidados, com tensões isotrópicas, não drenados, com amostras saturadas e tensões confinantes de 0, 50, 100 e 200 kPa), e com registos de pressões neutras.

Procedeu-se à análise de resultados, para as amostras perturbadas (retiradas próximas às hélices) e não perturbadas.

Em termos de tensões efetivas, para as amostras perturbadas e não perturbadas apresentam-se respetivamente na Figura 4.12 e 4.13, e os parâmetros de resistência ao corte consequentes apresentam-se na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Parâmetros mecânicos em termos de tensões efetivas.

Parâmetro Mecânico	Amostra Perturbada	Amostra Não perturbada
ϕ' [°]	25	20
C' [kPa]	17	30

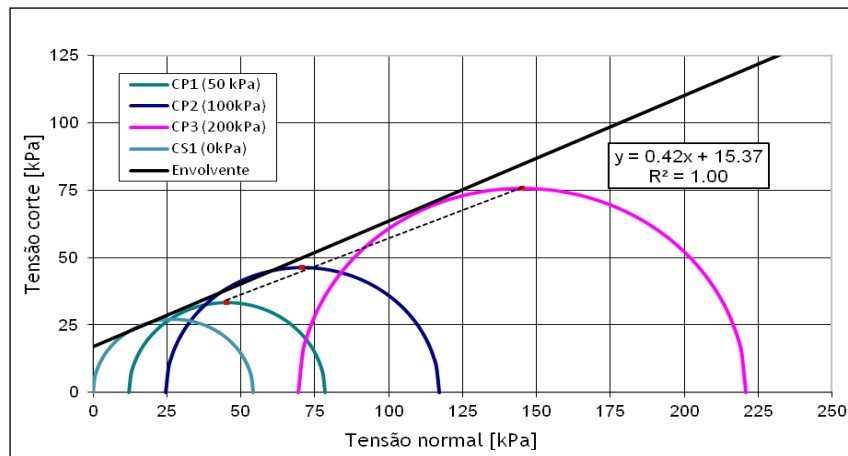


Figura 4.12 - Envoltório de rotura em termos de tensões efetivas - solo perturbado, a partir de um ensaio triaxial do tipo CIU.

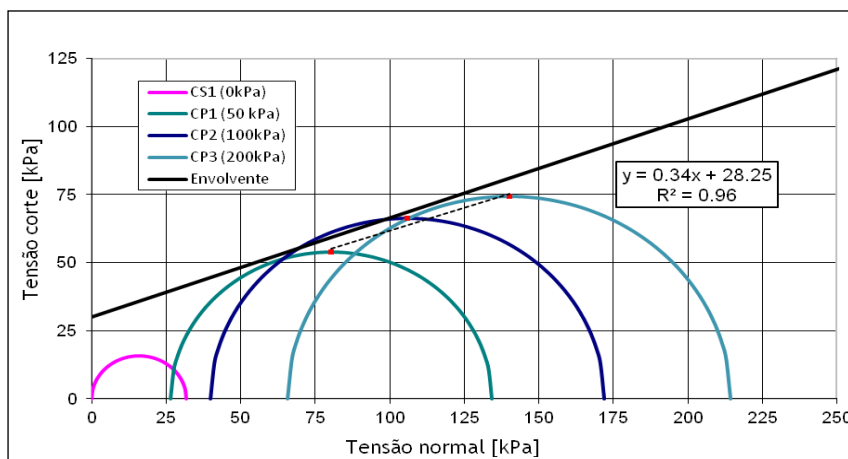


Figura 4.13 - Envoltório de rotura em termos de tensões efetivas - solo não perturbado do tipo CIU.

A rotura dos provetes genericamente mostrou-se frágil, evidenciando-se uma superfície de rotura bem definida; um exemplo típico apresenta-se na Figura 4.14.



Figura 4.14 - Imagem de provete após ensaio triaxial evidenciando uma rotura do tipo frágil.

4.7 - Interpretação

4.7.1 Geometria do Maciço

A partir dos resultados dos vários ensaios e em particular da observação direta das amostras obtidas no decorrer dos ensaios SPT, ocorrem na zona de estudo, as seguintes unidades geotécnicas, de cima para baixo, e de idade mais recente para a mais antiga (Fig.4.15):

- **C_s, Argilas arenosas sedimentares**, de cor avermelhada escura, de espessura de 7 a 9m, de idade terciária (cenozoico) - unidade geológica VIII
- **C_G, Argila arenosa com seixos**, de cor avermelhada escura, com pequena espessura, de 1 a 2 m; entende-se ser a base da unidade geológica VIII, sendo portanto de idade terciária (cenozoico);
- **RS_B, Solo residual de diabase**, constituído por silte areno-argiloso, de coloração avermelhada escura, com espessura variável entre 3 e 5 m, por vezes com blocos de diabase; entende-se ser o topo da unidade geológica VI - Formação Serra Geral (Rochas Vulcânicas), de idade equivalente ao final do cretácico;
- **R_B, Diabase**, de coloração acinzentada, de elevada espessura e ocorre entre 13 e 15 m de profundidade; corresponde à unidade geológica VI, de idade equivalente ao cretácico;

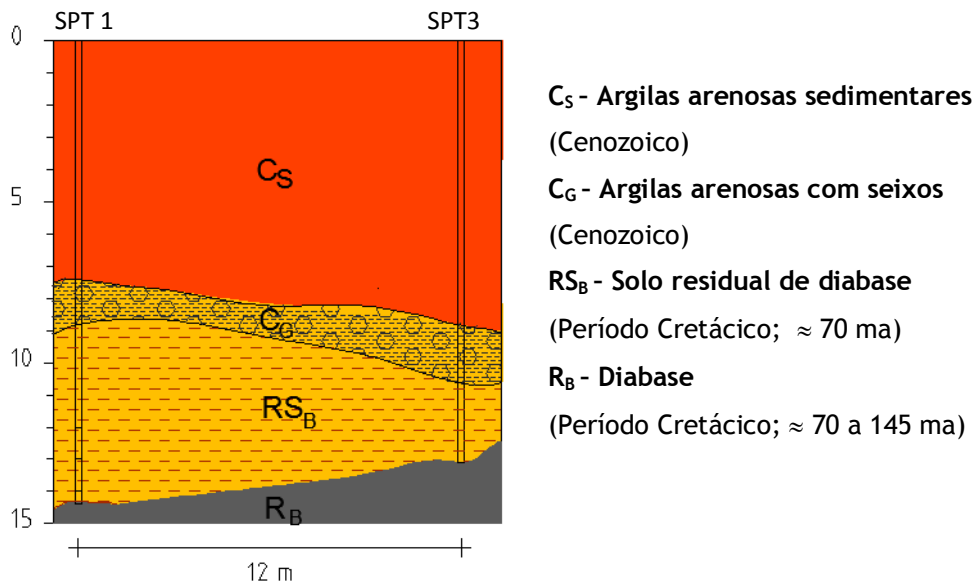


Figura 4.15 - Perfil geológico-geotécnico da zona em estudo (Corte A-A' - Fig.3.1).

Dada a proximidade dos ensaios CPT3 e SPT1 na Figura 4.16 apresenta-se a resistência de ponta e a razão de atrito do CPT paralelamente com os resultados do ensaio SPT e respetiva litologia. Pretende-se avaliar as variações em ambos os ensaios em função da profundidade e respetiva relação entre os seus resultados.

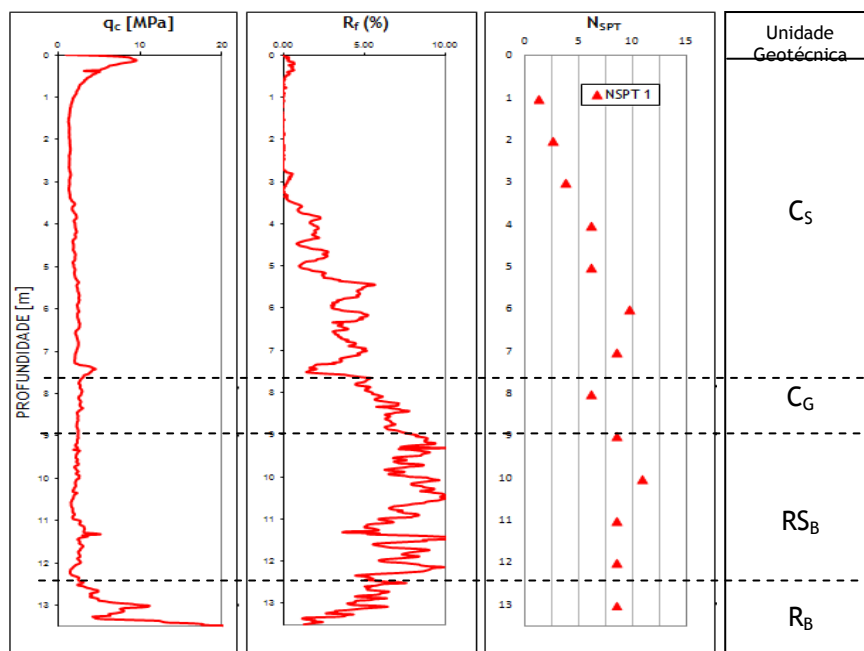


Figura 4.16 - Comparação dos resultados dos ensaios CPT3 e SPT1 e respetivas unidades geotécnicas.

No sentido de verificar se a relação entre resultados de ensaios SPT e CPT nos solos em estudo, segue a tendência geral clássica de solos sedimentares apresentada por Bowles (1988), Fig.4.17, consideram-se aqueles dois ensaios e estabelecem-se várias possibilidades

apresentadas na Tabela 4.4. Os valores de q_c resultaram da média dos valores entre 0,5 m acima e a abaixo a cada ensaio SPT.

Os resultados das unidades geotécnicas mais superficiais, sedimentares (C_s e C_G), orientam para solos essencialmente arenosos. O caso da Unidade Geotécnica RS_B orienta para uma situação de solos mais finos, desde siltes a areias siltosas. O valor médio de D_{50} obtido nesta última unidade (0,042mm) é comparável com o obtido na análise granulométrica (0,03mm), orientando para que esta relação se aplique a solos residuais de diabase.

Tabela 4.4 - Relação entre ensaios SPT e CPT (considerando CPT3 & SPT1) para os solos em estudo, e D_{50} provável a partir da relação de Bowles (1988).

Profundidade [m]	N_{SPT}	q_c [kPa]	$q_c/100N_{SPT}$	$q_c/100N_{SPT}$ médio	D_{50} estimado	Unidade Geotécnica
1	-	-	-	-	-	
2	1	1376,6	11,5		0,35	
3	2	1431,5	6,0		0,4	
4	4	2003,0	5,6		0,33	
5	6	2056,4	3,4	5,0	0,055	C_s
6	6	2466,2	4,1		0,11	
7	10	2264,4	2,4		0,011	
8	8	2744,2	3,3		0,045	
9	6	2333,9	3,9	3,9	0,09	C_G
10	8	2164,6	2,6		0,018	
11	11	2438,5	2,3	3,4	0,007	RS_B
12	8	2373,7	2,8		0,022	
13	8	5095,4	6,1		0,42	
14	-	-	-			R_B

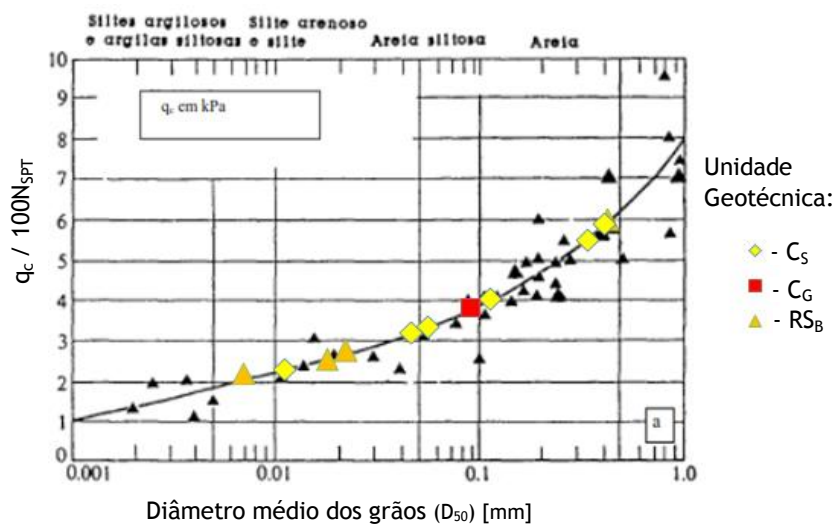
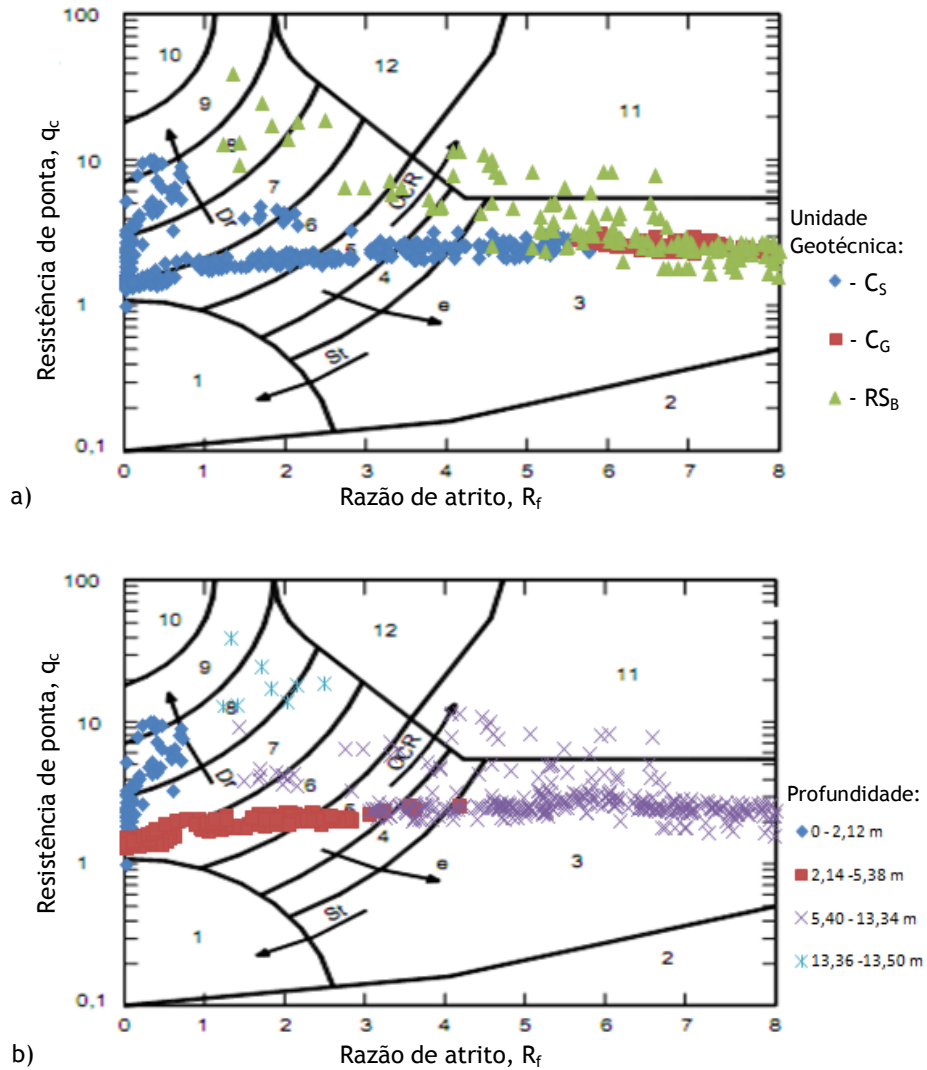


Figura 4.17 - Análise da relação entre resultados de ensaios SPT e CPT em diferentes tipos litológicos (adaptado de Bowles, 1988).

No sentido de analisar as relações entre q_c e R_f como indicadores litológicos, as relações de Robertson e Campanella (1983, *in* Bowles, 1988) e Robertson *et al.* (1986, *in* Fellenius, 2011) são aplicadas no presente estudo; apresentam-se os valores obtidos para o caso do CPT3 nos gráficos das Figuras 4.18 e 4.19.



Tipo de comportamento do solo	
1. Solos finos sensíveis	7. Areia siltosa a silte arenoso
2. Solos orgânicos	8. Areia a areia siltosa
3. Argila	9. Areia
4. Argila siltosa a argila	10. Areia com pedregulhos a areia
5. Silte argiloso a argila siltosa	11. Solo fino muito rijo
6. Silte arenoso a silte argiloso	12. Areia a areia com pedregulhos

Figura 4.18 - Análise sobre a relação entre q_c e R_f como indicadores litológicos, na carta proposta por Robertson *et al.* (1986 *in* Fellenius, 2011): a) por unidade geotécnica e b) por profundidade.

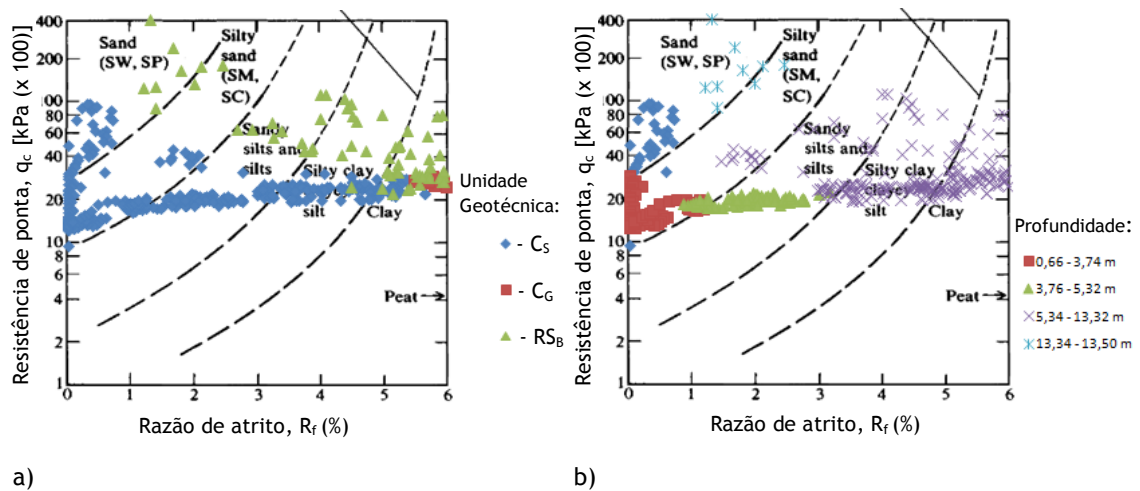


Figura 4.19 - Análise sobre a relação entre q_c e R_f como indicadores litológicos, na carta proposta por Robertson e Campanella (1983 in Bowles, 1988): a) por unidade geotécnica e b) por profundidade.

Pelos resultados, a serem válidas as relações anteriores para os solos em estudo, orientam para as formações intersectadas serem essencialmente de natureza argilosa e siltosa, sendo exceção em particular os materiais do topo da unidade C_s , que há orientação para serem essencialmente arenosos, assim, como os materiais da base de RS_B , Solo residual de diabase.

Na Tabela 4.5 apresenta-se o peso volúmico do solo referente a cada uma das unidades geotécnicas obtido em função do N_{SPT} (Cintra, 2010).

Tabela 4.5 - Peso específico do solo por unidades geotécnicas.

Unidade Geotécnica	Peso Específico γ [kN/m^3]
$C_s - \gamma_1$	17
$C_G - \gamma_2$	17
$RS_B - \gamma_3$	15*
R_B (bedrock)	-

*Valor obtido em laboratório

4.7.2 Caracterização Mecânica

Estabelecida a geometria do maciço, determinaram-se os parâmetros mecânicos de cada uma das unidades geotécnicas em função dos resultados dos ensaios *in situ*, admitindo três cenários distintos:

- Solo puramente coesivo, a partir dos parâmetros N_{SPT} e do q_c (CPT) - Caso I;
- Solo puramente atritivo, a partir dos parâmetros N_{SPT} e do q_c (CPT) - Caso II;
- Solo misto, com parâmetros de resistência ao corte a partir dos ensaios triaxiais em termos de tensões efetivas - Caso III.

A pertinência destes três cenários prende-se pelo facto dos solos em estudo, granulometricamente serem solos mistos, nomeadamente o solo da Unidade Geotécnica RS_B, onde se localizam as hélices das estacas, que apresenta 62% de argila mais silte, e 38% de areia.

Caso I - Solo puramente coesivo

Neste primeiro caso, admitindo-se os solos com comportamento puramente coesivo, determina-se a coesão dos mesmos através da expressão 4.2.

$$C_u = \frac{(q_c - P'_0)}{N_k} \quad (4.2)$$

onde:

C_u - coesão;

q_c - resistência de ponta (CPT);

$P'_0 = \gamma' z$ - tensão vertical efetiva à profundidade z ;

N_k - fator empírico, variável entre 15 a 20, considerando-se 20 por ser uma situação mais favorável.

Aquela equação (4.2), permite calcular o valor da coesão a partir q_c obtido diretamente do ensaio CPT, no entanto, como se disponibiliza dos resultados de ensaios SPT, convertem-se os valores de N_{SPT} em q_c com recurso ao ábaco apresentado no item 3.2.1.3 na Figura 3.5, usando os valores de $q_c/100N_{SPT}$ médios observados no presente estudo (Tabela 4.4). Na Tabela 4.6 apresentam-se os valores que se consideraram para os parâmetros dos ensaios *in situ* e os valores de coesão obtidos.

Tabela 4.6 - Coesão por unidade geotécnica, a partir dos ensaios *in situ*.

Unidade Geotécnica	N_{SPT}	q_c [MPa] (pelo N_{SPT})	q_c [MPa] (CPT)	C_u (SPT) [kPa]	C_u (CPT) [kPa]	C_u (médio) [kPa]
C _S	6	1,65	1,76	78,7	84,2	81
C _G	7	1,93	2,24	89,0	104,8	97
RS _B	9	2,48	2,05	113,1	91,9	103
R _B - (bedrock)	-	-	-	-	-	-

Caso II - Solo puramente atritivo

Admitindo que o se trata de um solo atritivo e desprezando qualquer contribuição da coesão, determina-se o ângulo de atrito interno com recurso aos valores do N_{SPT} pela expressão 4.3 (Parry, 1977 *in* Perko, 2009).

$$\phi = 25 + 28 \sqrt{\frac{N_{60}}{\lambda_\phi P'_0}} \quad (4.3)$$

onde:

ϕ - ângulo de atrito interno;

N_{60} - parâmetro obtido no ensaio de penetração dinâmica (SPT) com uma eficiência energética de 60%;

λ_{ϕ} - fator de correção = 1 golpe/30cm/(kN/m²).

O raciocínio foi análogo ao do caso anterior, traduzindo-se agora os valores de q_c em N_{SPT} . Consideraram-se os valores médios de cada ensaio à profundidade média de cada unidade geotécnica. Apresentam-se na Tabela 4.7 os valores de ângulo de atrito que se obtiveram para cada unidade geotécnica.

Tabela 4.7 - Ângulo interno de atrito por unidade geotécnica, a partir dos ensaios *in situ*.

Unidade Geotécnica	N_{SPT}	N_{SPT} (pelo q_c do CPT)	ϕ (SPT)	ϕ (CPT)	ϕ (médio)
			[°]	[°]	[°]
C_S	6	6	33	33	33
C_G	7	8	31	32	31
RS_B	9	7	31	30	31
R_B - (bedrock)	-	-	-	-	-

Caso III - Solo misto

Este caso é análogo ao caso anterior, variando-se apenas a interpretação dos ensaios triaxiais que nesta situação se analisaram em termos de tensões efetivas. Em ambas as amostras, se verificou um solo com coesão e ângulo de atrito; os valores apresentaram-se na Tabela 4.3 do item 4.6.2.

Na Tabela 4.8 apresenta-se a síntese dos parâmetros de resistência ao corte a usar nos cálculos para os vários casos.

Tabela 4.8 - Parâmetros de resistência ao corte a usar no dimensionamento das estacas para os vários casos de estudo.

Unidade Geotécnica	Caso I	Caso II	Caso III	
			Solo NP	Solo P
C_S	$C_u = 81 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 33^0$	-	-
C_G	$C_u = 97 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 31^0$	-	-
RS_B	$C_u = 103 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 31^0$	$C' = 30 \text{ kN/m}^2$ $\phi' = 20^0$	$C' = 25 \text{ kN/m}^2$ $\phi' = 17^0$
R_B - (bedrock)	-	-	-	-

*NP - amostra não perturbada, P - amostra perturbada.

4.7.3 Capacidade de Carga

4.7.3.1 Equação Teórica

Para a estimativa da capacidade de carga por via teórica consideram-se as hipóteses anteriormente apresentadas, ou seja, calcula-se a capacidade de carga para os casos I, II, e III apresentados no item anterior.

A capacidade de carga de uma estaca em compressão, é o somatório da resistência de duas parcelas: a parcela por atrito lateral (Q_{uf}) e a parcela da base (Q_{ub}).

Cálculo da parcela por atrito lateral Q_{uf}

O valor da capacidade de carga, Q_{uf} , em estacas helicoidais de fuste com diâmetro pouco expressivo ($\leq 8,9$ cm), assegurada pelo fuste, é muito baixo, e por isso, diversos autores recomendam que deve ser desprezado. Neste trabalho calculou-se o mesmo a fim de se aferir sobre a sua ordem de grandeza, mas com o cuidado de considerar apenas o comprimento da estaca efetivo, pois admite-se que o solo estará em contacto com o fuste, a curto prazo, num comprimento de estaca muito pequeno. Veja-se a Figura 4.20 onde se mostra que o contacto entre o fuste e o solo envolvente, imediatamente após a instalação de uma estaca helicoidal em solo laterício.



Figura 4.20 - Imagem do fuste e do solo envolvente, imediatamente após a instalação da estaca helicoidal.

A carga resistente por atrito lateral ao longo do fuste estimou-se segundo as expressões de Mitsch e Clemence (1985) (Equação 2.24) e Mooney *et al.* (1985) (Equações 2.25 e 2.26) apresentadas no Capítulo II.

Uma vez que se disponibilizava de valores da capacidade de carga à tração de ambas as estacas (Fig.4.22 a) e b) fez-se um paralelismo entre a capacidade de carga à tração e a resistência pelo fuste. Considerou-se o modelo apresentado na Fig.4.21 na interpretação da capacidade de carga à tração, com base no facto observado na Figura 4.20. Para o cálculo da altura efetiva H_{ef} , de acordo com Zhang (1999), devido ao “efeito sombra da hélice” deve-se descontar um diâmetro acima da hélice superior, tanto para o caso de compressão quanto para o caso de tração (Figura 4.21)

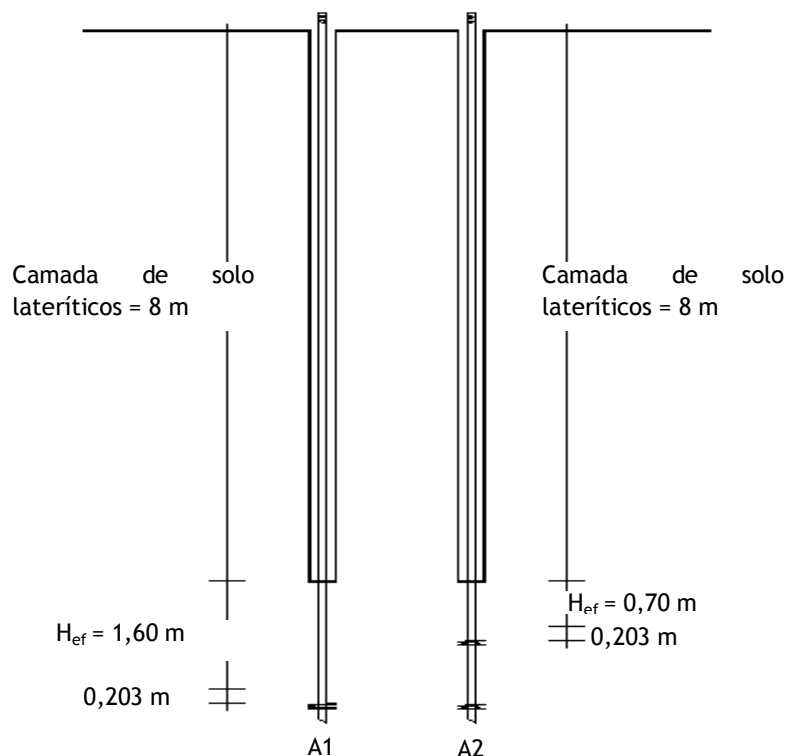


Figura 4.21 - Valores de H_{ef} adotados no cálculo da parcela de atrito lateral Q_{uf} das estacas A1 e A2.

Como exemplo apresenta-se o cálculo que se efetuou:

Para o caso III (solo perturbado), estaca A1,

$$\begin{aligned}
 Q_{uf} &= p_s H_{ef} \left(\frac{\gamma' H_1}{2} \right) K_u \tan \phi + p_s H_{ef} C_a \\
 &= \pi \times 0,073 \times 1,6 \times \frac{15 \times 9,8}{2} \times 0,70 \times 0,306 + \pi \times 0,073 \times 1,6 \times 0,98 \times 25 \\
 &= 14,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Para o caso III, estaca A2,

$$\begin{aligned}
 Q_{uf} &= p_s H_{ef} \left(\frac{\gamma' H_1}{2} \right) K_u \tan \phi + p_s H_{ef} C_a \\
 &= \pi \times 0,073 \times 0,7 \times \frac{15 \times 8,9}{2} \times 0,70 \times 0,306 + \pi \times 0,073 \times 0,7 \times 0,98 \times 25 \\
 &= 6,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Como os ensaios de compressão foram feitos após o ensaio de tração, antes destes as estacas estavam fixas pelo atrito no fuste, e após o carregamento em compressão, as estacas iniciaram por mobilizaram esse atrito lateral, já que havia um espaço vazio abaixo das hélices após o ensaio de tração. Esta análise entende melhor ao analisar a Figura 4.22 onde são discriminados os vários troços da curva do ensaio e comprovar que o atrito pelo fuste é maior na estaca A1 do que na A2, estando estas instaladas à mesma profundidade.

Apresentam-se na Tabela 4.9 os valores de carga resistente pelo fuste para os três casos apresentados anteriormente admitindo como comprimento efetivo da estaca (altura útil de atrito) igual a 1,6 e 0,7 m para a A1 e a A2, respectivamente.

Tabela 4.9 - Capacidade de carga lateral (Q_{uf} - kN) nas estacas A1 e A2, admitindo os diferentes critérios de resistência ao corte.

Estaca	Critério de resistência ao corte/casos		
	I	II	III
A1	14,2	14,6	14,8
A2	6,2	5,8	6,2

No caso III consideram-se os valores de ângulo de atrito e de coesão referentes às amostras perturbadas. O solo que oferece resistência pelo fuste é o solo que se encontra na zona superior às hélices, desta forma considera-se que os resultados das amostras perturbadas são mais próximos dos reais.

Cálculo da parcela da base Q_{ub} (relativa às hélices)

Em relação à capacidade de carga garantida pela base, Q_{ub} , salienta-se que a capacidade de carga garantida pelas hélices, para as estacas em estudo deverá ser estimada pelo método da rotura individual. No caso da estaca A1 a escolha é evidente porque apenas tem uma hélice. Para a estaca A2 a escolha deste método justifica-se pela distância entre as hélices (0,9 m). Como a distância entre estas é superior a 3 diâmetros de hélice ($3 \times 0,203 = 0,609$ m) e segundo Perko (2009) o método mais indicado é o método da rotura individual.

Segundo este método a capacidade de carga garantida pelas hélices estima-se pela expressão (4.4).

$$Q_{ub} = \sum_n q_{ult} \times A_n \quad (4.4)$$

Calculou-se a tensão última por expressões de três autores obtendo-se assim a carga última para os três casos (Tabela. 4.10).

Segundo Meyerhof (1951) a tensão última é dada pela expressão (2.15), calculou-se para os diferentes casos fazendo variar o ângulo de atrito interno e a coesão. Considerou-se os fatores de capacidade de carga do mesmo autor em função do ângulo de atrito (Fig.2.15).

Segundo a Hubbell (2013) a tensão última deve-se estimar por três expressões que variam em função do tipo de solo; expressão, (2.16) à (2.18) para argila, areia e solos misto, respectivamente. Os fatores de capacidade de carga que se consideram foram os indicados pelo mesmo autor, sendo $N_c = 9$ e N_q em função do ângulo de atrito, e dado pela expressão (2.19).

Segundo Perko (2009) a tensão última estima-se em função do valor de N_{SPT} (com uma energia de 70%). Segundo este também se considera três expressões em função do tipo de solo, sendo

a expressão (2.20) para argilas e a (2.21) para areias. No caso III não se aplica. O valor de N_{SPT} considerado resultou da média dos valores de N_{SPT} das três sondagens à profundidade de 9 m e devidamente corrigido para uma energia de 70% pela expressão de Skempton (1986) (4.5).

$$N_{70} = \frac{72}{70} \times N_{72} \quad (4.5)$$

No caso III considera-se para ambas as estacas os valores de ângulo de atrito e de coesão referentes aos resultados das amostras não perturbadas. Esta escolha deveu-se ao facto da capacidade de carga assegurada pela hélices ser essencialmente condicionada pelo solo que está abaixo das mesmas. Como este não se encontra remexido pela instalação considerou-se que a amostra não perturbada reflete mais fielmente o comportamento real do solo.

As expressões para o cálculo da tensão última que se utilizaram apresentaram-se no Capítulo II de uma forma mais detalhada.

Tabela 4.10 - Capacidade de carga da base (Q_{ub} - kN) para as estaca A1 e A2.

Estaca	Método (autor)	Carga de Rotura [kN]		
		Caso I (solo coesivo)	Caso II (solo atritivo)	Caso III (Solo $C' - \phi'$)
A1	Meyerhof	29	199	90
	Hubbell	29	76	28
	Perko	14	13	-
A2	Meyerhof	55	355	162
	Hubbell	55	136	39
	Perko	27	25	-

A capacidade de carga para as duas estacas em compressão, é o resultado do somatório da resistência das duas parcelas que se apresentaram anteriormente, a parcela por atrito lateral e a parcela da base (Tabela 4.11).

Tabela 4.11 - Capacidade de carga (Q_u - kN) para as estaca A1 e A2.

Estaca	Método (autor)	Carga de Rotura [kN]		
		Caso I (solo coesivo)	Caso II (solo atritivo)	Caso III (Solo $C' - \phi'$)
A1	Meyerhof	43	222	105
	Hubbell	43	91	43
	Perko	28	28	-
A2	Meyerhof	61	361	168
	Hubbell	61	142	45
	Perko	33	31	-

4.7.3.2 Ensaio de Carga

Os resultados dos ensaio de carga foram já apresentados em Carlos *et al.* (2013), salientando-se que antes de se ter processado o ensaio de compressão, efetuou-se o ensaio em termos de resistência à tração. Os resultados em termos de tensão-deformação respetivos aos ensaios de tração e 1º ciclo de compressão para ambas as estacas apresentam-se na Figura 4.22.

Os resultados dos ensaios nas estacas A1 e A2 em termos de compressão apresentam-se nas Figuras 4.23 e 4.24, respetivamente, sendo de mencionar que cada ensaio teve o 1º e o 2º ciclo.

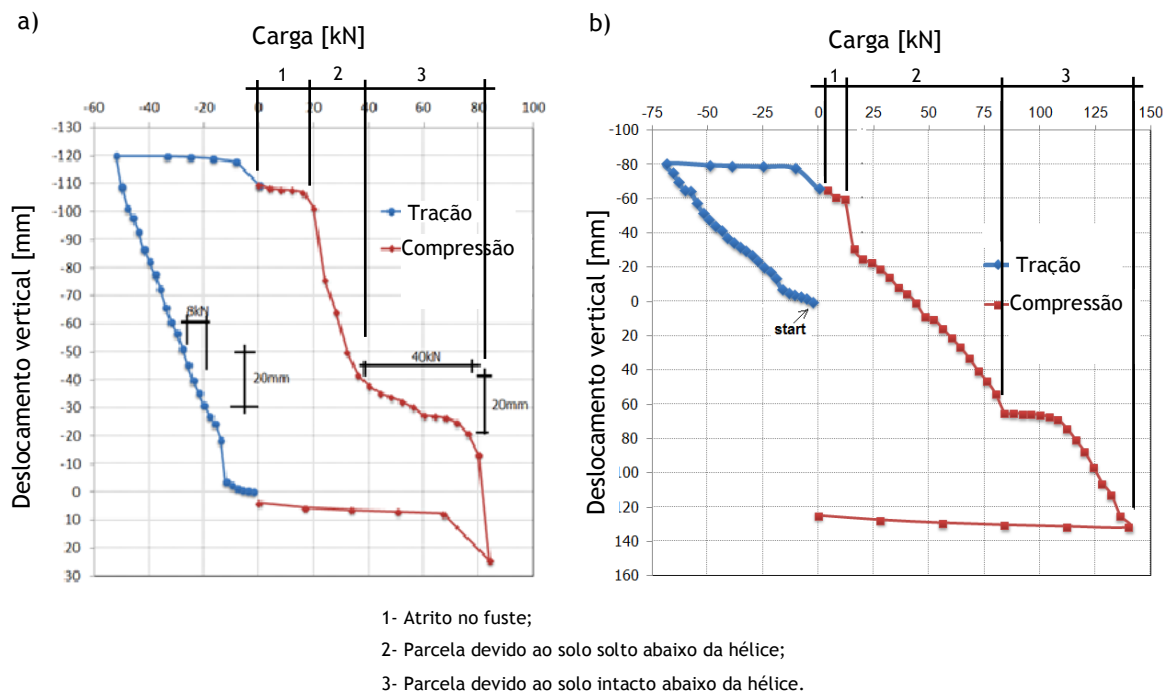


Figura 4.22 - Ensaio de carga estático rápido à tração e à compressão, a) na estaca A1; b) na estaca A2 (adaptado de Carlos *et al.*, 2013).

No 1º ciclo de ambas as estacas verifica-se um grande assentamento inicial; este deve-se ao facto das estacas terem sido anteriormente ensaiadas à tração, levando a que haja esse significativo assentamento até a estaca se ajustar à sua posição inicial.

Assim, para efeitos de análises em termos de capacidade de carga, para aplicação dos vários critérios de rotura, considera-se o ajuste das curvas no troço inicial do 1º ciclo (representado a tracejado nos gráficos) levando a uma nova origem com o referencial X_2Y_2 .

Salienta-se ainda que para uma análise dos critérios de rotura em termos do 2º ciclo também se considera o referencial X_3Y_3 .

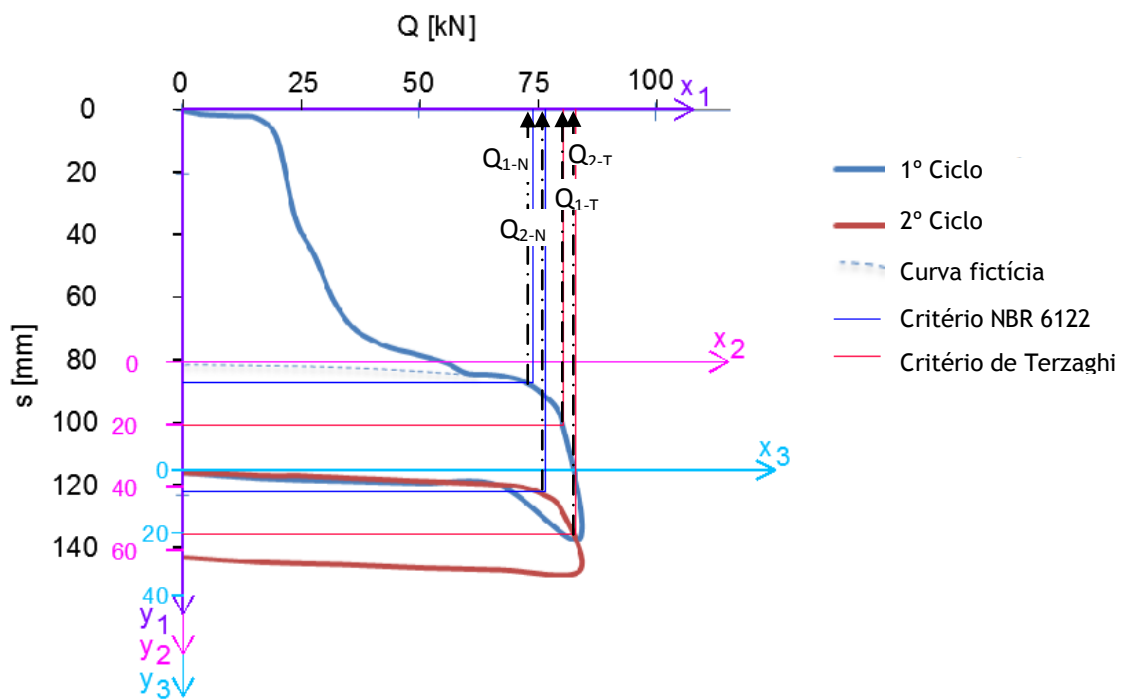


Figura 4.23 - Ensaio de carga estático rápido na estaca A1.

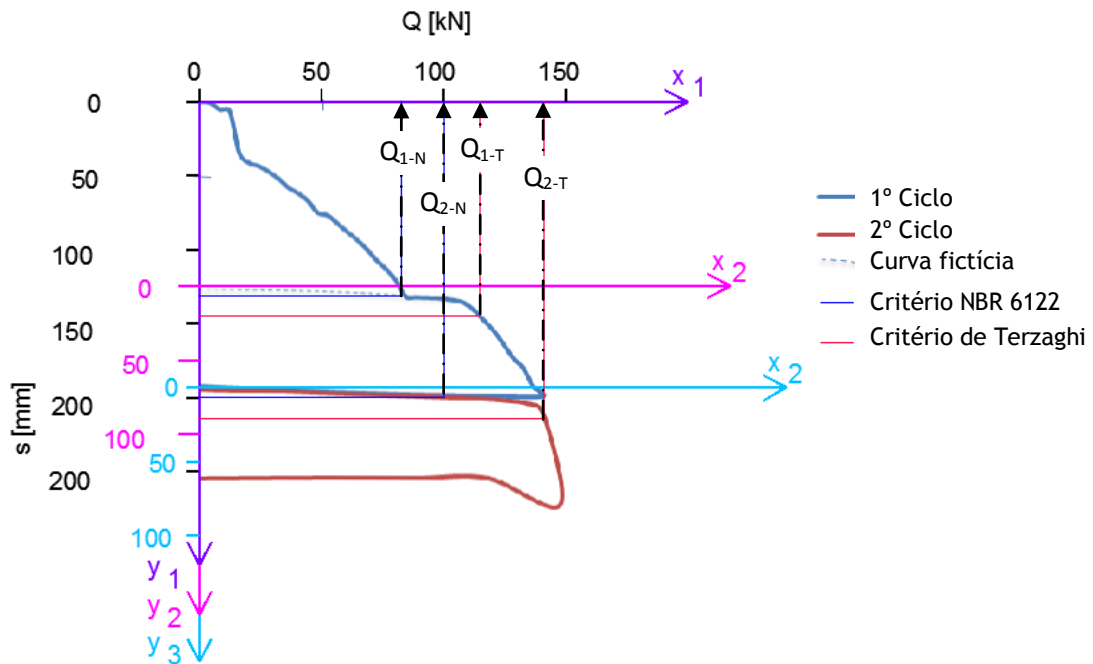


Figura 4.24 - Ensaio de carga estático rápido na estaca A2.

Na Tabela 4.12 apresenta-se a síntese da capacidade de carga que se obteve pelos dois critérios de rotura para ambas as estacas através dos ensaios de carga.

Tabela 4.12 - Resultado da capacidade de carga na rotura (Q_r - kN) para as estacas A1 e A2 pelas diversas metodologias, a partir dos ensaios de carga.

Critério de Rotura	1º Ciclo		2º Ciclo		Média
	NBR 6122	Terzaghi	NBR 6122	Terzaghi	
Q_{r1} (A1 - uma hélice)	74	80	76	83	78
Q_{r2} (A2-duas hélices)	83	115	100	141	110
Q_{r2} / Q_{r1}	1,1	1,4	1,3	1,7	1,39

4.7.3.3 Comparação de Resultados

A capacidade de carga de estacas helicoidais (Q_u), foi avaliada a partir de equações teórico-empíricas, tendo sido possível discriminar a componente da base (Q_{ub}) e a componente por atrito lateral (Q_{uf}). Em termos médios o contributo de Q_{uf} é de 23 e 7% em relação a Q_u , para a situação A1 e A2, respetivamente. Salienta-se que Q_{uf} é significativo, ao contrário do que se esperava, pois é uma componente proposta como nula na generalidade dos autores; de qualquer modo o atrito pelo fuste, nos primeiros metros de estaca, não se deve contabilizar a curto prazo, pois verifica-se a ausência de contacto entre o fuste e o solo envolvente.

Os resultados em termos de Q_u apresentam-se em síntese na Tabela 4.13. Daqueles merece referencia o seguinte:

- i) os resultados a partir dos formulários teórico-empíricos, para os vários cenários (Casos I a III) não são convergentes entre si, salientando-se que genericamente o cenário II é o que leva aos valores mais altos, ou seja, obtêm-se valores de Q_u mais elevados quando se consideram cenários de solos atritivos; esta situação é particularmente correta quando se consideram os critérios de Meyerhof (1951) e de Hubbell (2013); não se verifica para o caso da proposta de Perko (2009), que é demasiado conservadora (esta última utiliza os resultados de N_{SPT} diretamente).
- ii) os resultados a partir do ensaio de carga nas estacas, o método da NBR 6122 é mais conservador que o método de Terzaghi; as estacas submetidas a um 2º Ciclo de carga apresentam melhor comportamento (carga x assentamento), contudo não apresentam maior capacidade de carga significativa; essa diferença foi mais significativa na estaca com duas hélices.
- iii) fazendo-se uma análise comparativa entre os valores teóricos e práticos da capacidade de carga para as estacas A1 e A2 pode-se referir que:
 - ao se considerar que este solo é atritivo não se está do lado da segurança, ou seja os valores obtidos através de cálculo teórico são genericamente superiores ao medidos na realidade;
 - ao se partir de valores obtidos em ensaio triaxial e se utilizar a expressão de Meyerhof para a estimativa da capacidade de carga também não se está do lado da segurança;

- assim, o cenário pelo método teórico mais convergente com os resultados do ensaio de carga será o cenário III (solo misto) quando se faz a média entre as equações de Meyerhof e de Hubbell para a estaca do tipo A1, e ainda para a estaca do tipo A2, também não há um grande desfasamento de resultados;

- quando se consideram os valores médios dos vários critérios e cenários a partir dos métodos teóricos estes são convergentes com os resultados obtidos em termos médios para os vários critérios no ensaio de carga.

iv) o acréscimo de uma hélice na estaca A2 traduziu-se num acréscimo de carga de cerca de 50% segundo os métodos teóricos e de 40% segundo os ensaios de carga, podendo-se assim afirmar que os métodos teóricos não se afastam muito do que acontece na realidade, neste aspeto.

Tabela 4.13 - Capacidade de carga na rotura (Q_u - kN) de estacas helicoidais com uma (A1) e duas (A2) hélices.

Estaca	Método/ autor	A partir de método teórico				A partir de ensaio de carga				
		Caso				1º Ciclo		2º Ciclo		Média
		I (solo coesivo)	II (solo atritivo)	III (Solo $C' - \phi'$)	Média	NBR 6122	Terzaghi	NBR 6122	Terzaghi	
A1	Meyerhof (1951)	43	214	105	121	74	80	76	83	78
	Hubbell (2013)	43	91	43	59					
	Perko (2009)	28	28	-	28					
	Média	38	111	74	74					
A2	Meyerhof (1951)	61	361	168	197	83	115	100	141	110
	Hubbell (2003)	61	142	45	83					
	Perko (2009)	33	31	-	32					
	Média	92	195	127	112					
	$\frac{Q_{u2}}{Q_{u1}}$	1,4? ^(*)	1,6? ^(*)	1,4 ^(*)	1,5 ^(*)	1,1	1,4	1,3	1,7	1,4

^(*) - Valores obtidos considerando os valores médios de A1 e de A2.

4.7.4 Assentamentos

4.7.4.1 Equações Teóricas

Na estimativa dos assentamentos utilizou-se o método apresentado no item 2.2.2 que se indica para fundações por estacas flutuantes convencionais e um método recomendado pelo Perlow (2011) para estacas helicoidais.

Através do método convencional, não se contabiliza o número de hélices, ou seja, considera-se apenas uma estaca com diâmetro igual ao diâmetro da hélice inferior (que se considera como ponta). Assim, para este exercício considera-se apenas a estaca A1. Segundo Poulos e Davis (1980), considerando uma estaca metálica helicoidal a 10m de profundidade com um diâmetro igual ao diâmetro da hélice inferior (203 mm) estimou-se o assentamento para a estaca A1 quando sujeita a uma carga de 40 kN (carga de serviço para fator de segurança igual a 2) e obteve-se o seguinte resultado:

$$S = 1,5 \text{ mm}$$

Considerou-se para o cálculo dos assentamentos que o solo tem um módulo de deformabilidade constante em profundidade igual a 14 MPa (este valor obteve-se pela expressão 4.6); o aço usado na construção das estacas tem um módulo de elasticidade de 200 GPa;

$$E_s = \alpha q_c \quad (4.6)$$

Sendo:

q_c - resistência de ponta da sondagem CPT;

α - coeficiente que varia de 3 - 7, para areia, silte e argila, respetivamente.

No cálculo do assentamento segundo Poulos e Davis (1980) considerou-se $I_0 = 0,045$; $R_h = 0,8$; $R_k = 3$; e $R_v = 1$.

Segundo o Perlow (2011) para estacas helicoidais o assentamento deve ser estimado em função da carga que chega à última hélice e segundo a expressão (4.7). Neste sentido e considerando a carga de 40 kN em ambas as estacas, admite-se que chega a 2ª hélice da estaca A2 20 kN.

$$\rho = \frac{QL}{AE} + \frac{Q_{net} \times D \times (1 - \theta^2)}{E_s} \quad (4.7)$$

Tabela 4.14 - Resultado dos assentamentos previstos segundo as indicações do Perlow (2011) para as estacas A1 e A2 e para uma carga de 40 kN.

Estaca	Perlow (2011) *
A1 (uma hélices)	2,34
A2 (duas hélices)	2,12

*valores em mm

4.7.4.2 Ensaio de Carga

Verificou-se qual o assentamento que se registou para uma carga de 40 kN no 2º Ciclo dos ensaios de carga para cada estaca, Tabela 4.15 (apenas se usou os valores do 2º Ciclo de carga porque as estacas anteriormente tinham sido ensaiadas à tração; no 1º Ciclo de carga, obteve-se valores de assentamento que não correspondem aos reais assentamentos da estaca).

Tabela 4.15 - Resultado dos assentamentos registados no ensaio de carga para as estacas A1 e A2 com uma carga de 40 kN.

Estaca	2º Ciclo*
A1 (uma hélices)	1,85
A2 (duas hélices)	2,02

*valores em mm

4.7.4.3 Comparação de Resultados

Os resultados dos assentamentos obtidos pelos vários métodos apresentam-se na Tabela 4.17. Daqueles salienta-se como principais comentários:

- segundo o método de Poulos e Davis (1980) obtém-se valores inferiores aos medidos em ensaio de carga (método aplicável apenas à estaca A1);
- o método proposto por Perlow (2011) tem como limitação a incerteza inerente à carga que chega a cada hélice;
- se compararmos os valores estimados pelo método proposto pelo Perlow (2011) com os resultados medidos no 2º Ciclo obtemos valores relativamente próximos.
- considerando como mais fidedignos os assentamentos do 2º ciclo, salienta-se que os valores obtidos para a estaca A1 e A2 são aproximadamente iguais.

Tabela 4.16 - Resultado dos assentamentos previstos e obtidos em ensaio de carga para as estacas A1 e A2.

Estaca	Métodos Teóricos*		Ensaio de Carga*
	Poulos e Davis (1980)	Perlow (2011)	2ºCiclo
A1 (uma hélices)	1,5	2,3	1,9
A2 (duas hélices)	-	2,1	2,0

*valores em mm

Os resultados dos assentamentos medidos através dos presentes ensaios de carga são bastante discutíveis. Para uma análise mais fidedigna deveriam ensaiar-se as estacas somente à compressão. O facto destas, terem sido inicialmente ensaiadas à tração conferiu-lhes um grande deslocamento em sentido oposto ao agora medido, o que pode ter afetado significativamente os resultados medidos. Com o deslocamento conferido durante o ensaio de tração houve um desconfinamento do solo abaixo das hélices que possivelmente até foi preenchido por material solto.

Capítulo V

5 - CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE FUTURAS PESQUISAS

5.1 Conclusões

O dimensionamento de estacas como elementos de fundação é um assunto que não é totalmente estabilizado na sua formulação. As estacas helicoidais devido às suas particularidades, especialmente por terem muitas vantagens ambientais em relação às soluções mais clássicas, estão a ter atualmente um reconhecimento no sentido da sua utilização. Entretanto, estas têm algumas especificidades próprias e por isso há necessidade de estudos experimentais, nomeadamente a partir de ensaios de carga nas mesmas e seus resultados serem utilizados para comparar com os que resultam de formulários já disponíveis de modo a serem aferidos e mais adequadamente usados no futuro.

Assim, no presente estudo salientam-se os principais aspetos e conclusões:

i) a geometria do maciço onde os estudos se realizaram, corresponde à seguinte situação, de cima para baixo:

- Cs, Argilas arenosas sedimentares, de cor avermelhada escura, de espessura de 7 a 9m,
- C_G, Argila arenosa com seixos, de cor avermelhada escura, com pequena espessura, de 1 a 2 m;
- RS_B, Solo residual de diabase, constituído por silte areno-argiloso, de coloração avermelhada escura, com espessura variável entre 3 e 5 m, por vezes com blocos de diabase;
- R_B, Diabase, de coloração acinzentada, de elevada espessura e ocorre entre 13 e 15 m de profundidade.

ii) dos vários ensaios *in situ* realizados salienta-se as relações obtidas entre os resultados de ensaios SPT e CPT, em termos médios, de acordo com o seguinte:

- Cs: $q_c/100N_{SPT} = 5,0$
- C_G: $q_c/100N_{SPT} = 3,9$
- RS_B: $q_c/100N_{SPT} = 3,4$

Estas relações, que devendo ser encaradas como aproximações, de acordo com o que é clássico na relação ao apresentado em Bowles (1988), orientam para solos com elementos arenosos, com a particularidade da unidade RS_B ser aquela que

apresenta características de granulometria mais fina, no domínio dos siltes e areias siltosas. Esta Unidade, a partir de ensaios de laboratório apresenta: 62% de argila mais silte, e 38% de areia. Salienta-se que foi na unidade RS_B que se instalaram as hélices das estacas ensaiadas.

iii) devido às características granulométricas apresentadas, na caracterização mecânica das várias unidades, usando as relações entre parâmetros geotécnicos, consideraram-se os parâmetros de resistência apresentados na Tabela 4.8, sendo de enfatizar que nomeadamente para a unidade RS_B foram admitidos três cenários seguintes:

- Caso I - Solo puramente coesivo, a partir dos parâmetros NSPT e do qc (CPT); $C_u = 103$ kN/m²;
- Caso II - Solo puramente atritivo, a partir dos parâmetros NSPT e do qc (CPT); $\phi = 31^\circ$;
- Caso III - Solo misto, com parâmetros de resistência ao corte a partir dos ensaios triaxiais em termos de tensões efetivas, em que no caso de solos não perturbados, $C' = 30$ kN/m², $\phi = 20^\circ$; e no caso de solos perturbados: $C' = 25$ kN/m² e $\phi = 17^\circ$;

iv) foram ensaiadas duas estacas, uma com 1 hélice (A1) e outra com 2 hélices (A2) (Fig.3.11); aqueles ensaios foram de tração numa primeira fase e de compressão numa segunda fase (Fig.4.22);

v) a capacidade de carga em compressão de estacas helicoidais (Q_u), foi avaliada a partir de equações teórico-empíricas, tendo sido possível discriminar a componente da base (Q_{ub}) e a componente por atrito lateral (Q_{uf}). Em termos médios o contributo de Q_{uf} é de 23 e 7% em relação a Q_u , para a situação A1 e A2, respetivamente.

vi) os resultados em termos de Q_u apresentam-se em síntese na Tabela 4.13, sendo de salientar o seguinte:

- a) os resultados a partir dos formulários teórico-empíricos, para os vários cenários (Casos I a III) não são convergentes entre si, salientando-se que genericamente o cenário II é o que leva aos valores mais altos, ou seja, obtêm-se valores de Q_u mais altos quando se considera um cenário de solo atritivos esta situação é particularmente correta quando se consideram os critérios de Meyerhof (1951) e de Hubbell (2013); não se verifica para o caso da proposta de Perko (2009), que é demasiado conservadora (esta última utiliza os resultados de N_{SPT} diretamente);
- b) os resultados a partir do ensaio de carga nas estacas, o método da NBR 6122 é mais conservador que o método de Terzaghi (carga equivalente ao assentamento de 10% do diâmetro da hélice); as estacas submetidas a um 2º Ciclo de carga apresentam melhor comportamento (carga-assentamento), contudo não apresentam maior capacidade de carga significativa; essa diferença foi mais significativa na estaca com duas hélices;

c) ao se fazer uma análise comparativa entre os resultados teóricos e práticos da capacidade de carga para as estacas A1 e A2 pode-se referir que:

- ao se considerar que o solo de RS_B é atritivo não se está do lado da segurança, ou seja, os valores obtidos através de cálculo teórico são genericamente superiores ao medidos na realidade;
- ao se partir de valores obtidos em ensaio triaxial e se utilizar a expressão de Meyerhof para a estimativa da capacidade de carga também não se está do lado da segurança;
- assim, o cenário pelo método teórico mais convergente com os resultados do ensaio de carga será o cenário III (solo misto) quando se faz a média entre as equações de Meyerhof e de Hubbell para a estaca do tipo A1, e ainda para a estaca do tipo A2, também não há um grande desfasamento de resultados.

d) o acréscimo de uma hélice na estaca A2 traduziu-se num acréscimo de carga de cerca de 50% segundo os métodos teóricos e de 40% segundo os ensaios de carga, podendo-se assim afirmar que os métodos teóricos não se afastam muito do que acontece na realidade, neste aspeto.

vii) os resultados em termos de assentamentos apresentam-se em síntese na Tabela 4.17, sendo de salientar o seguinte:

- a) segundo o método de Poulos e Davis (1980) obtêm-se valores inferiores aos medidos em ensaio de carga (método aplicável apenas à estaca A1);
- b) o método apresentado por Perlow (2011) tem como limitação a incerteza inerente à carga que chega a cada hélice;
- c) ao se compararem os valores pelo método descrito em Perlow (2011) com os resultados medidos no 2º Ciclo obtêm-se valores relativamente próximos;
- d) considerando como mais fidedignos os assentamentos do 2º ciclo, salienta-se que os valores obtidos para a estaca A1 e A2 são aproximadamente iguais.

Por fim, enfatiza-se que os resultados obtidos no presente estudo são apenas um caso de estudo, e as conclusões aqui obtidas não devem ser generalizadas, sendo importante que ocorram estudos similares em outras situações, quer em solos semelhantes, quer em solos diferentes.

5.2 Perspetivas de Futuras Pesquisas

Como perspectivas futuras considera-se oportuno:

- definir um padrão de resistência do solo para o qual este tipo de fundação é indicado além de se aferir qual cenário mais adequado em termos de características de resistência, de modo a obter resultados por via teórica com a maior aproximação possível à realidade;
- estudar a alteração efetiva das propriedades deste tipo de solos após a instalação de estacas helicoidais;
- aferir de uma forma mais rigorosa em que comprimento efetivo da estaca é o atrito lateral existente e quantificá-lo, a curto e a longo prazo;
- contabilizar o acréscimo de carga efetivo pelo aumento de uma ou mais hélices em diferentes tipos de solos;
- analisar a influência do número de hélices no cálculo dos assentamentos de uma forma mais exaustiva.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A.B. Chance Co. (2005). Guide to model specification. Specification guide, Centralia, Bulletin 31-0503.
- ASTM (1985). D2487-85 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- ASTM (1997). D3282-09 Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes (AASHTO Soil Classification System, AASHTO M 145).
- ASTM D 4767/1995. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils, American Society for Testing and Materials.
- Barata, F. E. (1984). Propriedades Mecânicas dos Solos - Uma Introdução ao Projeto de Fundações, 1ª Edição, ISBN: 85-216-0316-9. 152p.
- Bowles, J. E. (1988). Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, New York. 1207p.
- Carlos, G.D.L.; Sanchez, L.H.; Tsuha, C.H.C.; e Ferreira Gomes, L.M.; (2013). Helical pile, an environmentally friendly solution - Case Study / São Carlos - SP, Brasil. Proceedings of the International Conference on Civil Engineering (Towards a Better Environment) - CE13. Published by CI- Premier PTE LTD, Singapore, ISBN:978-981-07-6066-3. pp.CE-95-CE104.
- Carvalho, I. P. G. (2007). Estudo teórico-experimental da capacidade de carga à tração e compressão de estacas metálicas helicoidais, Dissertação de Mestrado, Departamento de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade federal de Minas Gerais.
- Cernica, J.N. (1995). Foundation Design - Geotechnical Engineering, John Wiley, New York, 486p.
- Cintra, J. C. A. (1998). Fundações em solos Colapsíveis, 1ª Edição, Serviços Gráfico da EESC/USP, SP-Brasil, ISBN 85-85205-21-0. 106p.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). Fundações por estacas: projeto geotécnico, 1º, 2011, Oficina de Textos, SP-Brasil, ISBN 978-85-7975-004-5. 96p.

- Cintra, J. C. A.; Tsuha, C. H. C. (2012). Fundações: Notas da Aula, curso de graduação. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos - USP.
- CRHEA (2013). Localização do Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada Site: http://www.shs.eesc.usp.br/index.php?option=com_content&view=category&id=22&Itemid=18, consultado em 05/02/2013.
- Eurocode 7 (2004). Geotechnical Design - Part 1: General Rules, European Committee For Standardization.
- Fellenius, B. H. (2011). Basics of Foundation Design. Electronic Edition. www.Fellenius.net, 374p.
- GESP (2005). Mapa de Águas Subterrâneas do Estado de São Paulo Escala 1:1.000.000. Nota Explicativa Governo do Estado de São Paulo, Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil. 119p.
- Giacheti, L. H.; Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2012). Ensaio *In Situ* e Instrumentação para Fundações, curso de graduação. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos - USP.
- Gomes, D. M. B. (1996). Correlações entre precipitação, movimentos, piezometria e fatores de segurança em encostas coluvionares em regiões tropicais, Tese de Mestrado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Grip-Tite (2013). Foundation Systems, Helical Pier System. Site: <http://www.griptide.com/products/helical-pier-system.aspx>, consultado em 01/02/2013.
- Hansen, J. B. (1961). A General Formula for Bearing Capacity, Dan. Tech. Inst., Copenhagen, Denmark, Bull. no. 11.
- HCMatcon (2013). "Innovation in Foundations", Helical and mini piles. Site: <http://www.hcmatcon.ca/services/piles.php>, consultado em 04/02/2013.
- Hubbell, Inc. (2003). Helical Screw Foundation System Design Manual For New Construction. A. B. Chance Div., Hubbell, Inc., Centralia, MO.
- Lutenegger, A. J. (2011). Behavior of Multi- Helix Srew Anchors in Sand. 14º Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Toronto, Canadá.
- Matos Fernandes, M. (1998). Mecânica dos Solos, volume II, FEUP (Capítulo 10). pp. 7.1-10.43.

- Meyerhof, G. G. (1951). The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, *Gheotechnique*, vol. 2.
- Mitsch, M.P. and Clemence, S.P. (1985). The Uplift Capacity of Helix Anchors in Sand. Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, ASCE, pp. 26-47.
- Mooney, J.S., Adamczak, S.Jr., and Clemence, S.P. (1985). Uplift Capacity of Helix Anchors in Clay and Silt. Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, ASCE, pp. 48-72.
- Murthy, V. N. S. (2007). *Advanced Foundation Engineering - Geotechnical Engineering Series*, CBS Publishers & Distributors, New Delhi, ISBN 978-81-239-1506-7. 795p.
- NBR 12069/1991. Solo - Ensaio de Penetração de Cone *In Situ* (CPT) - Método de Ensaio, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 12131/2006. Estacas - Prova de Carga Estática, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 6122/2010. Projeto e Execução de Fundações, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 6457/1986. Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização - Método de Ensaio, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 6459/1984. Solo - Determinação do Limite de Plasticidade - Método de Ensaio, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 6484/2001. Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 6502/1995. Rochas e Solos, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 7180/1984. Solo - Determinação do Limite de Liquidez - Método de Ensaio, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Nogueira, J. B. (1995). *Mecânica de Solos - Ensaios de Laboratório*, EESC-USP, São Carlos, 248p.
- NP - 143/1969 - Solos - Determinação dos Limites de Consistência, Repartição de Normalização, Lisboa.
- Peck, R. B.; Hanson, W.E.; e Thornburn, T.H. (1953). *Foundation Engineering*, John Wiley, New York, 410p.

- Perko, H. A. (2009). *Helical Piles: A Practical Guide to Design and Installation*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA. 512p.
- Perlow, M. (2011). Settlement based helical pile design. *Helical Foundations and Tieback Seminar*, Deep Foundations Institute (DFI), Dallas.
- Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*, University of Sydney, Canada. 397p.
- Rosário, J. P. S. (2009). Dimensionamento de Fundações por Estacas Sujeitas a Esforços Verticais, a Partir da Interação Maciço-Estaca, Dissertação de Mestrado, Universidade da Beira Interior, 103p.
- Santos, T. C. (2013). Estudo da Capacidade de Carga à Tração de Estacas Metálicas Helicoidais em Solos Tropicais, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos/ USP.
- Santos, T.C., Tsuha, C.H.C., Giacheti H.L. (2012). The use of CPT to evaluate the effect of helical pile installation in tropical soils. 4th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC-4). Taylor & Francis Group, pp. 1079-1084.
- Simons, N.E.; Menzies B.K. (1977). *Introdução à Eng.^a de Fundações*. Interciência. R. de Janeiro, 199 p.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 510p.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York, 729p.
- Tomlinson, M. J. (1994). *Pile Design and Construction Practice*, 4th Edition, E & FN Spon, London, ISBN 0-203-23885-0. 411p.
- Tsuha, C. H. C. (2007). Modelo teórico para controle da capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solos arenosos, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos/ USP.
- Tsuha, C. H. C. (2012). Fundações em Estacas Helicoidais, *Revista de Fundações e Obras Geotécnicas*, Nº 18, pp. 56-66.
- Tsuha, C.H.C.; Aoki, N.; Rault, G.; Thorel, L.; Garnier, J. (2012). Evaluation of the efficiencies of helical anchor plates in sand by centrifuge model tests. *Canadian Geotechnical Journal (Print)*, v. 49, pp. 1102-1114.

Velloso, P. P. C. (1982). Fundações - Aspectos Geotécnicos, Edipuc, 3ª Edição, vol. 3/3, Rio de Janeiro pp. 386-627.

Vercon Industrial (2013). Vercon Industrial. Site: <http://www.vercon.com.br>, consultado em 01/02/2013.

Vesic, A. S. (1967). Ultimate Loads And Settlements Of Deep Foundation In Sand. In: SYMP. ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATION, Durham, Duke University U.S.A pp. 53-68.

Vesic, A.S. (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations, ASCE J. Soil Mech. Found. Div. Vol.99.

Zhang, D.J.Y. (1999). Predicting Capacity of Helical Screw Piles in Alberta Soils. M.S. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada.

ANEXOS

ANEXO I - RESULTADOS DE PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA

ANEXO I-A: ENSAIOS SPT

Sondagem SPT1

Sondagem SPT2

Sondagem SPT3

ANEXO I-B: ENSAIOS CPT

Resultados CPT1

Resultados CPT2

Resultados CPT3

ANEXO II - PROJETO DE EXECUÇÃO DAS ESTACAS

ANEXO III - CALIBRAÇÃO DE EQUIPAMENTOS

Calibração da célula de carga

ANEXO IV - REGISTO EFETUADOS DURANTE ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga estática à compressão - Estaca A1

Ensaio de carga estática à compressão - Estaca A2

ANEXOS I

RESULTADOS DE PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA

ANEXO I-A: ENSAIOS SPT

Sondagem SPT1

Sondagem SPT2

Sondagem SPT3

ANEXO I-B: ENSAIOS CPT

Sondagem CPT1

Sondagem CPT2

Sondagem CPT3

ANEXO I-A: ENSAIOS SPT

Sondagem SPT1

Sondobase Geotecnia e Meio Ambiente		Av. Mogiana, 825 - Ribeirão Preto-SP. - CEP. 14075-270 - www.sondobase.com.br		Fone/fax: (16) 3626-6576 - E-mail: sondobase@sondobase.com.br			
Cliente: Thiago da Costa Santos, Eng ^o Local: Estrada do Broa, km 1 - São Carlos - SP Obra: Área de estudo Data Início: 27/07/11 Data Término: 27/07/11				SP 02 Cota: 100,00			
Cota (m)	NA	Prof. Da camada	Amostras	Golpes	SPT	Gráfico	Classificação do Subsolo
100			0	-	-	-	
			1	1	1	3/55	Argila muito arenosa pouco siltosa, vermelha, muito mole a média. - Colúvio
			2	1	1	3/40	
			3	1	1	3	
			4	1	1	5	
			5	1	1	5	
		7,45	6	1	1	8	
		9,00	7	1	1	7	Argila muito arenosa pouco siltosa, com pedregulhos, variegada (vermelha), média. - Colúvio
			8	1	1	5	
90			9	1	1	7	Sítio arenoso, com eventuais fragmentos de rocha, variegado (amarelo), pouco compacto a medianamente compacto. - Solo Residual de Basalto
			10	1	1	9	
			11	1	1	5/27	
			12	1	1	7/33	
			13	1	1	7	
		14,40	14	1	1	63/25	Rocha ou Matacão - Impenetrável à Percussão
			15				
			16				
			17				
			18				
			19				
			20				
			21				
			22				
			23				
			24				
			25				
			26				
			27				
			28				
			29				
			30				
NA: Não Foi Encontrado							
NA INICIAL (m)		NFE	27/7/2011	NA FINAL (m)		NFE	27/7/2011
Revestimento		3	-	Sondador:		A. Santos	
Tr. Cavadeira		0,00	2	1,00	Relatório:		3968/11
Tr. Helicoidal		1,00	2	14,00	Folha		2
Lavagem		-	2	-	Eng. Msc. Geotecnia Claudio Santos		

ANEXO I-A: ENSAIOS SPT

Sondagem SPT2

Sondobase		Sondobase Geotecnia e Meio Ambiente																												
Av. Mogiana, 825 - Ribeirão Preto-SP. - CEP. 14075-270 - www.sondobase.com.br																														
Fone/fax: (16) 3626-6576 - E-mail: sondobase@sondobase.com.br																														
Cliente : Thiago da Costa Santos, Eng ^o Local: Estrada do Broca, km 1 - São Carlos - SP Obra : Área de estudo Data Início: 27/07/11		SP 03	Cota: 100,00																											
Cota (m)	NA	Prof. Da camada	Amostras	Golpes	SPT	Gráfico	Classificação do Subsolo																							
								0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
			0	-	-	-		Argila muito arenosa pouco siltosa, vermelha, muito mole a média. - Colúvio																						
			1	1	1	1	3/37																							
			2	1	1	1	2/29																							
			3	1	1	1	3/37	Argila muito arenosa pouco siltosa, com pedregulhos, variegada (vermelha), média. - Colúvio																						
		6,55	4	1	1	1	4/31																							
			5	1	1	1	6	Argila muito arenosa pouco siltosa, com pedregulhos, variegada (vermelha), média. - Colúvio																						
		8,80	6	1	1	1	6/32																							
			7	1	1	1	8	Solo arenoso, variegado (amarelo), pouco compacto. - Solo Residual de Basalto																						
		10,45	8	1	1	1	8																							
			9	1	1	1	7/32	Rocha ou Matacão - Impenetrável a Percussão																						
			10	1	1	1	6/29																							
			11																											
			12																											
			13																											
			14																											
			15																											
			16																											
			17																											
			18																											
			19																											
			20																											
			21																											
			22																											
			23																											
			24																											
			25																											
			26																											
			27																											
			28																											
			29																											
			30																											

NA INICIAL (m)	NFE	27/7/2011	NA FINAL (m)	NFE	27/7/2011	Sondador:	R. Ferreira
Revestimento	3	-				Relatório:	3968/11
Tr. Cavadeira	0,00	a	1,00			Folha	3
Tr. Helicoidal	1,00	a	10,00			Eng. Msc. Geotecnia Claudio Santos	
Lavagem	-	a	-				

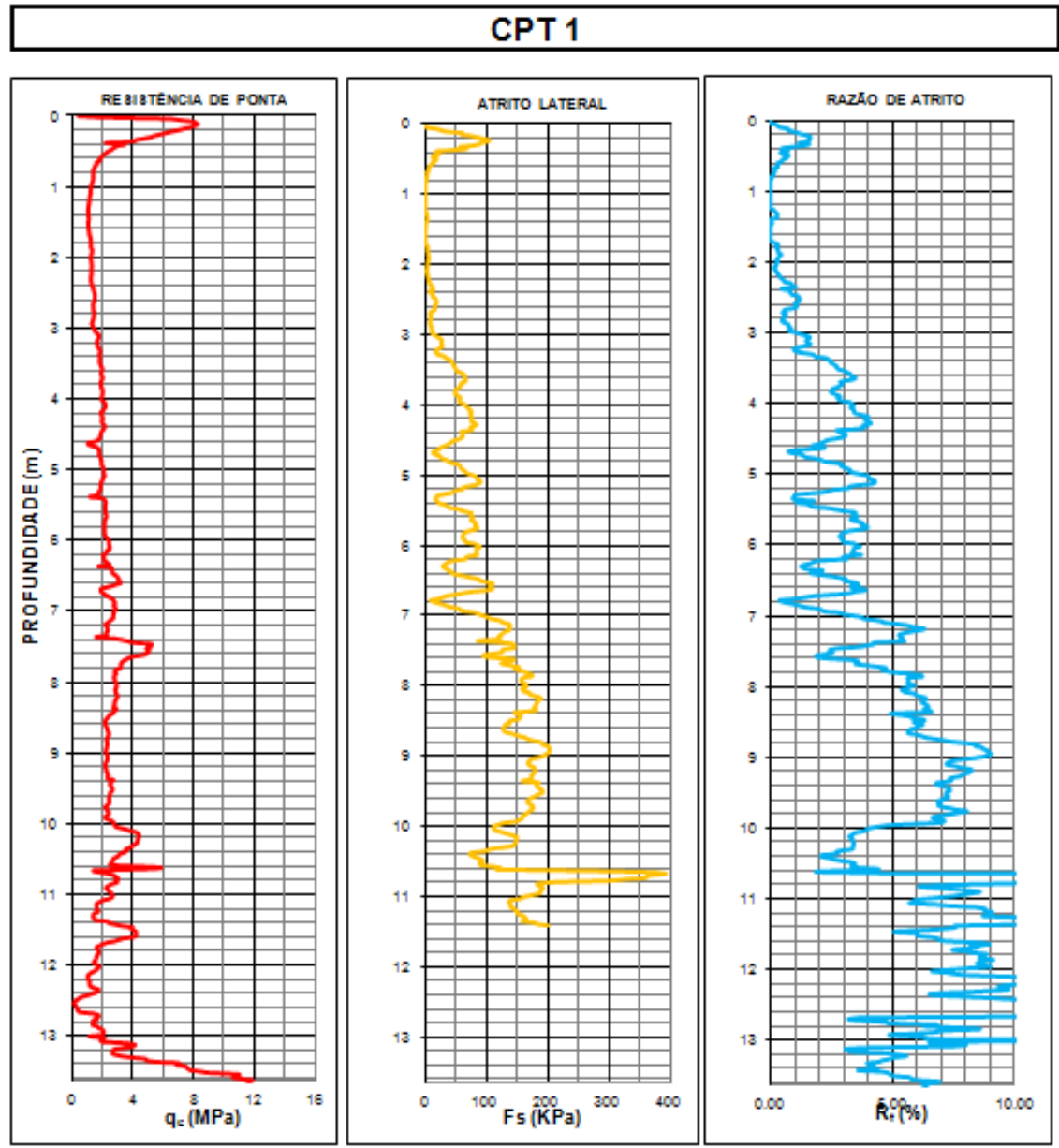
ANEXO I-A: ENSAIOS SPT

Sondagem SPT3

Sondobase		Sondobase Geotecnia e Meio Ambiente													
Av. Mogiana, 825 - Ribeirão Preto-SP. - CEP. 14075-270 - www.sondobase.com.br		Fone/fax: (16) 3626-6576 - E-mail: sondobase@sondobase.com.br													
Cliente: Thiago da Costa Santos, Eng ^o		Local: Estrada do Broa, km 1 - São Carlos - SP		SP 04 Cota: 100,00											
Obra: Área de estudo		Data Início: 30/07/11		Data Término: 30/07/11											
Cota (m)	NA	Prof. Da camada	Amostras	Golpes	SPT	Gráfico	Classificação do Subsolo								
								00	10	20	30	40	50	60	70
100			0	-	-	-									
99			1	3	1	-									
			2	3	1	1									
			3	3	1	1									
			4	3	3	3									
			5	3	3	3									
			6	3	3	3									
		7,73	7	3	3	3	Argila muito arenosa pouco siltosa, vermelha, muito mole a média. - Colúvio								
		9,31	8	3	3	3	Argila muito arenosa pouco siltosa, com pedregulhos, variegada (vermelha), média. - Colúvio								
			9	3	3	3									
			10	3	3	3									
		12,76	11	3	3	4	Sítio arenoso, variegado (amarelo), pouco compacto a medianamente compacto. - Solo Residual de Basalto								
			12	3	3	4									
			13				Rocha ou Matacão - Impenetrável a Percussão								
			14												
			15												
			16												
			17												
			18												
			19												
			20												
			21												
			22												
			23												
			24												
			25												
			26												
			27												
			28												
			29												
			30												
NA INICIAL (m)		Umidade		30/7/2011		NA FINAL (m)		Umidade		30/7/2011		Sondador:		R. Ferreira	
Revestimento		-		a								Relatório:		3968/11	
Tr. Cavadeira		0,00		a		1,00						Folha		4	
Tr. Helicoidal		1,00		a		12,76						Eng. Msc. Geotecnia		Claudio Santos	
Lavagem		-		a											

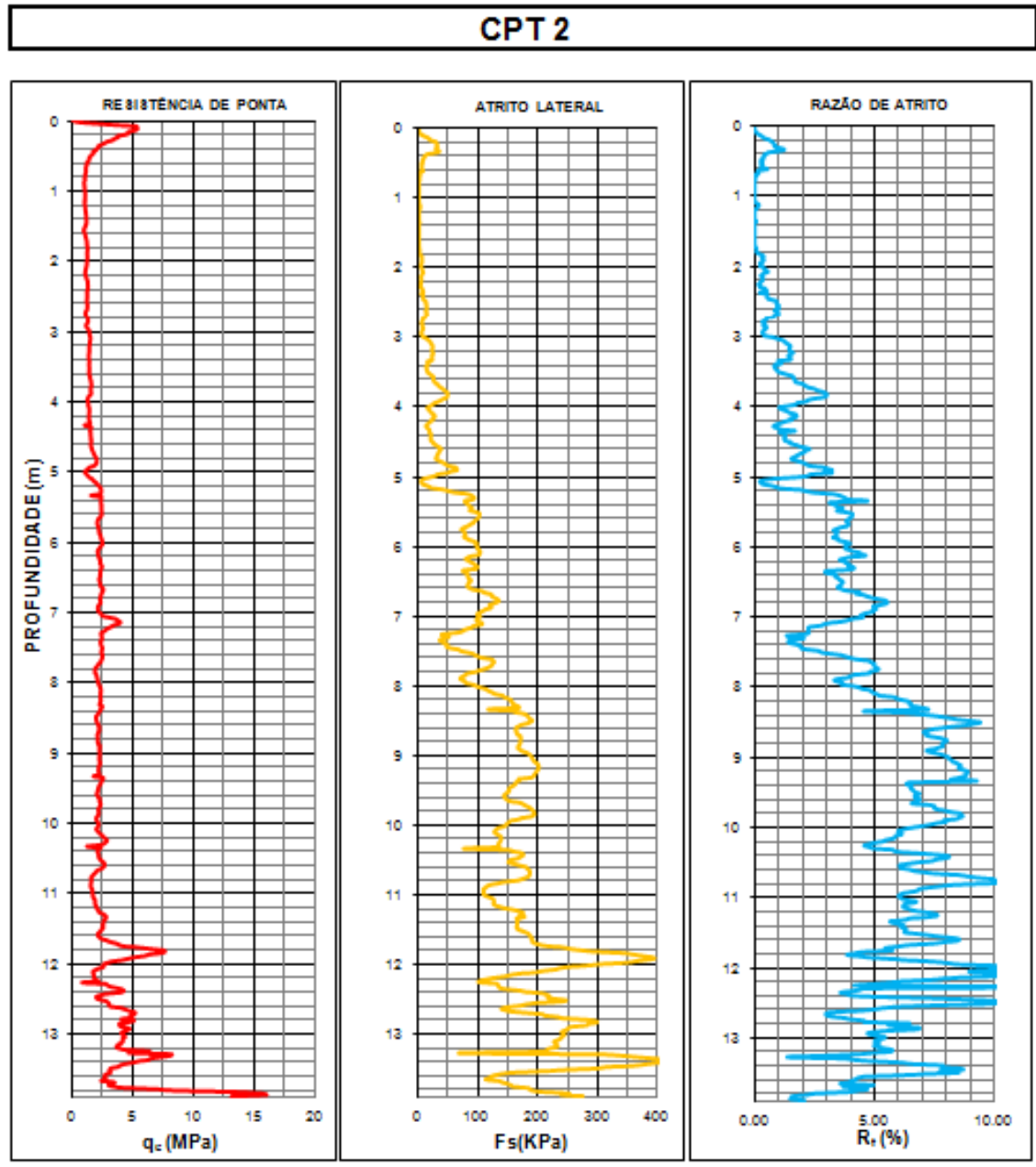
ANEXO I-B: ENSAIOS CPT

Resultado do CPT1



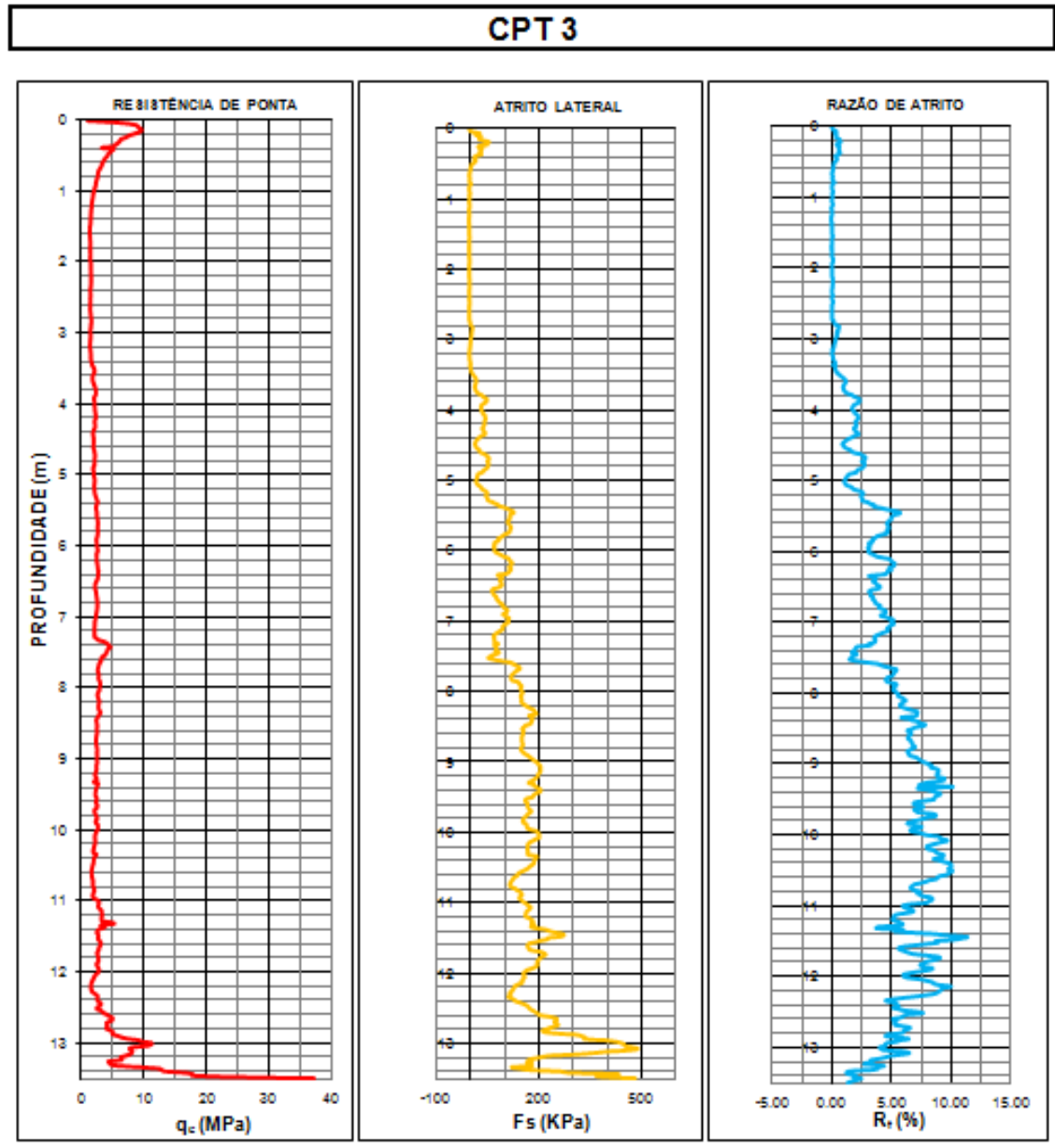
ANEXO I-B: ENSAIOS CPT

Resultados do CPT2



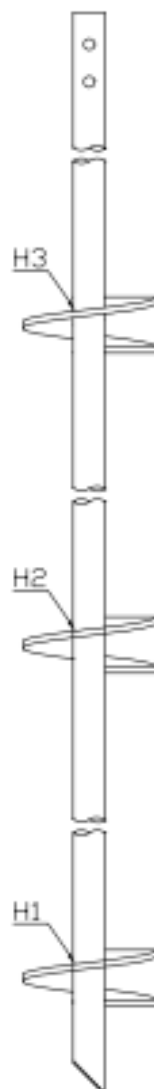
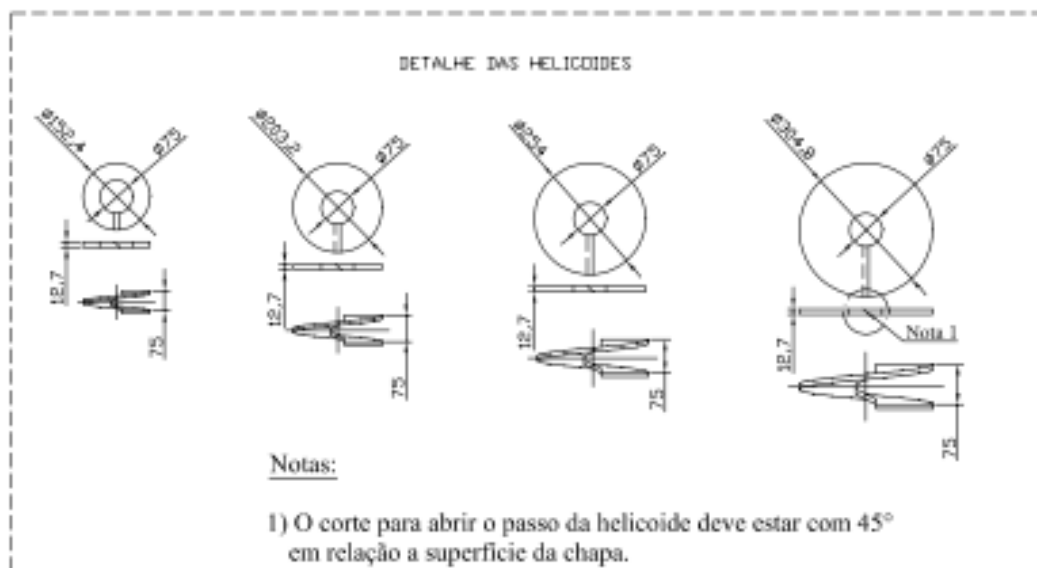
ANEXO I-B: ENSAIOS CPT

Resultados do CPT3



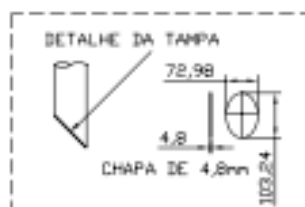
ANEXO II

PROJETO DE EXECUÇÃO DAS ESTACAS

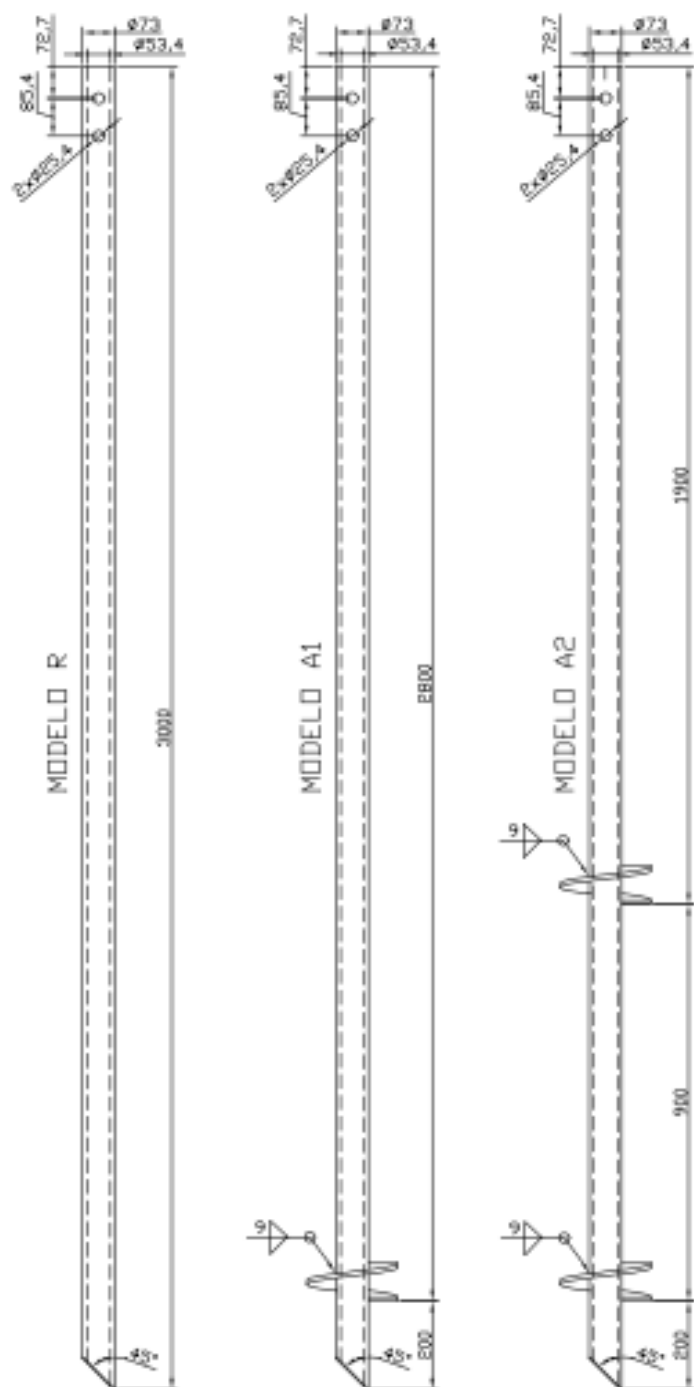



PROPRIEDADES DAS ESTACAS			
ESTACA	H1 (mm)	H2 (mm)	H3 (mm)
R	-	-	-
A1	203,2	-	-
A2	203,2	203,2	-
A3	203,2	203,2	203,2
B1	152,4	-	-
B2	152,4	203,4	-
B3	152,4	203,4	254
C2	203,2	254	-
C3	203,4	254	304,8

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA DOS MATERIAIS	
TUBO	Tubo mecânico Ymcc134Ap 71x56 Laminado / 9,8mm parede
TUBO ALUVA	Tubo mecânico Ymcc134Ap 55x78 Laminado / 10,9mm parede
HELICOIDE 1	Ø Ext 152,4mm, Ø Int 75mm, Chapa 1/2", Passo direito de 75mm, SAE 1045.
HELICOIDE 2	Ø Ext 203,2mm, Ø Int 75mm, Chapa 1/2", Passo direito de 75mm, SAE 1045.
HELICOIDE 3	Ø Ext 254mm, Ø Int 75mm, Chapa 1/2", Passo direito de 75mm, SAE 1045.
HELICOIDE 4	Ø Ext 304,8mm, Ø Int 75mm, Chapa 1/2", Passo direito de 75mm, SAE 1045.
PARAFUSO	Parafuso sextavado de 7/8" 9 UNC x 4,12", Grau 8.8
PERÇA	Perça sextavada de 7/8" 9 UNC, Grau 8.8
TAMPA	Chapa de aço carbono 3/16", SAE 1045.

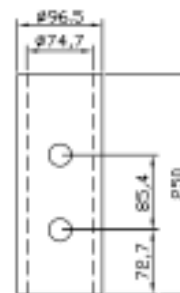
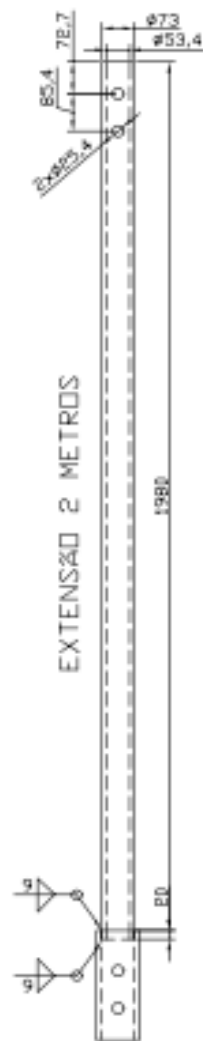


	TÍTULO Estaca metálica helicoidal				
	PROJETO	Thiago Santos (USP)	DATA	12/05/2011	
	REVISÃO	Rodolfo Bernardo	DATA	12/05/2011	
	APROVAÇÃO	Maurício de Fátima	DATA	12/05/2011	
PROJETO	REVISÃO	ESCALA	NOME DO REVISOR	REVISÃO	TOTAL
	001	1:5	DP-3-0129-001	0	1/4






 Solda de contorno, filete em ambos os lados com espessura de 9mm

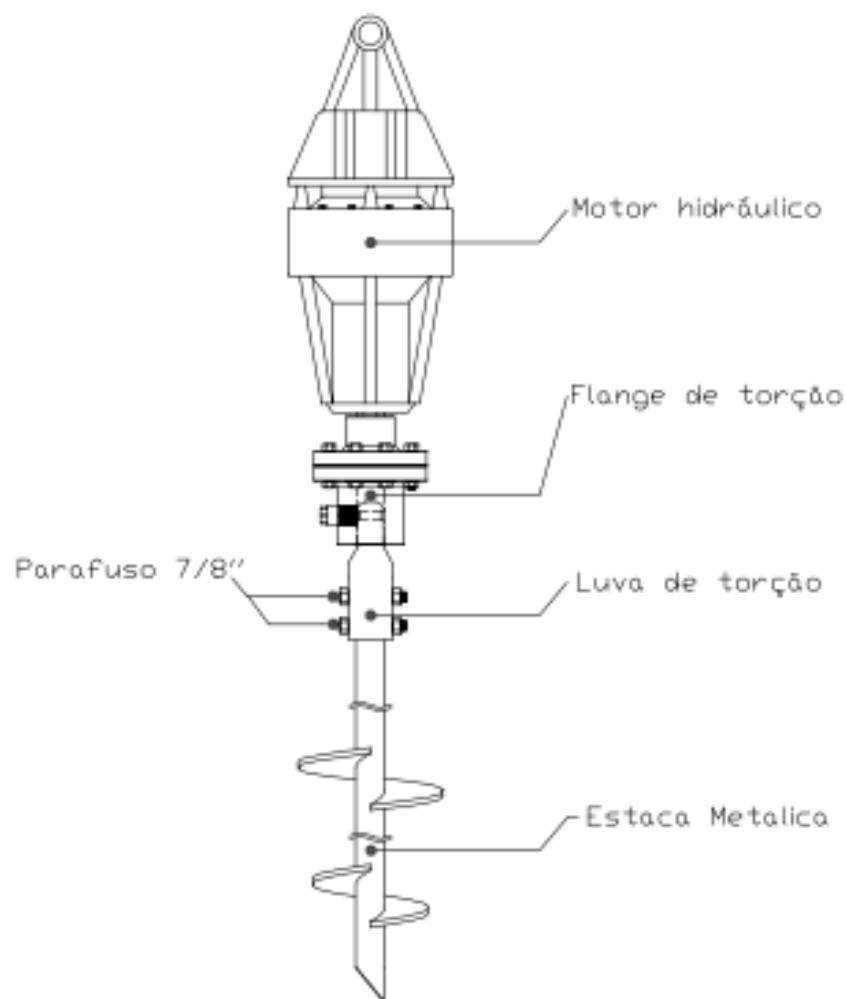
 Ase-Tech	TIPO		Estaca metálica helicoidal	
	PROJETO	Felipe Santos (USP)	DATA	12/03/2011
	REVISÃO	Rodolfo Bernardo	DATA	12/03/2011
	APROVAÇÃO	Maurício de Fátima	DATA	12/03/2011
	 ESCALA 1:10	NOME DO DESENHO DP-3-0129-001	REVISÃO 0	FOLHAS 2/4




DETALHE DA LUVA

 Solda de contorno, filete em ambos os lados com espessura de 9mm

 Ase-Tech		TÍTULO	
		Extensão Metálica	
PROJETO	Yago Santos (USP)	DATA	12/05/2011
REVISÃO	Rodolfo Bernardo	DATA	12/05/2011
APROVAÇÃO	Maurício de Fátima	DATA	12/05/2011
PROJETO		REVISÃO	0
REV. 01	DP-3-0129-002	FOLHAS	1/1



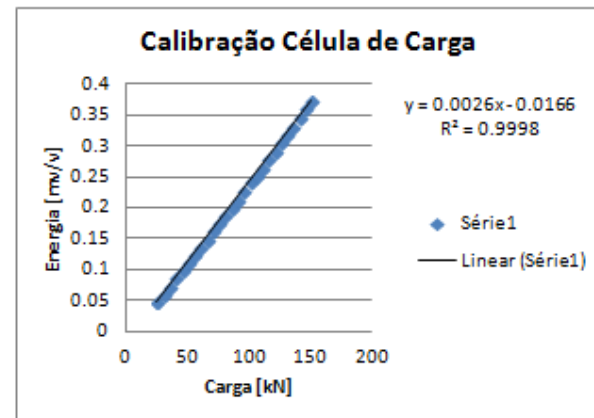
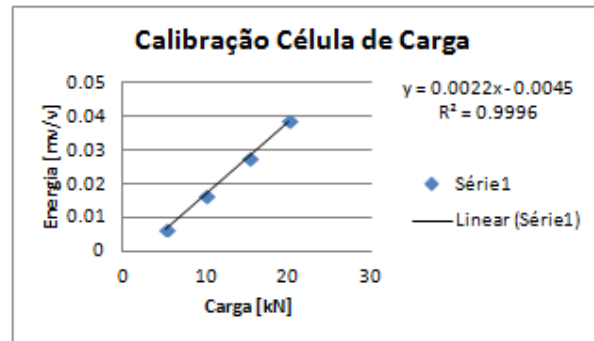
 Ase-Tech			TÍTULO			
			DIAGRAMA ACOPLAGEM COM MADRIL			
			PROJETO	Rodolfo Bernardo	DATA	12/05/2011
			REVISÃO	Rodolfo Bernardo	DATA	12/05/2011
			APROVAÇÃO	Rodolfo Bernardo	DATA	12/05/2011
PRELIMINAR	PROJETO	ESCALA	NOME DO PROJETO		REVISÃO	FOLHA
	0001	1:10	DP-3-0129-005		0	1/1

ANEXO III

CALIBRAÇÃO DE EQUIPAMENTOS

Calibração da Célula de Carga

	Leitura no sistema de Aquisição de dados [mv/v]	Leitura na Prensa Hidráulica Calibrada [kN]
1	0.007	5.19
2	0.017	10.05
3	0.028	15.12
4	0.039	20.01
5	0.051	25.17
6	0.063	30.06
7	0.075	35.04
8	0.088	40.05
9	0.101	45.3
10	0.113	50.07
11	0.127	55.56
12	0.138	60.06
13	0.151	65.01
14	0.164	70.14
15	0.177	75.15
16	0.189	80.04
17	0.202	85.05
18	0.215	90.09
19	0.228	95.16
20	0.243	100.47
21	0.254	105.06
22	0.267	110.13
23	0.281	115.26
24	0.294	120.24
25	0.307	125.1
26	0.32	130.02
27	0.334	135.09
28	0.347	140.1
29	0.362	145.14
30	0.374	150.15



	Carga pretendida [kN]	Leitura no sistema de Aquisição de
1	4	0.004
2	8	0.013
3	12	0.022
4	16	0.031
5	20	0.040
6	24	0.046
7	28	0.056
8	32	0.067
9	36	0.077
10	40	0.087
11	44	0.098
12	48	0.108
13	52	0.119
14	56	0.129
15	60	0.139
16	64	0.150
17	68	0.160
18	72	0.171
19	76	0.181
20	80	0.191
21	84	0.202
22	88	0.212
23	92	0.223
24	96	0.233
25	100	0.243
26	104	0.254
27	108	0.264
28	112	0.275
29	116	0.285
30	120	0.295

	Carga pretendida [kN]	Leitura no sistema de Aquisição de
1	120	0.295
2	124	0.306
3	128	0.316
4	132	0.327
5	136	0.337
6	140	0.347
7	144	0.358
8	148	0.368
9	152	0.379
10	156	0.389
11	160	0.399
12	164	0.410
13	168	0.420
14	172	0.431
15	176	0.441
16	180	0.451
17	184	0.462
18	188	0.472
19	192	0.483
20	196	0.493
21	200	0.503
Valores Usados na Descarga		
1	16.8	0.032
2	28	0.056
3	33.6	0.071
4	50.4	0.114
5	56	0.129
6	67.2	0.158
7	84	0.202
8	112	0.275

ANEXO IV

REGISTOS EFETUADOS DURANTE ENSAIOS DE CARGA

Ensaio de carga estática à compressão - Estaca A1

Obra:		Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local:		Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP			C. Calculada (kN):	
Solo Tipo:		Argila muito arenosa		Esforço: Compressão		Data de Instalação:		10-08-2011		80.0
Modelo da Estaca:		A1		Condições Atmosféricas:		Data de Ensaio:		12-09-2012		C. Ensaio (kN):
				Bom(X) Nublado() Chuva ()		Hora de início:				84.00
						Hora de Término:				Duração do Ensaio:
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.004	4.00	5%	0		0.45	0.01	2.2	0.89	1	01:37
			5		1.00	0.34	2.20	1.18		1:42
0.013	8.00	10%	0		1.25	1.09	2.10	1.48	2	1:43
			5		1.40	1.13	2.00	1.51		1:48
0.022	12.00	15%	0		2.00	1.21	1.40	1.54	3	1:48
			5		2.05	1.33	1.90	1.76		1:53
0.031	16.00	20%	0		2.80	1.54	1.90	2.08	4	1:53
			5		2.95	1.77	2.60	2.44		1:58
0.040	20.00	25%	0		5.75	4.15	5.55	5.15	5	1:59
			5		9.55	6.89	8.35	8.26		2:04
0.046	24.00	30%	0		31.75	6.89	27.25	21.96	6	2:40
			5		42.42	22.59	36.14	33.72		2:45
0.057	28.00	35%	0		47.62	36.27	37.24	40.38	7	2:50
			5		51.97	37.37	46.64	45.33		2:55
0.067	32.00	40%	0		59.62	46.71	54.44	53.59	8	2:56
			5		64.72	53.32	59.64	59.23		3:01
0.078	36.00	45%	0		68.62	59.28	64.44	64.11	9	3:02
			5		71.52	64.17	67.32	67.67		3:07
0.088	40.00	50%	0		73.72	66.21	69.74	69.89	10	3:08
			5		74.52	69.55	70.69	71.59		3:13
0.098	44.00	55%	0		75.82	70.49	71.94	72.75	11	3:13
			5		77.72	71.71	72.93	74.12		3:18
0.109	48.00	60%	0		77.92	72.69	73.74	74.78	12	3:19
			5		78.47	73.46	74.63	75.52		3:24
0.119	52.00	65%	0		79.57	74.37	75.04	76.33	13	3:24
			5		80.87	74.77	75.64	77.09		3:29
0.130	56.00	70%	0		81.82	75.83	76.64	78.10	14	3:30
			5		82.77	76.42	77.79	78.99		3:35
0.140	60.00	75%	0		86.97	77.56	78.59	81.04	15	3:59
			5		87.32	80.14	78.76	82.07		4:04
0.150	64.00	80%	0		87.53	80.30	78.84	82.22	16	4:04
			5		87.85	80.38	78.97	82.40		4:09
0.161	68.00	85%	0		88.07	80.54	79.07	82.56	17	4:10
			5		88.52	80.71	79.60	82.94		4:15
0.171	72.00	90%	0		89.12	81.26	79.89	83.42	18	4:16
			5		90.75	81.61	81.30	84.55		4:21
0.182	76.00	95%	0		91.17	83.23	81.94	85.45	19	4:21
			5		95.72	83.91	85.74	88.46		4:26
0.192	80.00	100%	0		97.27	87.90	87.59	90.92	20	4:27
			5		103.97	89.91	94.39	96.09		4:32
0.202	84.00	105%	0		107.07	96.93	113.89	105.96	21	4:33
			5		122.87	99.76	129.59	117.41		4:38
			10		127.87	115.36	134.74	125.99		4:43
			30		131.02	120.65	137.54	129.74		5:03
			60		133.97	123.75	138.10	131.94		5:33
			120		137.14	123.87	140.43	133.81	6:33	
0.158	67.20	80%	0		110.44	126.22	134.33	123.66	DESCARREGAMENTO	6:41
			5		110.44	106.82	134.33	117.20		6:46
0.114	50.40	60%	0		109.89	106.83	133.96	116.89		6:47
			5		109.91	105.45	133.98	116.45		6:52
0.071	33.60	40%	0		109.19	105.46	133.49	116.05		6:52
			5		109.06	104.89	133.46	115.80		6:57
0.032	16.80	20%	0		107.85	104.88	133.16	115.30		6:58
			5		107.85	104.12	133.11	115.03		7:03
-	0.00	0%	0		105.54	104.09	132.96	114.20		7:04
			10		105.24	102.85	132.91	113.67		7:14
			30		105.23	102.66	132.88	113.59		7:34
			60		104.24	102.62	132.86	113.24		8:04

Obra:		Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local:		Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP			C. Calculada (kN):	
Solo Tipo:			Esforço: Compressão			Data de Instalação		10-08-2011		80.0
Argila muito arenosa			2º Ciclo			Data de Ensaio :		24-09-2012		C. Ensaio (kN):
Modelo da Estaca:			A1 - 1			Condições Atmosféricas:		Hora de início:		84.00
			Bom() Nublado(X) Chuva()			Hora de Término:		Duração do Ensaio:		
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.004	4.00	5%	0	0.00	0.4	0.35	0.25	0.25	1	10:14
			5	0.00	0.38	0.35	0.26	0.25		10:19
0.013	8.00	10%	0	0.00	0.20	0.56	0.34	0.28	2	10:20
			5	0.02	0.20	0.60	0.35	0.29		10:25
0.022	12.00	15%	0	0.03	0.90	0.76	0.35	0.51	3	10:25
			5	0.04	0.80	0.80	0.36	0.50		10:30
0.031	16.00	20%	0	0.06	1.50	1.00	0.36	0.73	4	10:35
			5	0.08	1.54	1.02	0.37	0.75		10:40
0.040	20.00	25%	0	0.21	1.85	1.18	0.38	0.91	5	10:40
			5	0.26	1.90	1.23	0.40	0.95		10:45
0.046	24.00	30%	0	0.35	1.10	1.31	0.40	0.79	6	10:45
			5	0.38	1.16	1.38	0.41	0.83		10:50
0.057	28.00	35%	0	0.58	1.20	1.62	0.46	0.97	7	10:50
			5	0.64	1.60	1.66	0.49	1.10		10:55
0.067	32.00	40%	0	0.79	1.90	1.83	0.55	1.27	8	10:55
			5	0.81	1.91	1.93	0.61	1.32		11:00
0.078	36.00	45%	0	0.99	2.24	2.18	0.76	1.54	9	11:00
			5	1.06	2.31	2.25	0.81	1.61		11:05
0.088	40.00	50%	0	1.22	2.45	2.48	0.96	1.78	10	11:07
			5	1.29	2.54	2.54	1.01	1.85		11:12
0.098	44.00	55%	0	1.45	2.87	2.72	1.12	2.04	11	11:12
			5	1.47	2.93	2.81	1.19	2.10		11:17
0.109	48.00	60%	0	1.62	3.19	3.03	1.28	2.28	12	11:17
			5	1.71	3.28	3.11	1.33	2.36		11:22
0.119	52.00	65%	0	1.83	3.50	3.26	1.40	2.50	13	11:22
			5	1.90	3.59	3.39	1.51	2.60		11:27
0.130	56.00	70%	0	2.01	3.84	3.55	1.60	2.75	14	11:27
			5	2.07	3.90	3.67	1.66	2.83		11:32
0.140	60.00	75%	0	2.18	4.06	3.82	1.75	2.95	15	11:32
			5	2.25	4.17	3.95	1.94	3.08		11:37
0.150	64.00	80%	0	2.38	4.38	4.10	2.01	3.22	16	11:37
			5	2.45	4.48	4.24	2.11	3.32		11:42
0.161	68.00	85%	0	2.59	4.72	4.44	2.24	3.50	17	11:42
			5	2.80	4.95	4.64	2.34	3.68		11:47
0.171	72.00	90%	0	2.95	5.15	4.80	2.44	3.84	18	11:47
			5	3.48	5.75	5.31	2.90	4.36		11:52
0.182	76.00	95%	0	3.85	6.25	5.75	3.25	4.78	19	11:57
			5	5.62	8.10	7.30	4.73	6.44		11:57
0.192	80.00	100%	0	6.35	9.10	7.80	5.20	7.11	20	12:02
			5	10.33	12.85	11.96	9.18	11.08		12:02
0.202	84.00	105%	0	12.10	14.10	13.10	10.30	12.40	21	12:02
			5	8.02	20.70	19.50	16.55	16.19		12:07
			10	10.10	22.30	21.50	18.55	18.11		12:12
			30	13.60	25.28	24.20	20.30	20.85		12:32
			60	27.20	28.87	27.75	24.77	27.15		13:02
			120	30.66	31.40	31.24	28.35	30.41		14:02
0.158	67.20	80%	0	30.45	31.01	30.90	28.30	30.17	DESCARREGAMENTO	14:02
			5	30.46	31.01	30.89	28.29	30.16		14:09
0.114	50.40	60%	0	29.20	30.50	30.49	28.13	29.58	DESCARREGAMENTO	14:09
			5	29.17	30.49	30.48	28.12	29.57		14:14
0.071	33.60	40%	0	28.70	30.75	29.95	28.85	29.56	DESCARREGAMENTO	14:14
			5	28.18	29.15	29.48	27.45	28.57		14:19
0.032	16.80	20%	0	27.67	28.23	28.72	27.11	27.93	DESCARREGAMENTO	14:19
			5	27.64	28.22	28.69	27.08	27.91		14:24
-	0.00	0%	0	27.05	25.55	26.95	26.65	26.55	DESCARREGAMENTO	14:24
			10	27.02	25.33	26.76	26.49	26.40		14:34
			30	26.98	25.33	26.72	26.46	26.37		14:54
			60	26.95	25.22	26.63	26.43	26.31		15:24

Ensaio de Carga estática à compressão - Estaca A2

Obra:		Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local:		Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP			C. Calculada (kN):	
Solo Tipo:			Esforço:			Data de Instalação		80.0		
Argila muito arenosa			1º Ciclo			Data de Ensaio :		27-09-2012		
Modelo da Estaca			Condições Atmosféricas:			Hora de início:		10:29		
A2			Bom(x) Nublado() Chuva ()			Hora de Término:		6:23		
						Duração do Ensaio:				
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.004	4.00	5%	0	0.3	0.80	0.1	0.5	0.42	1	10:29
			5	0.59	0.75	0.05	0.70	0.52		10:34
0.013	8.00	10%	0	4.90	3.40	3.10	5.30	4.18	2	10:34
			5	5.32	4.80	4.30	5.65	5.02		10:39
0.022	12.00	15%	0	5.90	5.45	5.05	6.20	5.65	3	10:39
			5	6.32	5.84	5.35	6.65	6.04		10:44
0.031	16.00	20%	0	29.57	28.94	30.20	28.40	29.28	4	11:03
			5	46.50	30.94	31.05	30.39	34.72		11:08
0.040	20.00	25%	0	47.40	36.04	35.65	35.25	38.59	5	11:08
			5	52.35	37.09	37.40	36.65	40.87		11:13
0.046	24.00	30%	0	53.36	38.74	39.25	37.55	42.23	6	11:13
			5	53.30	39.64	40.28	39.08	43.08		11:18
0.057	28.00	35%	0	55.59	40.15	41.84	40.95	44.63	7	11:18
			5	58.05	42.39	43.91	42.89	46.81		11:23
0.067	32.00	40%	0	59.35	46.44	48.45	45.65	49.97	8	11:23
			5	62.15	46.99	48.70	47.65	51.37		11:28
0.078	36.00	45%	0	65.05	48.39	51.40	54.45	54.82	9	11:33
			5	67.95	51.37	52.89	57.51	57.43		11:38
0.088	40.00	50%	0	70.85	53.09	55.65	59.35	59.74	10	11:39
			5	73.75	54.37	55.92	60.96	61.25		11:44
0.098	44.00	55%	0	76.65	57.99	59.85	63.00	64.37	11	11:44
			5	79.55	59.47	61.01	65.15	66.30		11:49
0.109	48.00	60%	0	82.45	61.89	63.80	67.25	68.85	12	11:50
			5	85.35	64.53	66.00	81.35	74.31		11:55
0.119	52.00	65%	0	88.25	67.09	67.80	71.75	73.72	13	11:56
			5	91.15	68.08	70.80	73.96	76.00		12:01
0.130	56.00	70%	0	94.05	70.49	72.59	77.48	78.65	14	12:01
			5	96.95	73.40	75.93	79.22	81.38		12:06
0.140	60.00	75%	0	99.85	75.35	78.14	80.83	83.54	15	12:06
			5	102.75	78.52	81.06	85.48	86.95		12:11
0.150	64.00	80%	0	105.65	80.24	82.78	85.94	88.65	16	12:12
			5	108.55	84.83	86.40	89.86	92.41		12:17
0.161	68.00	85%	0	111.45	86.88	88.36	91.88	94.64	17	12:19
			5	114.35	90.15	92.65	97.20	98.59		12:24
0.171	72.00	90%	0	117.30	92.20	94.84	99.22	100.89	18	12:31
			5	122.43	97.14	99.59	105.52	106.17		12:36
0.182	76.00	95%	0	123.78	99.23	101.20	107.10	107.83	19	12:37
			5	129.09	103.35	105.05	111.45	112.24		12:42
0.192	80.00	100%	0	130.75	104.65	107.35	114.30	114.26	20	12:43
			5	136.25	110.25	112.85	119.60	119.74		12:48
0.202	84.00	105%	0	136.80	130.65	133.65	120.40	130.38	21	12:58
			5	136.93	130.80	133.75	120.65	130.53		13:03
0.213	88.00	110%	0	137.15	130.95	133.95	120.85	130.73	22	13:04
			5	137.40	131.10	134.10	121.00	130.90		13:09
0.223	92.00	115%	0	137.56	131.27	134.23	121.10	131.04	23	13:10
			5	137.72	131.40	134.35	121.30	131.19		13:15
0.234	96.00	120%	0	137.87	131.55	134.53	121.50	131.36	24	13:16
			5	138.18	131.77	133.75	121.72	131.36		13:21

Projeto FAPESP 2010/19039-6			Local: Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP		C. Calculada (kN):					
Solo Tipo: Argila muito arenosa		Esforço: Compressão 1º Ciclo		Data de Instalação: 10-08-2011	80.0					
Modelo da Estaca A2		Condições Atmosféricas:		Data de Ensaio: 27-09-2012	C. Ensaio (kN):					
		Bom(x) Nublado() Chuva()		Hora de início: 10:29	140.00					
				Hora de Término: 6:23	Duração do Ensaio:					
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.244	100.00	125%	0	138.29	132.00	134.05	121.88	131.56	25	13:21
			5	138.73	132.27	134.29	122.31	131.90		13:26
0.254	104.00	130%	0	139.04	132.49	134.51	122.63	132.17	26	13:27
			5	139.83	133.15	135.24	123.42	132.91		13:32
0.265	108.00	135%	0	140.25	134.07	136.11	124.10	133.63	27	13:33
			5	142.25	134.47	137.48	124.77	134.74		13:38
0.275	112.00	140%	0	142.67	135.33	138.57	125.39	135.49	28	13:39
			5	147.05	140.15	141.18	130.64	139.76		13:44
0.286	116.00	145%	0	148.25	141.05	143.25	131.95	141.13	29	13:46
			5	153.45	146.60	148.75	137.10	146.48		13:51
0.296	120.00	150%	0	154.75	147.65	148.95	138.55	147.48	30	13:52
			5	160.65	153.45	155.60	144.35	153.51		13:57
0.306	124.00	155%	0	161.40	154.15	156.40	145.39	154.34	31	14:05
			5	169.60	162.35	164.54	153.55	162.51		14:11
0.317	128.00	160%	0	171.39	163.50	166.15	155.45	164.12	32	14:12
			5	178.95	171.55	174.10	162.75	171.84		14:17
0.327	132.00	165%	0	180.45	172.95	175.40	164.45	173.31	33	14:20
			5	184.95	178.55	180.90	169.05	178.36		14:25
0.338	136.00	170%	0	187.95	178.65	181.10	172.45	180.04	34	14:27
			5	197.85	190.30	192.70	182.05	190.73		14:32
0.348	140.00	175%	0	198.60	191.45	193.75	182.91	191.68	35	14:49
			5	199.00	192.77	195.10	183.40	192.57		14:54
			10	199.34	193.03	195.35	183.95	192.92		14:59
			30	200.23	193.95	196.25	185.30	193.93		15:19
			60	201.34	195.15	197.43	187.40	195.33		15:49
			120	203.31	197.11	199.45	189.75	197.41		16:49
0.275	112.00	80%	0	202.99	196.74	198.85	189.40	197.00	DESCARREGAMENTO	16:52
			5	203.03	196.70	198.80	189.38	196.98		16:57
0.202	84.00	60%	0	202.45	195.95	197.85	188.58	196.21		16:58
			5	202.40	195.88	197.75	188.49	196.13		17:03
0.129	56.00	40%	0	201.45	194.85	196.43	187.29	195.01		17:05
			5	201.37	194.78	196.39	187.26	194.95		17:10
0.056	28.00	20%	0	200.22	193.40	194.79	185.85	193.57		17:10
			5	200.16	192.29	194.68	185.73	193.22		17:15
-	0.00	0%	0	199.46	189.59	184.44	191.63	191.28		17:23
			10	199.27	189.24	184.42	191.46	191.10		17:33
			30	198.36	188.79	183.84	191.38	190.59	17:53	
			60	199.33	188.80	184.83	191.40	191.09	18:23	

Obra:	Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local:	Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP			C. Calculada (kN):			
Solo Tipo:	Argila muito arenosa		Esforço:	Compressão 2º Ciclo		Data de Instalação:	10-08-2011	140.0		
Modelo da Estaca	A2 - 2		Condições Atmosféricas:	Bom(x) Nublado() Chuva ()		Data de Ensaio:	15-11-2012	C. Ensaio (kN):		
						Hora de início:	9:34	147.00		
						Hora de Término:	2:54	Duração do Ensaio:		
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.011	7.00	5%	0	0.04	0.27		0.61	0.31	1	09:34
			5	0.04	0.73		0.62	0.46		9:39
0.026	14.00	10%	0	0.14	0.37		1.27	0.59	2	9:39
			5	0.14	0.36		1.27	0.59		9:44
0.042	21.00	15%	0	0.23	0.29		1.80	0.77	3	9:44
			5	0.22	0.26		1.82	0.77		9:49
0.071	28.00	20%	0	0.64	0.17		2.42	1.08	4	9:49
			5	0.70	0.22		2.46	1.13		9:54
0.089	35.00	25%	0	1.01	0.51		2.74	1.42	5	9:55
			5	1.06	0.55		2.80	1.47		10:00
0.108	42.00	30%	0	1.36	0.84		3.20	1.80	6	10:00
			5	1.44	0.98		3.26	1.89		10:05
0.126	49.00	35%	0	1.69	1.17		3.58	2.15	7	10:05
			5	1.78	1.33		3.61	2.24		10:10
0.144	56.00	40%	0	2.03	1.58		3.91	2.51	8	10:11
			5	2.14	1.69		4.04	2.62		10:16
0.162	63.00	45%	0	2.36	1.93		4.39	2.89	9	10:16
			5	2.50	2.07		4.51	3.03		10:21
0.180	70.00	50%	0	2.72	2.31		4.71	3.25	10	10:21
			5	2.81	2.39		4.81	3.34		10:26
0.199	77.00	55%	0	3.06	2.64		5.16	3.62	11	10:26
			5	3.16	2.73		5.31	3.73		10:31
0.217	84.00	60%	0	3.36	2.94		5.58	3.96	12	10:31
			5	3.50	3.09		5.69	4.09		10:36
0.235	91.00	65%	0	3.71	3.24		5.99	4.31	13	10:36
			5	3.81	3.40		6.09	4.43		10:41
0.253	98.00	70%	0	4.02	3.61		6.38	4.67	14	10:41
			5	4.16	3.77		6.53	4.82		10:46
0.271	105.00	75%	0	4.37	3.98		6.76	5.04	15	10:46
			5	4.50	4.13		6.92	5.18		10:51
0.290	112.00	80%	0	4.71	4.34		7.27	5.44	16	10:51
			5	4.90	4.54		7.47	5.64		10:56
0.308	119.00	85%	0	5.13	4.71		7.77	5.87	17	10:56
			5	5.52	5.07		8.15	6.25		11:01
0.326	126.00	90%	0	5.79	5.25		8.61	6.55	18	11:01
			5	6.50	5.88		9.26	7.21		11:06
0.344	133.00	95%	0	6.90	6.15		9.72	7.59	19	11:06
			5	7.87	8.04		10.60	8.84		11:11
0.362	140.00	100%	0	9.90	8.65		12.90	10.48	20	11:12
			5	14.10	14.25		17.02	15.12		11:17
0.381	147.00	105%	0	16.80	14.40		19.40	16.87	21	11:17
			5	29.45	29.95		32.70	30.70		11:22
			10	35.72	35.23		40.71	37.22		11:27
			30	53.05	49.43		59.41	53.96		11:47
			60	69.48	49.95		78.06	65.83		12:31
			120	80.40	65.13		89.34	78.29		1:31

Obra:	Projeto FAPESP 2010/19039-6		Local:	Campus do CRHEA - BROA - Itirapina - SP			C. Calculada (kN):			
Solo Tipo:	Argila muito arenosa		Esforço:	Compressão 2º Ciclo		Data de Instalação:	10-08-2011	140.0		
						Data de Ensaio:	15-11-2012	C. Ensaio (kN):		
Modelo da Estaca	A2 - 2		Condições Atmosféricas:			Hora de início:	9:34	147.00		
			Bom(x) Nublado() Chuva ()			Hora de Término:	2:54	Duração do Ensaio:		
ID Célula	Carga (kN)	% Carga Máxima do Ciclo	Tempo (min)	Deslocamento (mm)					ESTÁGIOS DE CARGA	Horas de Leituras
				Leitura R1	Leitura R2	Leitura R3	Leitura R4	Média RM		
0.302	117.60	80%	0	70.11	33.84		77.26	60.40	DESCARREGAMENTO	1:32
			5	69.79	33.84		76.98	60.20		1:37
0.228	88.20	60%	0	69.23	34.36		77.36	60.32		1:38
			5	69.23	34.36		77.36	60.32		1:43
0.151	58.80	40%	0	69.88	32.93		77.92	60.24		1:43
			5	69.93	32.99		77.94	60.29		1:48
0.075	29.40	20%	0	70.05	31.91		78.76	60.24		1:48
			5	71.06	31.93		78.78	60.59		1:53
-	0.00	0%	0	75.83	25.53		81.02	60.79		1:54
			10	75.95	25.70		81.11	60.92		2:04
			30	75.96	25.79		81.15	60.97	2:24	
			60	76.05	25.91		81.16	61.04	2:54	