

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
HÉLICE CONTÍNUA A PARTIR DE RESULTADOS DE
LABORATÓRIO E DE CAMPO**

MYLANE VIANA HORTEGAL

ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Ph.D.

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-195/11

BRASÍLIA / DF: SETEMBRO / 2011

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
HÉLICE CONTÍNUA A PARTIR DE RESULTADOS DE
LABORATÓRIO E DE CAMPO**

MYLANE VIANA HORTEGAL

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)**

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**RAIMUNDO LEIDIMAR BEZERRA, D.Sc. (UFCG/UEPB)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 01 de SETEMBRO de 2011.

FICHA CATALOGRÁFICA

HORTEGAL, MYLANE VIANA

Avaliação do Comportamento de Estacas Hélice Contínua a Partir de Resultados de Laboratório e de Campo. [Distrito Federal] 2011.

xxii, 173p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2011)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Capacidade de Carga

2. Trabalho de estaca

3. Manto de Intemperismo

4. Sucção

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

HORTEGAL, M.V. (2011). Avaliação do Comportamento de Estacas Hélice Contínua a Partir de Resultados de Laboratório e de Campo. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-195/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 173 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Mylane Viana Hortegal

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Avaliação do Comportamento de Estacas Hélice Contínua a Partir de Resultados de Laboratório e de Campo

GRAU / ANO: Mestre / 2011

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Mylane Viana Hortegal

Rua 8 Quadra 38 Casa 18 Conjunto Ipem São Cristóvão

65056-020 – São Luís/MA - Brasil

mylahortegal@hotmail.com

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, meus irmãos, e ao meu namorado

“Se considerarmos as dificuldades sem possibilidade de solução, como se elas nos pusessem contra a parede, podemos chegar ao desespero, mas se as encararmos calmamente e em atitude de prece, entenderemos as suas causas e poderemos encontrar as suas respectivas soluções” (Meishu-Sama).

“O pior pensamento a seu próprio respeito é pensar “não tenho capacidade”. Pense assim: “eu também sou um ser humano. Se aquela pessoa está fazendo, eu também serei capaz de fazer” (Meishu-Sama).

AGRADECIMENTOS

À Deus, em primeiro lugar, pelas bênçãos recebidas, pela realização e conclusão do presente trabalho.

Aos meus pais, José Hortegal e Marister, pelo apoio, amor, dedicação, por todas as orientações e palavras de estímulo em todos os momentos, principalmente por entenderem a minha ausência, e por serem meus alicerces. Obrigada por tudo!

Aos meus irmãos, Elane e Sansão, por todo o carinho, pelos auxílios e pela amizade, apesar da distância.

Ao meu namorado, Henrique, companheiro de todas as horas e momentos, principalmente por ter sido meu apoio nestes dois anos longe de casa. Obrigada pelo amor, compreensão, paciência, amizade, por crescer comigo e mostrar-me que sou capaz.

A minhas avós, Maria Isabel e Maria do Socorro, por todo carinho, pelas orações e fé.

Aos meus tios, Socorro, Carlos, Conceição por toda torcida.

À família Campos, pelo respeito, por acreditarem no meu potencial e por torcerem por mim.

A Dona Onésia, Dona Noca, Edimar, e em especial a Leila, por toda a ajuda que precisei nestes dois anos longe de casa.

Ao meu orientador, professor José Camapum, primeiramente por ter aceitado a me orientar e pela oportunidade. Pelo exímio homem/professor que é, pelos ensinamentos e sábias palavras que vão além da sala de aula, pela paciência no período de orientação, compreensão em todos os momentos e por submeter-me a inúmeras reflexões. Muito Obrigada!

Aos professores do Mestrado em Geotecnia pelo conhecimento transmitido para a minha formação profissional e contribuições para esta dissertação. Agradeço ao Professor Manoel Porfírio pela orientação no intuito de buscar o melhor para a minha formação e ao Professor Ennio pela ajuda na revisão do Abstract.

Ao Senhor Arthur do Laboratório de Engenharia Mecânica, pela ajuda ábil na elaboração de algumas peças para a dissertação.

Aos técnicos do laboratório de Geotecnia Ricardo, Thiago e Vanilson (ex) pela colaboração durante os ensaios.

Ao Laboratório de Raio-X do Instituto de Geociências da Universidade de Brasília, na pessoa da prof^a Edi Guimarães.

À FURNAS Centrais Elétricas, na pessoa da engenheira Marta Pereira da Luz e, em especial, aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos de Furnas, Helmar e Diógenes pela auxílio na realização do ensaio triaxial k_0 , pelas idéias e sugestões.

À EMBRE – Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações, na pessoa do engenheiro Carlos Medeiros Silva, pela realização dos ensaios de SPT, SPT-T, DMT, pela retirada das amostras indeformadas na obra. Deixo também um agradecimento aos sondadores pela alegria, disposição e cuidado na realização do ensaio, para que nada viesse a dar errado.

À Empresa Sul Americana de Fundações S/A, na pessoa do engenheiro Carlos Tavares (ex-funcionário), pelo apoio, sugestões, e ajuda para a realização dos ensaios na obra. Cabendo um agradecimento a equipe responsável pela cravação das estacas por terem tornados prazerosos os quatro meses em que estive in loco.

À JC Gontijo, em nome do engenheiro Max Valarezo, pela liberação dos ensaios para a realização desta pesquisa. Agradeço também aos funcionários, em especial ao mestre de obras Rubens pelo apoio na coleta das amostras deformadas.

Aos colegas da Geotecnia: Alejandra, Ivan, Marcus e George (pela companhia durante as aulas), James, Marlon, Ivonne (pela ajuda técnica para as confecções das conexões), Francisco Hélio, Fernando, Larissa (pela revisão dos capítulos iniciais), Ary (pela ajuda no ensaio DMT), Ricardo (pela ajuda com os dados da estaca) e Petrônio (pela ajuda na confecção do mapa), e a todos que direta ou indiretamente me ajudaram. Em especial a Andrelisa, por toda a amizade, conselhos, pelos momentos alegres no laboratório, pela revisão de praticamente todo o texto; seria impossível agradecer a você por todas as coisas e momentos.

Aos colegas da Estruturas: Ramon, Jorge, Wallison, Abdalla por todos os momentos e ajudas necessárias durante esta jornada.

À Cida e a Nirian pela colaboração em tudo que precisei por parte da Secretaria.

E, ao CNPq pelo apoio financeiro.

RESUMO

O Distrito Federal, constituído em sua grande maioria de um manto superficial de solo poroso colapsível, conduz ao uso de fundações profundas mesmo para pequenos carregamentos. As fundações profundas, como é o caso da hélice contínua, geralmente tem no seu dimensionamento o uso de ensaios SPT. Os cálculos de capacidade de carga para estas fundações são quase sempre realizados fazendo-se uso de métodos semi-empíricos. Com o objetivo de entender melhor o comportamento deste tipo de estaca, foram realizados ensaios de campo e laboratório. Para o estudo definiu-se uma obra situada na cidade do Guará II, cidade satélite de Brasília-DF. A campanha de ensaios de campo consistiu na realização de SPT, SPT-T, DMT e prova de carga, além do monitoramento de nove das 234 estacas do Bloco “E” da referida obra. O monitoramento das estacas foi realizado por meio de um programa computacional (SACI) acoplado ao computador localizado na perfuratriz. Os dados obtidos foram introduzidos na rotina proposta pelo SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci) para validação da medição do trabalho realizado ao escavar cada estaca. No laboratório foram executados ensaios de caracterização física e mineralógica e o comportamento mecânico estudado por meio de ensaios oedométricos, ensaios de cisalhamento direto e ensaio triaxial tipo k_0 . Determinou-se ainda as curvas características para três profundidades. Dispondo-se dos resultados de laboratório e de campo, alguns métodos de dimensionamento foram empregados na estimativa da capacidade de carga do grupo de estacas cuja execução fora monitorada e os resultados analisados em relação ao comportamento da estaca verificado na prova de carga. Realizou-se ainda a comparação entre os resultados oriundos do monitoramento da execução das estacas e os resultados provenientes do ensaio SPT. Os resultados obtidos apontam para as técnicas de monitoramento e de análise das provas de carga como ferramentas relevantes nas fases de projeto e execução de fundações em estaca hélice contínua.

ABSTRACT

In the Federal District, whose subsoil consists of a porous collapsible soil layer, the use of deep foundations is commonly required, even for small loads. Deep foundations, such as the continuous flight auger, are usually calculated based on SPT test results. The calculations of bearing capacity for these foundations are most of the time carried out using semi-empirical methods. In order to have a better understanding on the behavior of this type of pile, field and laboratory tests were carried out. A jobsite in Guara II, a satellite city of Brasilia-DF, was chosen for this study. The site investigation consisted of SPT, SPT-T, DMT and a pile load tests, as well as monitoring nine piles of the 234 that composed the foundations of Block "E" in that site. The monitoring of the piles was carried out using a software called SACI, linked to a computer installed in the drill. Data was input in the routine proposed by SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo and Paolucci) to validate the measurements of the work done during digging of each pile. Physical, mineralogical characterization tests were carried out in the laboratory, as well as direct shear and triaxial tests (k_0 tests). The soil characteristic curves were also obtained in samples collected at three depths. With the results from laboratory and field tests, some design methods were employed for the calculation of the load capacity of the piles in the group, whose performance was monitored and the results were compared with the observed behaviour in pile load tests. Further comparisons were made between results from monitored piles and estimates based on SPT test results. The results obtained show that the monitoring techniques and the analysis of the load tests are relevant tools for the design and execution of continuous flight auger foundations.

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO	1
1.1.1	Objetivo Geral	1
1.1.2	Objetivos Específicos	2
1.2	JUSTIFICATIVA DA DISSERTAÇÃO	2
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	HISTÓRICO DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	4
2.2	PROCESSO EXECUTIVO	4
2.2.1	Posicionamento do Equipamento	5
2.2.2	Perfuração	6
2.2.3	Concretagem	7
2.2.4	Instalação da Armação	8
2.3	EQUIPAMENTO UTILIZADO	10
2.4	MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	12
2.4.1	Métodos Semi-Empíricos	13
2.4.1.1	Método de Aoki e Velloso (1975)	13
2.4.1.2	Método de Décourt-Quaresma (1978, 1982)	16
2.4.2	Método Específico para Estaca Hélice Contínua	17
2.4.2.1	Método de Antunes e Cabral (1996)	17
2.4.3	Método de Extrapolação da Curva Carga-Recalque em Provas de Carga	18
2.5	ENSAIOS DE CAMPO	22
2.5.1	Sondagem à Percussão – SPT	22
2.5.1.1	Energia no Ensaio SPT	23
2.5.1.2	Tipo de Martelo	24
2.5.2	Sondagem à Percussão com Medida do SPT-T	26
2.5.3	Ensaio do Dilatômetro Marchetti – DMT	29
2.5.3.1	Parâmetros Intermediários	32
2.6	SOLOS NÃO SATURADOS	37
2.6.1	Curva Característica	43
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	49

3.1	CARACTERÍSTICAS DO LOCAL	49
3.1.1	Monitoramento das Estacas	51
3.1.2	Mineralogia	52
3.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS	53
3.2.1	Ensaio de Caracterização Geotécnica	54
3.2.2	Curva Característica pelo Método do Papel Filtro	55
3.2.3	Ensaio de Cisalhamento Direto	57
3.2.4	Ensaio Oedométricos	59
3.2.5	Ensaio Triaxial Tipo k_0	59
3.3	ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS	62
3.3.1	Ensaio de Penetração Dinâmica – SPT	62
3.3.2	Ensaio de Penetração Dinâmica com Medida de Torque – SPT-T	63
3.3.3	Ensaio Dilatométricos, DMT	63
3.3.4	Prova de Carga	65
4.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	67
4.1	INTRODUÇÃO	67
4.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	67
4.2.1	Análise Mineralógica	67
4.2.2	Caracterização Geotécnica	68
4.3	PERFIL DE UMIDADE.....	72
4.4	CURVA CARACTERÍSTICA	72
4.5	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	75
4.6	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	78
4.7	ENSAIO TRIAXIAL k_0	84
4.8	ENSAIO SPT-T	88
4.9	ENSAIO DILATOMÉTRICO	94
4.9.1	Estimativa de Parâmetros Geotécnicos	97
4.9.1.1	Coeficiente de Empuxo no Repouso (k_0)	97
4.9.1.2	OCR.....	98
4.9.1.3	Ângulo de Atrito.....	99
4.10	PROVA DE CARGA ESTÁTICA	100
4.11	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ATRAVÉS DE MÉTODOS QUE UTILIZAM SPT, SPT-T E ENSAIOS DE LABORATÓRIO	103

4.11.1	Aoki e Velloso (1975)	103
4.11.2	Décourt-Quaresma (1978)	105
4.11.3	Antunes e Cabral (1996).....	106
4.11.4	Método Racional	107
4.12	CONSIDERAÇÕES SOBRE O TRABALHO DISPENDIDO NA EXECUÇÃO DAS ESTACAS	109
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	112
5.1	CONCLUSÕES	112
5.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	113
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS COMPLEMENTARES (NÃO CONSULTADAS)..	123
	ANEXO 1 – PLANTA DE FUNDAÇÃO COM LOCALIZAÇÃO DAS FUNDAÇÕES, PROVA DE CARGA E DILATÔMETRO	127
	ANEXO 2 – MONITORAMENTO DAS ESTACAS SELECIONADAS.....	128
	ANEXO 3 – CROQUI DE LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS SPT ANTES E APÓS PROVA DE CARGA.....	140
	ANEXO 4 – DIFRATOGRAMAS	141
	ANEXO 5 – RELATÓRIO DE SONDAÇÃO ANTES DA CONSTRUÇÃO	149
	ANEXO 6 – RELATÓRIO DE SONDAÇÃO APÓS PROVA DE CARGA	155
	APÊNDICE 1 – GRANULOMETRIAS	157
	APÊNDICE 2 – CORREÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO A PARTIR DA TENSÃO DE RUPTURA	166
	APÊNDICE 3 – CURVAS DE DESLOCAMENTO X TENSÃO CISALHANTE E ENVOLTÓRIA DE RUPTURA.....	167
	APÊNDICE 4 – TRABALHO x SPT DE CADA ESTACA.....	169

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Coeficiente de Transformação F_1 e F_2 (Cintra e Aoki, 2010)	15
Tabela 2.2 - Coeficientes K e α (Aoki e Velloso, 1975 apud Cintra e Aoki, 2010).....	15
Tabela 2.3 - Coeficiente característico do solo (modificado - Cintra e Aoki, 2010)	16
Tabela 2.4 - Valores para o coeficiente α (Décourt <i>et al.</i> , 1996)	17
Tabela 2.5 - Valores para o coeficiente β (Décourt <i>et al.</i> , 1996)	17
Tabela 2.6 - Coeficiente de Antunes e Cabral (1996)	18
Tabela 2.7 - Principais aspectos de alguns métodos de extrapolação em prova de carga	20
Tabela 2.8 - Variação da eficiência de energia transferida às hastes do SPT de acordo com o país e o sistema de martelo (modificado – Cavalcante, 2002).	26
Tabela 2.9 - Classificação do solo (Décourt e Quaresma Filho, 1994)	29
Tabela 2.10 - Relação entre o tipo de solo e o parâmetro I_D (www.damascopenna.com.br) ...	33
Tabela 2.11 - Faixa de variação da sucção de entrada de ar (Ferreira, 2010)	45
Tabela 3.1 - Relação de estacas do Bloco "E"	51
Tabela 4.1 - Minerais identificados nos difratogramas	68
Tabela 4.2 - Ensaio de Caracterização das amostras deformadas	69
Tabela 4.3 - Ensaio de Caracterização e Classificação das amostras indeformadas	70
Tabela 4.4 - Parâmetros de resistência	76
Tabela 4.5 - Resultados dos Ensaio Oedométricos	80
Tabela 4.6 - Valores Obtidos no Ensaio Triaxial tipo k_0	85
Tabela 4.7 - Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972 apud Cavalcante, 2005).....	91
Tabela 4.8 - Resultados do ensaio SPT-T	91
Tabela 4.9 - Resultados obtidos pelo método de Aoki e Velloso (1975).....	104
Tabela 4.10 - Resultados obtidos pelo método de Décourt-Quaresma (1978).....	105
Tabela 4.11 - Resultados obtidos pelo método de Antunes e Cabral (1996)	107
Tabela 4.12 - Resultados pelo método teórico	109

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Etapas de execução das estacas hélice contínua monitorada (www.brasfond.com.br)	5
Figura 2.2 - Localização dos pontos de perfuração na obra	6
Figura 2.3 - Colocação da tampa no trado da hélice	6
Figura 2.4 - Perfuração da hélice no terreno	7
Figura 2.5 - Concretagem: (a) Preparação do caminhão betoneira (b) Lançamento do concreto no carro guia (c) Limpeza do trado	8
Figura 2.6 - Sequência de instalação da armação manualmente	9
Figura 2.7 - Detalhe típico de armação para estaca hélice contínua	9
Figura 2.8 - Equipamento hélice contínua (EM 800/23)	10
Figura 2.9 - Exemplo de relatório de monitoramento de uma estaca	11
Figura 2.10 - Computador de bordo (Sistema SACI)	12
Figura 2.11 - Capacidade e transferência de carga de uma estaca isolada (modificado – Alonso, 1996a)	13
Figura 2.12 - Detalhe do amostrador do ensaio SPT: (a) NBR 6484/2001 (b) ensaio executado	22
Figura 2.13 - Sequência do ensaio: (a) Tripé, (b) Marcação dos 45 cm, (c) Amostrador com amostra coletada, (d) Análise táctil visual	23
Figura 2.14 - Estágios de cravação do amostrador (Odebrecht, 2003)	24
Figura 2.15 - Tipos de martelos usados no SPT (modificado - Seed <i>et al.</i> , 1985 apud Cavalcante, 2002)	25
Figura 2.16 – (a) Sistema Furnas (Gatilho) para martelo de queda livre, (b) Martelo automático do tipo CME (Belicanta e Cintra, 1998)	25
Figura 2.17 - Instalação do torquímetro	27
Figura 2.18 - Equipamento do ensaio: (a) Máquina da cravação (b) Conjunto do equipamento de ensaio (c) Caixa de controle (d) Lâmina dilatométrica	30
Figura 2.19 - Preparação do equipamento para a calibração	31
Figura 2.20 - Ábaco proposto por Campanella e Robertson (1991)	36
Figura 2.21 - Estimativa de ϕ através de k_D baseado no ábaco de Durgunoglu e Mitchell (modificado - Jardim, 1998)	37

Figura 2.22 - Elemento de solo não saturado com a fase gasosa contínua (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).....	38
Figura 2.23 - Sistema ilustrativo das componentes de sucção do solo (Vivian, 2008)	39
Figura 2.24 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).....	41
Figura 2.25 - Envoltória de ruptura não linear de um solo não saturado (De Campos, 1997) .	42
Figura 2.26 - Curva característica típica de solo siltoso (modificado - Fredlund e Xing, 1994).....	43
Figura 2.27 - Diferenças nas curvas características de sucção em função da granulometria dos solos (modificado – Fredlund e Xing, 1994).....	45
Figura 2.28 - Curvas características de amostras compactadas em diferentes umidades (modificado - Vanapalli <i>et al.</i> , 1999).....	46
Figura 2.29 - Previsão da curva característica para diferentes valores de volume específico de vazios (Gallipoli, 2003 apud Ferreira, 2010).....	46
Figura 2.30 - Efeito do estado de tensões na curva característica (Ng and Pang, 2000 apud Zhou e YU, 2005).....	47
Figura 2.31 - Curva característica típica com destaque para secagem e molhagem (Fredlund e Xing, 1994 – modificado por Ferreira, 2010)	48
Figura 3.1 - Localização da obra escolhida.....	50
Figura 3.2 - Posicionamento de moldagem dos corpos de prova para ensaios com amostras indeformadas	54
Figura 3.3 - Moldagem dos corpos de prova com cilindro de PVC	55
Figura 3.4 - Preparação dos corpos de prova para o ensaio: a) Secagem ao ar, b) Umedecimento por gotejamento	56
Figura 3.5 - Preparação dos corpos de prova: a) Papeis filtro e filme plástico, b) Envolvimento com filme de alumínio, c) Acondicionamento em caixa térmica	56
Figura 3.6 - Corpos de prova com parafina no ensaio da balança hidrostática	57
Figura 3.7 - Preparação para o ensaio: a,b) Moldagem, c) Caixa circular utilizada	57
Figura 3.8 - Equipamento utilizado no ensaio: a) Máquina automatizada, b) Sistema computacional de aquisição de dados	58
Figura 3.9 - Programa CATMAN 4.5, vista da interface do programa	58
Figura 3.10 - Célula triaxial tipo k_0 : a) Parte desmontada da célula, b) Célula interna, c) Célula montada (modificado - Aguiar, 2010)	60

Figura 3.11 - Painel utilizado para ensaio triaxial k_0 e aquisitor de dados.....	61
Figura 3.12 - Equipamento utilizado: a) Máquina de cravação, b) Ancoragem sendo instalada, c) Detalhe da ancoragem pronta	64
Figura 3.13 - Localização do ensaio DMT com devida orientação.....	64
Figura 3.14 – Localização das ancoragens na montagem da prova de carga.....	65
Figura 3.15 - Montagem do sistema de reação e dos extensômetros da prova de carga	66
Figura 4.1- Relação umidade - % de agregados.....	70
Figura 4.2 - Curvas Granulométricas dos blocos coletados	71
Figura 4.3 - Perfil de umidade ao longo de um mês.....	72
Figura 4.4 - Curvas características em função da umidade	73
Figura 4.5 - Curvas características em função do grau de saturação.....	73
Figura 4.6 - Curva característica de sucção transformada.....	75
Figura 4.7 - Comparação da amostra com e sem correção: a) natural; b) saturada.....	76
Figura 4.8 - Comparação da amostra com e sem correção: a) natural; b) saturada.....	77
Figura 4.9 - Curvas de deslocamento x tensão cisalhante e envoltória de ruptura - 2,1 m de profundidade - Amostra Natural.....	78
Figura 4.10 - Curvas de deslocamento x tensão cisalhante e envoltória de ruptura - 2,1 m de profundidade - Amostra Saturada.....	78
Figura 4.11 - Relação $C_c - e/e_0$	79
Figura 4.12 – Curva de Compressibilidade.....	80
Figura 4.13 - Curva C_c x Tensão aplicada.....	81
Figura 4.14 - Curva C_c x S_r	82
Figura 4.15 - Curva $e.pF$ x S_r	82
Figura 4.16 - Índice de compressão x Sucção em PF.....	83
Figura 4.17 - Índice de compressão x $e.pF$	84
Figura 4.18 - Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaios Triaxiais tipo k_0 nat.....	85
Figura 4.19 - Relação k_0 total x k_0 efetivo	86
Figura 4.20 - Curva $e.pF$ x S_r	86
Figura 4.21 - Relação tensão radial – C_c nos ensaios oedométricos e triaxial k_0	88
Figura 4.22 - Perfis de SPT antes da construção	89
Figura 4.23 - Perfis de SPT após prova de carga, durante construção	90
Figura 4.24 - Perfis de umidade das sondagens realizadas	92
Figura 4.25 - Relação umidade - N_{SPT}	92

Figura 4.26 - Relação umidade - $T_{máx}$	93
Figura 4.27 - Resultados do torque máximo, residual.....	93
Figura 4.28 - Relação umidade – $T_{máx} / T_{res}$	94
Figura 4.29 - Pressões p_0 e p_1 do ensaio dilatométrico	95
Figura 4.30 - Módulo dilatométrico (E_D), índice do material (I_D) e índice de tensão horizontal (k_D).....	96
Figura 4.31 – Comparação entre umidade e média de E_D	96
Figura 4.32 - Coeficiente de empuxo em repouso obtido no ensaio DMT	97
Figura 4.33 - OCR calculado pelo ensaio DMT	98
Figura 4.34 - Ângulo de atrito obtido no ensaio DMT.....	99
Figura 4.35 - Curva carga - recalque (Equações dos trechos destacados).....	100
Figura 4.36 - Curva carga x recalque	101
Figura 4.37 - Resultado segundo método de Van der Veen (1953)	101
Figura 4.38 - Curva carga x coeficiente de deslocamento (α).....	102
Figura 4.39 - Carga x recalque por adensamento e/ou secundário acumulado	103
Figura 4.40 - Gráfico trabalho x N_{SPT} para a estaca 33ec	110
Figura 4.41 - Gráfico trabalho x Capacidade de Carga para o grupo de estacas analisadas ..	110
Figura 4.42 - Gráfico trabalho acumulado médio x N_{SPT} médio para uma estaca	111

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIÇÕES

a	Coeficiente que define a forma da curva
A	Pressão de deslocamento da membrana em relação a lamina de aço de 0,05mm
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_p	Área da seção transversal (m ²) da ponta na camada de espessura Δ_l
A_{st}	Área da seção transversal da estaca
ASTM	Association Society for Testing and Materials
ATD	Análise termo-diferencial
B	Pressão de deslocamento radial na membrana de 0,05mm
b	Ponto de intersecção com o eixo das ordenadas no gráfico tensão-deformação
B_1	Coeficiente de carga lateral segundo Antunes e Cabral (1996)
B_2	Coeficiente de carga da ponta segundo Antunes e Cabral (1996)
C	Pressão C referente à poropressão
c	Coessão
c'	Coessão efetiva
C_1, C_2	Constantes
C_c	Índice de compressão
C_r	Índice de recompressão
CD	Com defloculante
CATMAN	Software
cm	Centímetros
CME	Central Mining Equipment
CPT	Cone Penetration Test – Ensaio de Penetração do Cone
d	Diâmetro da estaca
D	Diâmetro do círculo circunscrito à estaca
d_{ext}	Diâmetro externo do amostrador

DF	Distrito Federal
DMT	Dilatômetro de Marchetti
E	Modulo de elasticidade ou Módulo de Young
e	Índice de vazios
ED	Módulo Dilatométrico
et al.	"Et alli" - e outros
F ₁ , F ₂	Fatores de correção que consideram o efeito escala e o tipo de estaca
fc	Atrito lateral unitário do ensaio CPT
fck	Resistência Característica do Concreto à Compressão
fs	Adesão média ao longo do comprimento da estaca, considerando o T _{máx}
g	Gramo (s)
G	Densidade das partículas
GO	Goiás
H	Horizontal
h	Altura total de cravação do amostrador
hp	Horse power
IC	Índice de colapsibilidade
I _p	Índice de material
IG	Índice de grupo
K	Coefficiente que depende do tipo de solo
k	Rigidez
k _D	Índice de tensão horizontal
kg	Quilo
kgf.m	Quilograma força vezes metro
kg/m	Quilograma força por metro
kg/m ³	Quilograma força por metro cúbico
kgf/cm ²	Quilograma força por centímetro ao quadrado

kg.m	Quilograma força vezes metro
kN	Quilo Newton
kN.m	Quilo Newton vezes metro
k_0	Coefficiente de empuxo no repouso
$k_{0,NA}$	Coefficiente de empuxo no repouso para normalmente adensada
k_p	Coefficiente de empuxo passivo
kPa	Quilo pascal
l	Comprimento da estaca
L	Profundidade de penetração
m	Metro
M	Modulo edométrico
m ²	Metro ao quadrado
min	Minuto
mm	Milímetro
MPa	Mega pascal
m_v	Coefficiente de variação volumétrica
N	Índice de penetração do SPT
N.m	Newton vezes metro
NBR	Norma Brasileira de Regulamentação
N_{eq}	Resistência equivalente ao valor numérico igual a $T/1,2$
N_{SPT}	Resistência a penetração
N_1	Valor médio do índice de resistência à penetração SPT ao longo do fuste
N_p	Valor médio de golpes entre os três valores correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior
N_2	Nitrogênio
N_{60}	Valor da resistência com 60% de eficiência
N_{72}	Valor da resistência com 72% de eficiência
OCR	Overconsolidation ratio - Razão de sobreadensamento

p	Perímetro da seção transversal da estaca
p_0	Pressão corrigida ao deslocamento de 0,05mm da membrana
p_1	Pressão corrigida ao deslocamento de 1,1 mm da membrana
p_2	Pressão corrigida do retorno da membrana à posição 0,05 mm de deslocamento
pF	Logaritmo da altura de coluna de água em centímetros da pressão correspondente
PVC	Poli cloreto de vinila
Q	Carga vertical no topo da estaca
q'_c	Resistência de ponta do ensaio de Cone (CPT)
q_l	Resistência lateral
q_p	Resistência de ponta
Qult	Carga ruptura
$Q_{ult.}$	Carga última correspondente à assíntota vertical da curva
R	Raio da membrana
r	Deslocamento correspondente à carga Q
RE	Razão de estruturação
r_1	Atrito médio ou adesão do solo ao longo do comprimento da estaca
r_p	Capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação
s	Segundo
SACI	Continuous Flight Auger Instrumentation
SCCAP	Silva, Camapum de Carvalho, Araújo, Paolucci
SD	Sem defloculante
SPT	Standard Penetration Test - Índice de resistência a penetração
SPT -T	Sondagem a percussão com medida de torque
S_u	Resistência não drenada
SUCS	Sistema de Classificação Unificada
S_r	Grau de saturação
T	Torque

tf	Tonelada força
$T_{\text{máx}}$	Torque máximo
TR	Índice de torque
T_{res}	Torque residual
t_1, t_2, t_3	Fases de variação de energia
U	Perímetro da seção transversal do fuste (m)
u_0	Pressão hidrostática no solo
u_a	Pressão de ar
u_w	Pressão de água
V	Vertical
v	Volume específico de vazios
w	Umidade
W	Trabalho medido
Z_m	Desvio do medidor de pressão
σ	Tensão total
σ'_{ho}	Tensão horizontal efetiva
σ'_{vo}	Tensão vertical efetiva
σ'_{ppa}	Tensão de pseudo pré-adensamento
σ_3	Tensão principal maior
σ_d	Tensão desviadora
α	Coefficiente que depende do tipo de solo
α'	Coefficiente de correção de f_s
β	Coefficiente que depende do tipo de solo/estaca
ν	Coefficiente de Poisson
π	Sucção osmótica (capítulo 2.6)
ρ	Recalque

τ	Resistência ao cisalhamento dos solos - tensão cisalhante
μ	Média populacional da distribuição normal
γ	Peso específico
γ_s	Peso específico dos grãos sólidos
ϕ	Angulo de atrito
ϕ'	Ângulo de atrito interno relacionado com a variável de tensão normal
ϕ_{ax}	Ângulo de atrito axissimétrico calculado no ensaio dilatométrico
ϕ^b	Ângulo de atrito do incremento de resistência cisalhante relativa à sucção mátrica
χ	Parâmetro de tensão efetiva proposta por Bishop (1959)
"	Polegada
Σ	Somatório
%	Porcentagem
$(u_a - u_w)$	Sucção matricial
$(\sigma_n - u_a)_f$	Tensão normal ao plano de ruptura na ruptura
ΔA	Pressão de gás relativa à leitura A, em calibração ao ar
ΔB	Pressão de gás relativa à leitura B, em calibração ao ar
Δl	Comprimento da estaca embutida na camada
Δp	Pressão normal

1. INTRODUÇÃO

A engenharia de fundações ao longo de décadas vem evoluindo em busca de novas técnicas executivas capazes de gerar na execução produtividade elevada e ausência de vibrações e ruídos, refletindo a alta capacidade de carga, controle de qualidade e bom desempenho na execução e comportamento da estaca.

A estaca hélice contínua responde a esta demanda. Trata-se de uma estaca moldada e concretada *in loco*, cuja execução consiste na perfuração do solo por meio de uma haste formada por um trado contínuo e seguida da injeção de concreto. Sua aplicação se dá pelas inúmeras vantagens do processo executivo e monitoração na fase de perfuração e concretagem da estaca.

Atualmente as estacas hélice contínua possuem um vasto campo de aplicação nos grandes centros urbanos ganhando cada vez mais interesse comercial. O controle de todos os dados da estaca é efetuado por meio do monitoramento realizado por um computador instalado na máquina de escavação. Inicialmente o software de monitoramento disponibilizava para o executor e o projetista os dados obtidos no campo referentes ao torque e à pressão de concretagem. Recentemente, no entanto, com o advento da metodologia SCCAP (Silva e Camapum, 2010) passou-se a monitorar a energia despendida na execução da estaca.

Nesta metodologia associa-se o trabalho à capacidade de carga da fundação, garantindo um controle de qualidade em tempo real. Na fase de execução é comum ocorrerem intervenções e modificações do projeto devido a erros de locação, variação do solo, etc. Todos estes dados vistos à luz do monitoramento da execução permitem montar uma rotina propiciando ao projetista analisar e determinar ajustes no projeto, podendo inclusive decidir por uma redução de comprimento, gerando economia para o empreendimento.

O crescente uso das estacas hélice contínua no Brasil e em particular na região Centro-Oeste faz com que haja a necessidade de estudos complementares destinados a que se conheça melhor a capacidade de carga e o recalque destas estacas.

Nesta pesquisa analisou-se a capacidade de carga das estacas hélices contínua por meio de métodos de cálculo semi-empíricos, teórico e, ainda, fazendo-se uso do monitoramento na execução e de uma prova de carga estática, do tipo lenta.

1.1 OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO

1.1.1 Objetivo Geral

- Analisar e entender o comportamento de estacas hélice contínua.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar o comportamento de estacas hélice contínua a partir de resultados de laboratório e de campo fazendo-se uso de métodos semi-empíricos e teórico;
- Analisar estes resultados comparativamente aos oriundos de uma prova de carga estática e lenta;
- Analisar os resultados oriundos do monitoramento de estacas hélice contínua em relação aos resultados de ensaios SPT.

1.2 JUSTIFICATIVA DA DISSERTAÇÃO

Com o crescente uso da estaca tipo hélice contínua em fundações de obras civis no Brasil, em particular no Distrito Federal, faz-se necessário entender melhor o comportamento deste tipo de estaca. A determinação da capacidade de carga usada em projeto é geralmente baseada em métodos semi-empíricos que geram na maioria dos casos, super dimensionamento ou problemas na fundação, devido principalmente, a grande variabilidade do perfil de solo regional. Os estudos propostos no âmbito desta dissertação permitirão um melhor entendimento destes métodos aplicados aos solos do Distrito Federal bem como a maior compreensão dos resultados oriundos do monitoramento na execução das estacas hélice contínua.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em cinco capítulos:

Capítulo 1 – São mostradas a importância do tema e justificativa da dissertação, assim como os objetivos da pesquisa.

Capítulo 2 – Este capítulo apresenta a revisão bibliográfica sobre estacas hélice contínua, aspectos do equipamento utilizado, provas de carga, métodos de capacidade de carga, ensaios de campo e sobre solos não saturados.

Capítulo 3 – Este capítulo mostra os materiais utilizados na pesquisa e as metodologias adotadas nos ensaios de campo e de laboratório.

Capítulo 4 – São apresentados os resultados e análises referentes aos ensaios realizados.

Capítulo 5 – Apresenta as principais conclusões do trabalho referentes ao comportamento de estacas hélice contínua, assim como sugestões para futuras pesquisas complementares ao tema abordado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICO DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

O uso de estacas hélices surgiu na década de 50 nos Estados Unidos e sua técnica foi introduzida na Alemanha no início da década de 70, posteriormente foi disseminado por toda a Europa. Magalhães (2005) diz que no Brasil o uso deste tipo de estaca ocorreu em 1987, porém não existia o equipamento adequado para a sua execução, sendo os equipamentos montados sob guindastes de esteiras, com torque de 35 kN.m e diâmetros de hélice de 27,5 cm, 35 cm e 42,5 cm, podendo ser executadas estacas com até 15 m de profundidade.

A primeira publicação técnica brasileira sobre esta estaca ocorreu no Rio de Janeiro em 1989, em que foram relatadas as primeiras pesquisas sobre este tipo de estaca no Brasil (Almeida Neto, 2002). Na década de 90, o aumento de maquinário refletiu no crescente uso deste tipo de estaca, pois foram construídas máquinas com torque de 90 kN.m a mais de 200 kN.m, diâmetros de hélice de até 100 cm e capacidade de execução de estacas com até 24 m de profundidade (Mucheti, 2008). Desse período até os dias atuais vários foram os investimentos das empresas executoras de estacas hélice, sendo possível a sua execução com até 32 m de profundidade, diâmetro de até 120 cm e torque disponível de até 390 kN.m (Tavares, 2009).

Segundo Massad *et al.* (2005) as estacas hélices contínuas se tornaram bastante populares em virtude dos avanços técnicos combinados com o baixo custo, mas que precisam de atenção na execução devido a continuidade das colunas das estacas, a perturbação do solo causada pela extração da hélice e falhas em solos fracos oriundos da aplicação de pressão do concreto. É evidente que a sensibilidade do operador que controla a perfuração da estaca é um fator limitante, pois é necessário um cuidado na execução durante os procedimentos de escavação e extração do trado, que podem causar a descompressão do terreno.

Eles ainda citam que uma das vantagens destas estacas em relação às estacas escavadas seria a eliminação da descompressão do solo. Outra vantagem deste tipo de estaca é a possibilidade do controle de monitoramento eletrônico que fornece a documentação da construção da estaca.

2.2 PROCESSO EXECUTIVO

A estaca hélice contínua é uma estaca de concreto moldada *in loco*, escavada, executada por meio de um trado contínuo, do tipo hélice. É executada de acordo com as etapas a seguir:

posicionamento do equipamento, perfuração, concretagem simultânea à extração do trado da hélice e instalação da armadura (Figura 2.1). Para este tipo de estaca, a retirada do solo pela extração do trado junto ao bombeamento do concreto serve para evitar o desconfinamento do solo durante a escavação.

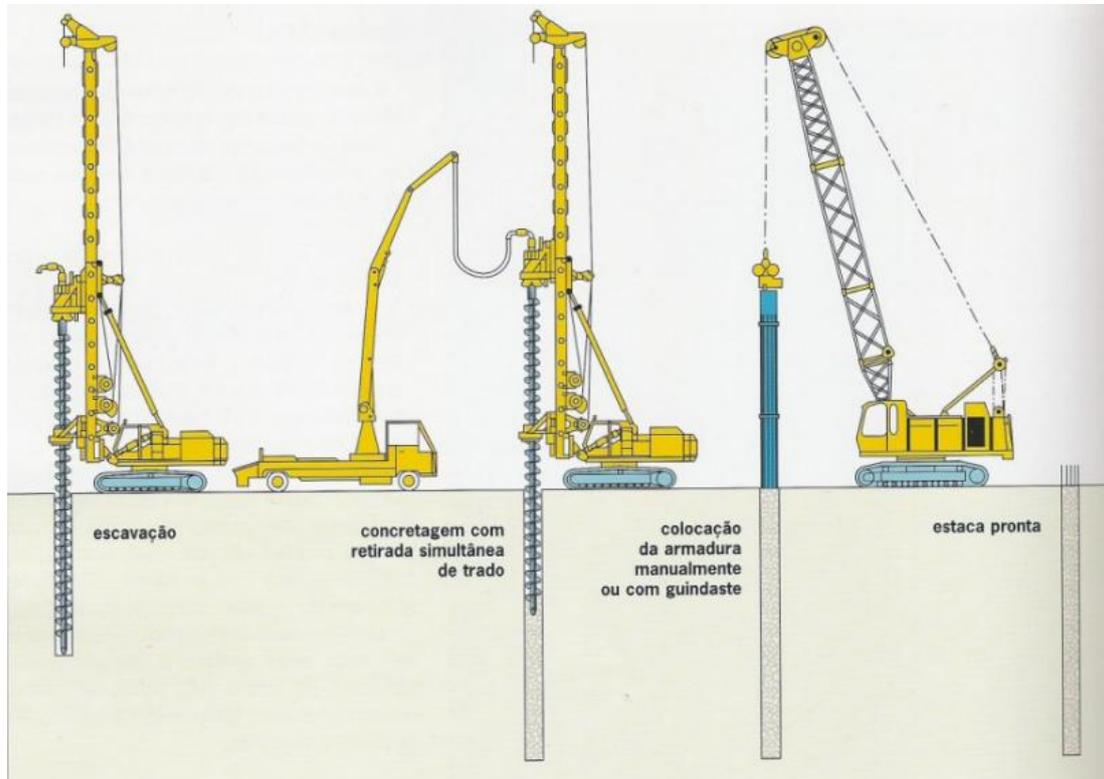


Figura 2.1 - Etapas de execução das estacas hélice contínua monitorada
(www.brasfond.com.br)

2.2.1 Posicionamento do Equipamento

O posicionamento do equipamento está relacionado com as diretrizes do projeto e com a localização do eixo da estaca executada. Após a locação, os locais da execução da estaca deverão seguir recomendações de projeto que normalmente são escavações com 15 cm de diâmetro e 0,25 m de profundidade, sendo posteriormente preenchidas com areia para localização das estacas a serem perfuradas.

A preparação da máquina para a perfuração é realizada com o alinhamento da torre com o pino (Figura 2.2) que é colocado durante a locação. Todo este processo é controlado eletronicamente pelo operador da máquina e seus auxiliares que indicam a posição do encaixe da torre com o pino.



Figura 2.2 - Localização dos pontos de perfuração na obra

Antes de realizar a perfuração da estaca é preciso evitar a entrada de solo ou água na haste, para isso é posicionada na hélice uma tampa metálica que está fixada por uma corrente no trado (Figura 2.3). Na introdução da hélice no solo, o sistema de monitoramento registra os valores de profundidade de penetração, velocidade de rotação da hélice, velocidade de avanço e pressão do torque aplicado.



Figura 2.3 - Colocação da tampa no trado da hélice

2.2.2 Perfuração

A perfuração consiste na penetração da hélice no terreno (Figura 2.4) por meio de torque apropriado para vencer a sua resistência. A haste de perfuração é formada por uma hélice espiral soldada a um tubo central, sendo composta por dentes na extremidade inferior que possibilitam a sua penetração no terreno.

Durante a introdução do trado é importante minimizar o eventual desconfinamento provocado pela remoção excessiva do solo durante a sua penetração. No Distrito Federal, o desconfinamento do solo ocorre principalmente nas camadas mais resistentes ($N_{SPT} = 30$) em que há a necessidade de aplicar torques maiores provocando o inevitável alívio na perfuração (Tavares, 2009).

A perfuração contínua sem a retirada da hélice não permite alívios significativos do terreno. Isso permite a execução em terrenos coesivos e arenosos, na presença ou não do lençol freático, atravessando camadas de solos resistentes com índices de resistência à penetração acima de 50, dependendo do tipo de equipamento utilizado. A velocidade de perfuração gera uma produtividade de 200 a 400 m por dia dependendo do diâmetro, da profundidade e da resistência do terreno (Heiss, 2008 e Mucheti, 2008).



Figura 2.4 - Perfuração da hélice no terreno

2.2.3 Concretagem

A concretagem é realizada após alcançar a profundidade desejada, bombeando concreto através do tubo central e preenchendo a cavidade deixada pela hélice que é extraída de forma lenta e contínua garantindo que até o final da concretagem haja um sobreconsumo de concreto e a pressão sobre o mesmo seja positiva ou zero.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) recomenda que o concreto seja bombeável com resistência f_{ck} de 20 MPa, composto de cimento, areia, pedrisco e pedra 1, cujo consumo mínimo de cimento é de 350 kg/m³, sendo facultada a utilização de aditivos. O concreto comumente utilizado no Distrito Federal tem f_{ck} de 20 MPa para um consumo mínimo de 400 a 450 kg/m³, composto de areia e brita 0, e slump entre 20 e 24 cm. A diferença de materiais utilizados no DF e a norma, se deve em virtude da garantia de fluidez do concreto utilizado durante a concretagem.

O fator água cimento é de 0,53 a 0,56; a exsudação $\leq 1,0\%$, teor de ar incorporado $\geq 1,5\%$ e início de pega $\geq 3,0$ horas. Normalmente usa-se uma bomba de

concreto ligada ao equipamento de perfuração através de mangueira flexível. O preenchimento da estaca com concreto é executado até a superfície de trabalho, sendo possível o seu arrasamento abaixo da superfície do terreno, levando em consideração as precauções quanto à estabilidade do furo no trecho não concretado e a colocação da armação (Fundesp, 2009).

O concreto é injetado sob pressão positiva da ordem de 50 a 100 kPa, com o intuito de garantir a continuidade e a integridade do fuste da estaca. Primeiramente deve-se garantir que a ponta do trado, durante a perfuração, tenha atingido um solo que permita a formação da “bucha”, para que o concreto injetado se mantenha abaixo da ponta da estaca, evitando que o mesmo suba pela interface solo-trado (Neto, 2002).

Após se alcançar a profundidade de projeto, o operador deverá levantar a hélice a uma altura de 15 a 30 cm para que o concreto sob pressão expulse a tampa. Antes de se iniciar o levantamento do trado por completo, o concreto deverá ser bombeado para que se desenvolva uma pressão do mesmo no fundo do furo. Se a elevação for excessiva, o alívio de tensões na parede do buraco abaixo da hélice pode ser grande, sendo assim, poderá haver perturbações, que resultará em uma mistura de concreto com solo no pé da estaca (Brown *et al.*, 2007). Ao mesmo tempo em que o trado é removido, ocorre a limpeza da hélice com a extração do solo (Figura 2.5).



Figura 2.5 - Concretagem: (a) Preparação do caminhão betoneira (b) Lançamento do concreto no carro guia (c) Limpeza do trado

2.2.4 Instalação da Armação

A armação deverá ter um formato de gaiola sendo colocada logo após a concretagem da estaca, e deverá ser projetada avaliando o peso e a rigidez de acordo com seu

comprimento. Ela poderá ser introduzida por gravidade ou com auxílio de um pilão de pequena carga (Figura 2.6).



Figura 2.6 - Sequência de instalação da armação manualmente

As “gaiolas” são formadas por barras grossas com estribos em forma helicoidal soldados nas barras circulares com a extremidade inferior em formato de seção tronco-cônica (“pé”), num trecho de 1 m, para facilitar a sua introdução no concreto. Para isso é necessário que o concreto possua um *slump* elevado e que o tempo decorrido entre o término da concretagem e a colocação da armadura seja o menor possível. Com a ferragem de travamento (Figura 2.7) podemos garantir uma maior rigidez na colocação da armadura, maiores que 10 m.

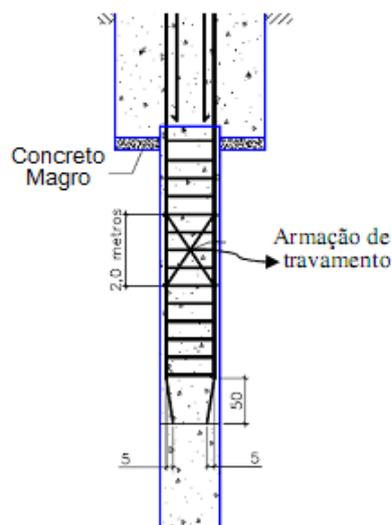


Figura 2.7 - Detalhe típico de armação para estaca hélice contínua

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), as estacas submetidas a esforços de compressão normalmente não necessitam de armação, mas podem utilizar uma armação de ligação com o bloco. Para estacas submetidas a esforços de tração, é necessário o uso de armações longas, com formato de estribos em espiral soldados na armação longitudinal, para evitar

deformações durante a execução do fuste da estaca. Já a armação longitudinal deve ser projetada para garantir o peso e rigidez compatível com seu comprimento. Velloso e Alonso (2000) sugerem no mínimo 3 m para estacas com diâmetro até 50 cm e 5 m para as demais, abaixo da cota de arrasamento.

2.3 EQUIPAMENTO UTILIZADO

O equipamento empregado para cravar a hélice no terreno é composto de um guindaste de esteiras, em que é montada a torre vertical de altura apropriada à profundidade da estaca. Está equipada com guias por onde ocorre o acionamento hidráulico com torque determinado em função do diâmetro e profundidade da estaca. Como parte do procedimento são utilizados comandos eletrônicos, carrinho guia, guincho, trado contínuo de vários diâmetros e prolongador metálico, bomba de injeção de concreto, mangote de acoplagem da bomba de injeção à haste, bomba d'água com mangote de 2 ½" e caixa para limpeza da linha de concretagem a cada parada prolongada.

O equipamento utilizado na pesquisa foi o EM 800/23 (Figura 2.8), com uma potência instalada de 148 hp, torque máximo caixa de 12000 kg.m, profundidade máxima de 23 m, diâmetro máximo de 800 cm.

A torre metálica deve possuir altura que varia de acordo com a profundidade da estaca. O torque apropriado ao diâmetro e a profundidade da estaca é aplicado pela mesa rotativa, e esta possui um guincho dimensionado em função dos esforços de tração necessários para a extração do trado. Durante a etapa da concretagem, a mesa rotativa é quem recebe a mangueira de concreto proveniente da bomba.

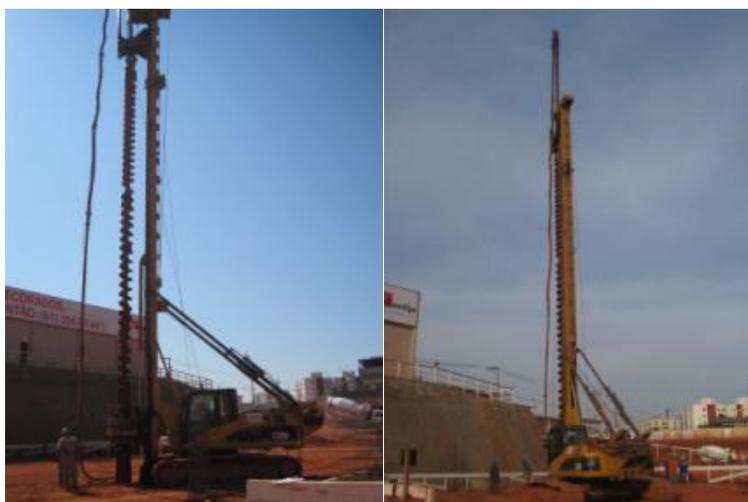


Figura 2.8 - Equipamento hélice contínua (EM 800/23)

Atualmente, os equipamentos disponíveis permitem executar estacas de no máximo 30 m de profundidade e inclinação de até 1:4 (H:V). Esses equipamentos destacam-se pela alta produtividade e versatilidade, e possuem todos os itens tecnológicos e operacionais das perfuratrizes de grande porte. O controle da pressão de bombeamento do concreto é realizado por meio de um painel digital que informa os dados da execução da estaca, como: inclinação da haste, profundidade da perfuração, torque e velocidade de rotação da hélice, pressão de injeção, perdas e consumo de concreto. Todos estes parâmetros são registrados em formato de relatórios com todas as informações de campo, durante a fase de execução da estaca (Figura 2.9).

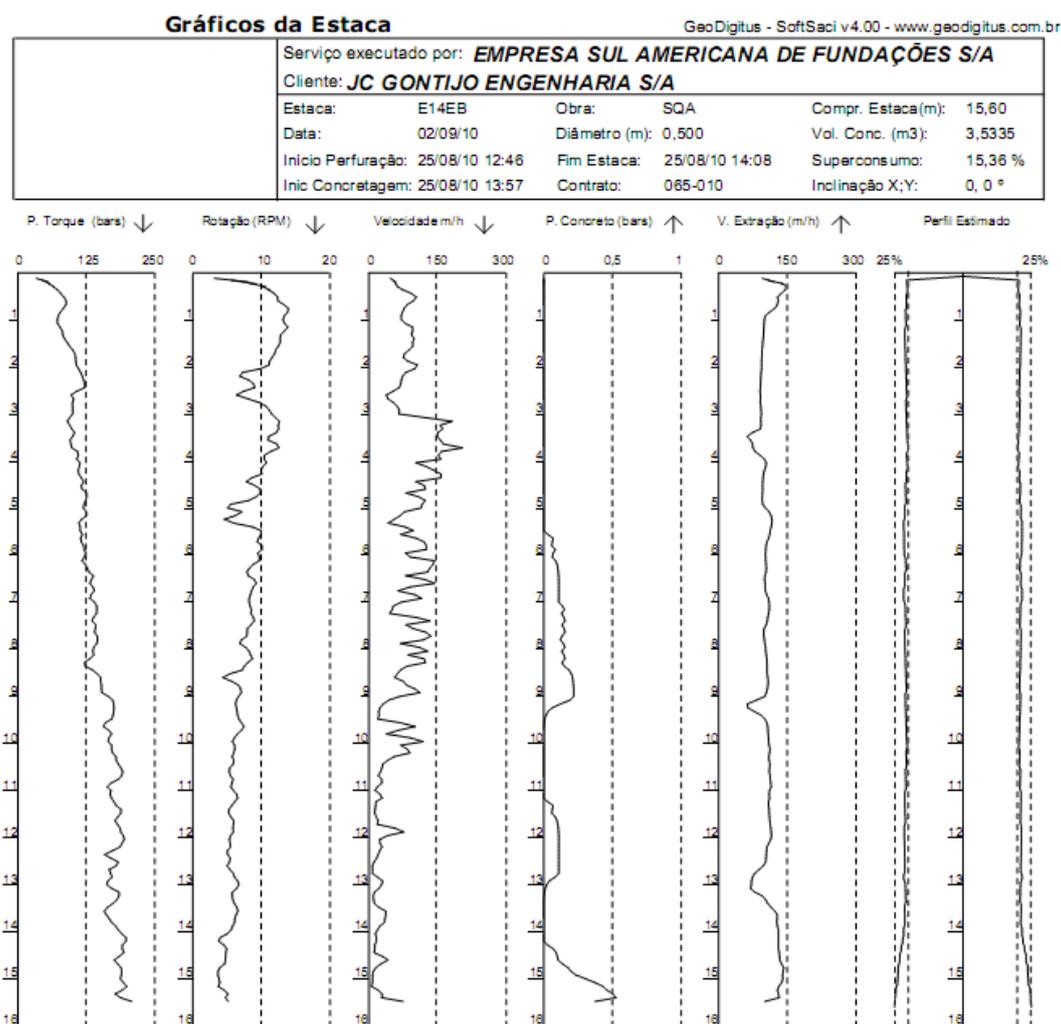


Figura 2.9 - Exemplo de relatório de monitoramento de uma estaca

O monitoramento no campo é feito com um micro computador acoplado na máquina que registra os dados e posteriormente, são gerados relatórios (Figura 2.10), por meio de um sistema computadorizado de controle executivo de hélice contínua, da empresa Geodigitus, o

SACI (*Continuous Flight Auger Instrumentation*). O SACI é um instrumento de medida formado por um computador e vários sensores que são instalados na perfuratriz através de cabos elétricos, de forma que a instalação do sensor de pressão do concreto é feita através de *link* de rádio, eliminando-se o cabeamento elétrico deste sensor e os problemas comuns de ruptura deste cabeamento (Ramos, 2011).



Figura 2.10 - Computador de bordo (Sistema SACI)

2.4 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define carga admissível de uma estaca como sendo a força aplicada sobre a estaca que provoca recalques compatíveis com a construção e fornece segurança contra a ruptura do solo e do elemento de fundação.

A capacidade de suporte tem influência da carga que gera o maior recalque da estaca sob um carregamento constante, ou ainda sob a carga que a cabeça da estaca pode atingir até um valor limite. A capacidade de carga admissível de uma estaca é obtida com a divisão da capacidade de carga por um coeficiente de segurança, que varia de 1,6 a 2. Ela é dividida em uma parcela de resistência lateral (q_l) e outra resistência de ponta (q_p), sendo a parcela lateral dada pelo produto do atrito médio ou adesão do solo ao elemento de fundação pela superfície lateral do fuste do elemento de fundação (Equação 2.1).

$$Q_{ult} = q_l + q_p \quad (2.1)$$

Onde:

q_l = resistência lateral;

q_p = resistência de ponta.

A parcela da ponta é o produto da capacidade de carga da camada de solo que apoia a fundação pela área da projeção da ponta do elemento estrutural sobre um plano perpendicular ao seu eixo (Figura 2.11).

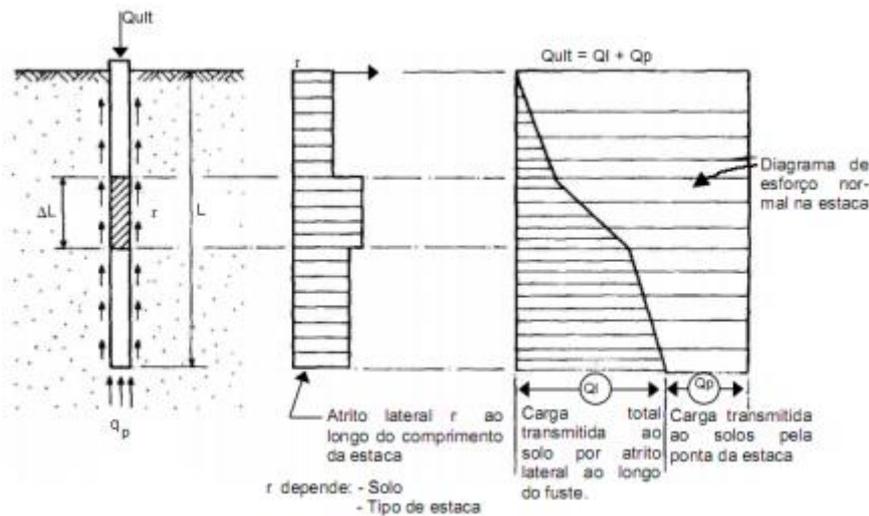


Figura 2.11 - Capacidade e transferência de carga de uma estaca isolada
(modificado – Alonso, 1996a)

O solo por ser um elemento pouco resistente, tem sua capacidade de carga associada às características geotécnicas finais do maciço que envolve a estaca. Cintra e Aoki (2010) citam que a capacidade de carga é influenciada pela cravação das estacas causando redução da resistência que posteriormente é recuperada, ou ainda pelas variações sazonais em relação ao teor de umidade.

Assim, a capacidade de carga do maciço pode ser avaliada por métodos racionais ou teóricos que utilizam soluções de capacidade de carga a partir de parâmetros do solo; e os semi-empíricos que se baseiam em correlações entre a capacidade de carga do elemento resultante dos ensaios de penetração dinâmica (Standart Penetration Test – SPT) ou ensaio de penetração estática (Cone Penetration Test – CPT) (Lobo, 2005).

A seguir são apresentados alguns tipos de métodos semi-empíricos utilizados na engenharia para prever a capacidade de carga de estacas sob carregamento axial para estacas do tipo hélice contínua.

2.4.1 Métodos Semi-Empíricos

2.4.1.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Este método foi apresentado para o cálculo da carga última (Q_{ult}) em função dos valores da resistência de ponta (q_p) e da resistência lateral (q_l) medidos no ensaio CPT. Ele propõe que tanto as tensões-limite de carga última de ponta quanto a de atrito lateral são avaliadas em função da tensão de ponta medida no ensaio CPT. Porém, para se aplicar a metodologia que

considera os resultados de ensaios de campo executados no Brasil, foram feitas correlações entre os valores determinados em campo por ambos os ensaios (CPT, SPT).

Aviz (2006) explica que este método prevê a capacidade de suporte de uma estaca baseado nas informações fornecidas pelo ensaio SPT, ou seja, de acordo com a descrição das camadas que compõem a estratigrafia do subsolo, nível do lençol freático e número de golpes do ensaio (N_{SPT}). Ainda não existem distinções com relação ao uso de diferentes tipos de amostradores do ensaio. Em relação ao tipo de martelo, cada um possui características peculiares que podem diminuir ou aumentar as perdas de energia do sistema. No item 2.5.1 serão apresentados alguns modelos com seus aspectos principais.

No cálculo da capacidade de carga, temos que a parcela de atrito lateral é dada pela Equação 2.2, e a parcela de ponta pela Equação 2.3.

$$q_l = U \cdot \sum(r_l \cdot \Delta_l) \quad (2.2)$$

$$q_p = r_p \cdot A_p \quad (2.3)$$

Em que:

r_l = adesão ou atrito (kPa) na camada de espessura Δ_l (m);

r_p = capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação (kPa);

A_p = área da seção transversal (m^2) da ponta na camada de espessura Δ_l ;

Δ_l = espessura da camada;

U = perímetro da seção transversal do fuste (m).

Sendo que o r_l e r_p podem ser correlacionados com o ensaio CPT por meio dos valores de resistência de ponta do cone (q'_c) e atrito lateral (f_c):

$$r_p = \frac{q'_c}{F_1} \quad (2.4)$$

$$r_l = \frac{f_c}{F_2} \quad (2.5)$$

Em que:

q'_c = resistência de ponta do ensaio CPT;

f_c = atrito lateral unitário do ensaio CPT;

F_1 e F_2 = fatores de correção considerando o efeito escala e o tipo de estaca (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Coeficiente de Transformação F_1 e F_2 (Cintra e Aoki, 2010)

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5
Pré - moldada	$1 + D/0,80$	$2F_1$
Metálica	1,75	3,5
Escavadas	3	6
Raiz, Hélice e Ômega	2	4

Como já citado, no Brasil por não se utilizar corriqueiramente o ensaio CPT, o valor da resistência de ponta pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), assim tem-se:

$$q'_c = K \cdot N_{SPT} \quad (2.6)$$

$$f_c = \alpha \cdot q'_c \quad (2.7)$$

Sendo K e α função do tipo de solo (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 - Coeficientes K e α (Aoki e Velloso, 1975 apud Cintra e Aoki, 2010)

Tipo de Solo	K (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3
Areia argilo - siltosa	500	2,8
Silte	400	3
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3
Argila	200	6
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila Siltosa	220	4
Argila silto-arenosa	330	3

Assim, a capacidade de suporte da estaca isolada pode ser dada por:

$$Q_{ult} = \frac{A_p \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_1} + U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \cdot \Delta l \quad (2.8)$$

2.4.1.2 Método de Décourt-Quaresma (1978, 1982)

O método de Décourt e Quaresma (1978) é baseado na análise de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas. Este mesmo processo de cálculo pode ser aplicado também para estacas tipo Franki, Strauss e escavadas em geral (hélice contínua e injetadas). Trata-se de um método expedito que estima a capacidade de carga de ruptura considerando os ensaios de SPT. De acordo com Magalhães (2005) este método foi atualizado por Décourt e Quaresma (1991) com a introdução do conceito de N_{eq} oriundo do ensaio SPT-T, de forma que o N_{eq} é definido como o valor do torque, em kgf.m, dividido por 1,2.

Ele propõe que a parcela de atrito lateral seja dada pela Equação 2.9 e a parcela de ponta pela Equação 2.10.

$$q_l = r_l \cdot U \cdot L \quad (2.9)$$

$$q_p = r_p \cdot A_p \quad (2.10)$$

Em 1982, Décourt e Quaresma realizaram modificações com o objetivo de obter melhorias no cálculo da capacidade de suporte de estacas escavadas. O cálculo do valor de r_l (Equação 2.11) é feito com o valor médio do índice de resistência à penetração SPT ao longo do fuste (N_l), adotando limites de $3 \leq N_l \leq 15$, sem considerar a resistência de ponta, e para estacas de deslocamento, o valor superior muda de 15 para 50.

$$r_l = \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \times 10 \quad (\text{kPa}) \quad (2.11)$$

Para o cálculo do valor de r_p utiliza-se a Equação 2.12, em que o K é o coeficiente característico do solo (Tabela 2.3) e N_p é valor médio de golpes entre os três valores correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

$$r_p = K \cdot N_p \quad (2.12)$$

Tabela 2.3 - Coeficiente característico do solo (modificado - Cintra e Aoki, 2010)

Tipo de Solo	K (kPa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

* Rochas alteradas (solo residual)

Décourt *et al.* (1996) introduzem os coeficientes α e β na fórmula de capacidade de carga, para a aplicação em estacas escavadas com lama bentonítica, escavadas em geral, hélice contínua, raiz, etc. Os valores destes coeficientes são apresentados na Tabela 2.4 e Tabela 2.5. Assim, a capacidade de carga última é dada por:

$$Q_{ult} = \alpha \cdot q_p + \beta \cdot q_l \quad (2.13)$$

Onde,

Q_{ult} = carga última;

α e β = coeficientes tabelados que dependem do tipo de solo e estaca;

q_p = parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca;

q_l = parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

Tabela 2.4 - Valores para o coeficiente α (Décourt *et al.*, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabela 2.5 - Valores para o coeficiente β (Décourt *et al.*, 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos Residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

2.4.2 Método Específico para Estaca Hélice Contínua

2.4.2.1 Método de Antunes e Cabral (1996)

Os autores propõem um método utilizando os dados de N_{SPT} , com base nos dados de nove provas de carga, com diâmetros de estacas de 35,5 e 75 cm. A parcela de ponta é dada pela equação 2.14 e a parcela lateral pela equação 2.15.

$$q_p = N \cdot A_p \cdot B_2 \quad (2.14)$$

$$q_l = \pi \cdot d \cdot \Sigma N \cdot B_1 \cdot \Delta l \quad (2.15)$$

Sendo,

N = número de golpes do SPT;

A_p = área da ponta da estaca (cm^2);

B_2 = coeficiente de carga de ponta (Tabela 2.6);

d = diâmetro da estaca;

B_1 = coeficiente de atrito lateral (Tabela 2.6);

Δl = comprimento da estaca embutida na camada (cm).

Obs.: Deve-se ter $B_2 \cdot N_p \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$

Tabela 2.6 - Coeficiente de Antunes e Cabral (1996)

SOLO	B_1 (%)	B_2 (%)
Areia	4,0 → 5,0	2,0 → 2,5
Silte	2,5 → 3,5	1,0 → 2,0
Argila	2,0 → 3,5	1,0 → 1,5

2.4.3 Método de Extrapolação da Curva Carga-Recalque em Provas de Carga

Vários são os métodos utilizados na engenharia para previsão da capacidade de suporte de estacas sob carregamento axial. Desta forma a alta variabilidade das previsões obtidas com a aplicação destes métodos gera dificuldades na escolha do melhor critério de utilização, uma vez que a escolha depende apenas do engenheiro com posse dos valores das propriedades do solo do local.

A forma da curva carga-recalque é resultado da interação solo-estaca, tanto para atrito lateral como para a ponta, e indica a medida final do comportamento da estaca. Com esta relação é possível identificar a proporcionalidade entre cargas e recalques, a deformação visco-plástica em que a velocidade de carregamento exerce grande influência sobre os recalques, e a definição da carga de ruptura (Garcia, 2006).

A execução de provas de carga estáticas no Brasil é normalizada pela NBR 12131 (ABNT, 2006), podendo ser de carregamento lento ou rápido. Para o carregamento lento, os estágios de aplicação de carga, não superiores a 20% da carga de trabalho da estaca e devem ser mantidos até a estabilização dos recalques ou por um tempo mínimo de 30 minutos. Já para o carregamento rápido os acréscimos não podem ser superiores a 10% da carga de trabalho, sendo mantidos por 5 minutos independentemente da estabilização dos recalques da estaca. As provas de carga estáticas consistem em um método para avaliação de desempenho, embora para obras de grande porte as provas de carga tem como objetivo a estimativa da capacidade de carga (Aviz, 2006).

Como nem sempre as provas de carga são levadas até a ruptura física, existe a necessidade de limitar valores de carga para o uso em fundações. Vários foram os métodos de extrapolação da curva carga-recalque para provas de carga interrompidas antes da ruptura do sistema de fundação. Alguns critérios propostos serviram para representar o comportamento da curva característica da interação solo-estrutura, ou simular curvas a partir de um ponto o qual a carga de ruptura não pode ser alcançada. Dentre os vários métodos existentes, podem ser citados: Van Der Veen (1953), Chin (1970), Mazurkiewicz (1972), Davisson (1973), Decóurt (1995) e NBR 6122/2010. Para esta pesquisa trabalhou-se com o método de Van Der Veen (1953), que será exposto a seguir. A Tabela 2.7 apresenta os principais aspectos dos demais métodos acima citados.

O método de Van der Veen (1953) apud Mota (2003) considera a curva carga-recalque sendo representada por uma função exponencial com a seguinte equação:

$$Q = Q_{ult.} \cdot (1 - e^{-ar}) \quad (2.16)$$

Em que:

Q = carga vertical aplicada no topo da estaca (kN);

$Q_{ult.}$ = carga última correspondente à assíntota vertical da curva (kN);

r = deslocamento correspondente à carga Q (mm);

a = coeficiente que define a forma da curva.

Reescrevendo a função $Q = Q(r)$ tem-se a Equação 2.17, que corresponde a uma reta que passa pela origem, quando plotada em uma escala semilogarítmica de base neperiana.

$$ar = -\ln \left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}} \right) \quad (2.17)$$

A partir dos pontos (Q, r) resultantes da prova de carga, arbitram-se valores de carga de ruptura (R) que conduzem à melhor regressão linear dada pelos pontos $[-\ln(1-Q/Q_{ult}), r]$. Estes valores são plotados em um gráfico e observa-se o alinhamento dos pontos, caso o resultado seja um gráfico reto, o valor de R corresponde à carga de ruptura (Mota, 2003).

Aoki (1976) observou que a não obrigatoriedade de passar pela origem do sistema de coordenadas pode melhorar a regressão, propondo assim, uma extensão da expressão de Van der Veen (1953) conforme a Equação 2.18 (Mota, 2003).

$$Q = Q_{ult.} \cdot (1 - e^{-(a\rho+b)}) \quad (2.18)$$

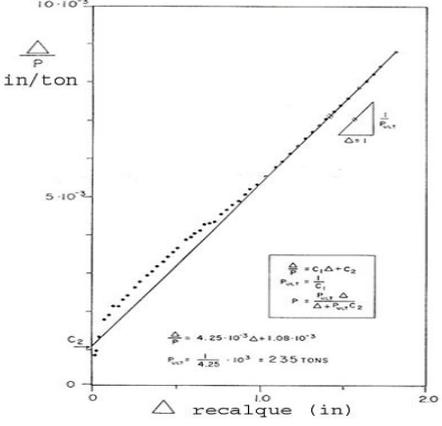
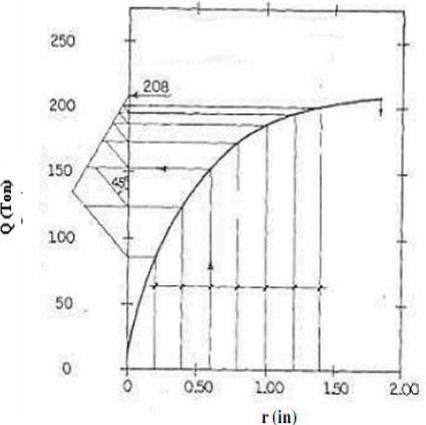
Onde:

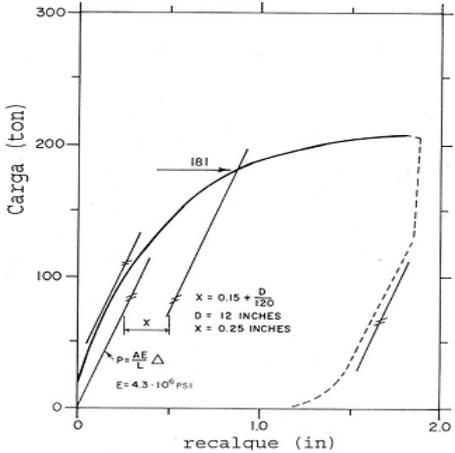
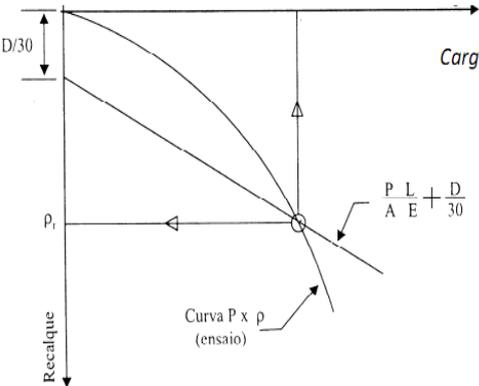
ρ = recalque;

b = ponto de intersecção com o eixo das ordenadas no gráfico de tensão-deformação.

De acordo com Décourt e Niyama (1994) apud Paschoalin Filho (2008), o critério de Van der Veen (1953) é aplicável somente quando o ensaio atinge dois terços da carga de ruptura. Para provas de carga que não atingiram a ruptura fica impossível estipular um valor para uso deste método. Considera-se neste método duas condições: a primeira onde o formato da curva carga-recalque é do tipo exponencial, e a segunda em que o modo de ruptura é do tipo físico correspondendo a recalques teoricamente infinitos. Desta maneira é de se esperar que este método não forneça parâmetros satisfatórios em condições diferentes das anteriormente citadas (Paschoalin Filho, 2008).

Tabela 2.7 - Principais aspectos de alguns métodos de extrapolação em prova de carga

MÉTODO	DESCRIÇÃO	FORMULAÇÃO
<p>CHIN (1970)</p> 	<p>Assume que a curva carga vs recalque quando próximo da carga de ruptura possui forma hiperbólica. Cada valor da carga é dividido para cada valor correspondente de recalque e o valor resultante é dado em função do recalque. Os valores traçados assumem uma linha reta, e o inverso do coeficiente angular do trecho reto é a carga de ruptura (GARCIA, 2006).</p>	$\frac{\rho}{Q} = C_1 \cdot \rho + C_2$ $Q = \frac{Q_{ult} \cdot \rho}{\rho + Q_{ult} \cdot C_2}$ $Q_{ult} = \frac{1}{C_1}$ <p>Sendo: ρ = recalque; Q = carga aplicada; Q_{ult} = carga de ruptura; C_1 e C_2 = constantes.</p>
<p>MAZURKIEWICZ (1972)</p> 	<p>Baseado em uma série de k valores de recalque, igualmente espaçados e escolhidos (AVIZ, 2006). Pelos pontos obtidos são traçadas retas verticais e onde interceptar o eixo das cargas, são traçadas retas a 45° com a horizontal, até interceptarem as verticais correspondentes. Pelos pontos obtidos traça-se a reta resultante, cuja interseção com o eixo das abscissas fornece a carga de ruptura (MOTA, 2003).</p>	$Q_{ult} = \frac{\alpha}{1 - \beta}$ <p>Sendo: Q_{ult} = carga de ruptura; α e β = coeficiente do modelo.</p>

MÉTODO	DESCRIÇÃO	FORMULAÇÃO
<p>DAVISSON (1973)</p> 	<p>Ruptura admitida para um recalque normatizado em que o deslocamento do topo da estaca na ruptura é igual à compressão estática mais o deslocamento de ruptura da ponta. Tem a vantagem de permitir ao engenheiro, durante a execução da prova de carga, conhecer antecipadamente, o valor do recalque correspondente a Q_{lim} em função do comprimento e diâmetro da estaca ensaiada (GARCIA, 2006).</p>	$\rho = \frac{Q \cdot l}{A \cdot E} + \frac{D}{120} + 3,8 \text{ mm}$ <p>Sendo: ρ = recalque; Q = carga aplicada; l = comprimento da estaca; A = área da seção transversal da estaca; E = módulo de elasticidade; D = diâmetro da estaca (mm).</p>
<p>DÉCOURT (1996)</p>	<p>Hipótese de que a rigidez pode ser determinada pela relação entre carregamento aplicado no topo da estaca e o deslocamento, para qualquer estágio de carregamento (PASCHOALIN FILHO, 2008). É indicada para provas de carga com recalques elevados, não servindo para estacas escavadas, já que sua curva $k \times Q$ é em geral uma assíntota sub-horizontal com pequeno coeficiente angular (AVIZ, 2006).</p>	$k = \alpha + \beta \cdot Q$ $Q_{ult} = -\frac{\alpha}{\beta}$ <p>Sendo: k = rigidez; Q = carregamento; α e β = coeficiente obtido pela regressão linear dos dados de campo; Q_{ult} = carga última.</p>
<p>NBR 6122 (2010)</p> 	<p>Quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga vs recalque não indica uma carga de ruptura definida, e sim, um crescimento contínuo do recalque com a carga (MOTA, 2003).</p>	$\rho = \frac{Q \cdot l}{A_{st} \cdot E} + \frac{D}{30}$ <p>Sendo: ρ = recalque de ruptura; Q = carga de ruptura; l = comprimento da estaca; A_{st} = área da seção transversal da estaca; E = módulo de elasticidade; D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.</p>

2.5 ENSAIOS DE CAMPO

Todo projeto de fundação para sua segurança e economia necessita do reconhecimento das condições do subsolo para assim definir a sua capacidade de suporte. No Brasil, de acordo com Specht (2008) apud Cunda (2009), o custo da execução de sondagens de reconhecimento varia de 0,2 a 0,5% do custo total da obra, sendo estas informações um fator essencial para a previsão de custos relacionados ao projeto e sua solução.

2.5.1 Sondagem à Percussão – SPT

O ensaio de penetração dinâmica (SPT) é uma técnica de investigação capaz de amostrar o subsolo com o procedimento simples e de baixo custo. Seu objetivo é avaliar o tipo de solo atravessado e medir a resistência através do índice N_{SPT} , podendo determinar o nível de água após a sua perfuração.

Esse ensaio é normalizado pela NBR 6484 (ABNT, 2001), e consiste em obter o valor do índice de resistência à penetração, que corresponde ao número de golpes necessários para a penetração dos 30 cm finais do amostrador padrão no solo (Figura 2.12). Esta cravação é feita por meio de golpes de um martelo padronizado de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm, com o auxílio de um tripé (Figura 2.13a). Posteriormente a esta cravação é feita a análise tátil visual do material coletado a cada metro de profundidade pelo amostrador (Figura 2.13c e Figura 2.13d).

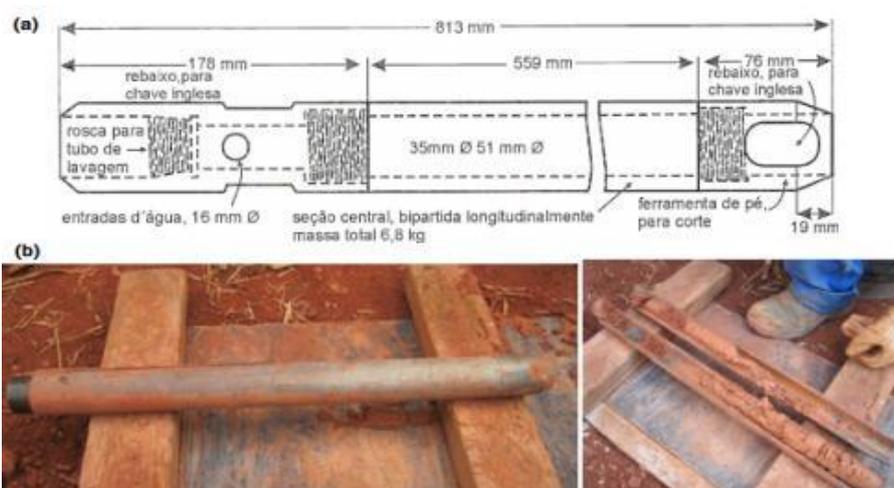


Figura 2.12 - Detalhe do amostrador do ensaio SPT: (a) NBR 6484/2001 (b) ensaio executado



Figura 2.13 - Sequência do ensaio: (a) Tripé, (b) Marcação dos 45 cm, (c) Amostrador com amostra coletada, (d) Análise tátil visual

Embora o ensaio não seja padronizado quanto ao controle da energia utilizada no ensaio, Ranzini (1988) sugeriu que fosse medido o torque que superasse o atrito lateral do amostrador ao final do ensaio, sendo o amostrador retirado ao final do ensaio. Isso se aplica para solos com $N_{SPT} < 20$ (Guimarães, 2002). Vários foram os testes realizados, e em 1996, Ranzini convencionou a sigla SPT-T, aceita em todo meio técnico.

Este procedimento de acordo com Alonso (1994) serviria para reduzir parte dos erros gerados no ensaio SPT, como o peso do martelo, altura de queda, atritos múltiplos, peso e rigidez das hastes, etc., contudo o ensaio ainda está sujeito a erros referentes ao estado da parede lateral do amostrador, à velocidade de aplicação da torção, erros de leitura, sistemáticos e acidentais.

2.5.1.1 Energia no Ensaio SPT

A cravação do amostrador no solo é analisada levando-se em consideração a transferência de energia e o tempo. Em relação à transferência de energia, deve-se atentar para o posicionamento do martelo que, quando liberado transforma a sua energia potencial em energia cinética ocorrendo perdas de atrito nas cordas e nas roldanas. Assim, a energia cinética resultante do impacto não é totalmente convertida em energia cinética e elástica contida na onda de compressão devido às perdas durante o impacto (Odebrecht, 2003).

Lobo (2005) cita as três fases de variação de energia com o tempo (Figura 2.14), sendo elas:

- Quando $t_1 = 0$: correspondendo ao momento antes liberação em queda livre do martelo
- Quando $t_2 = t$: antes do impacto do martelo sobre a cabeça de bater,
- Quando $t_3 = \infty$: quando a cravação já ocorreu, neste caso a energia potencial do martelo e da haste já foram dissipadas na cravação do amostrador, devolvidas elasticamente e amortecidas dinamicamente dentro do martelo e da haste.

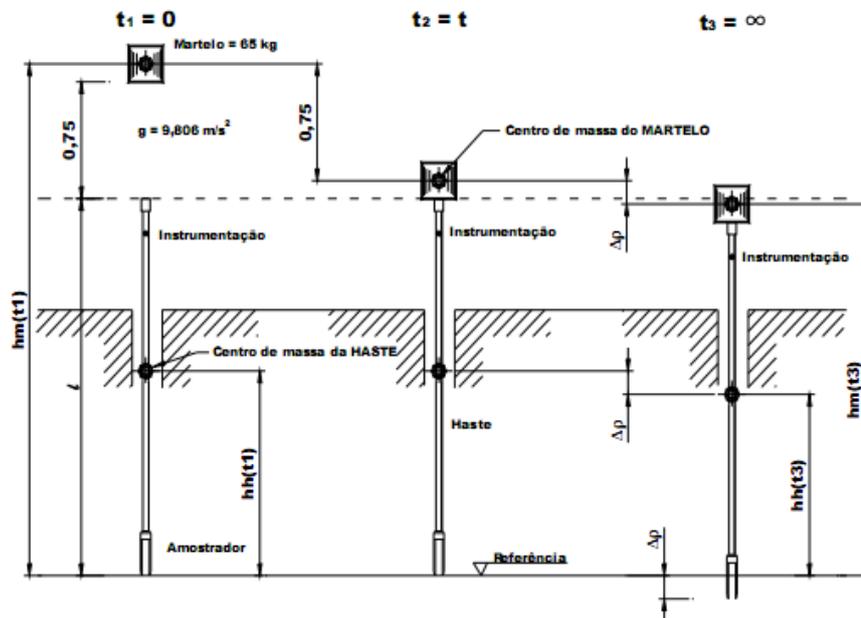


Figura 2.14 - Estágios de cravação do amostrador (Odebrecht, 2003)

2.5.1.2 Tipo de Martelo

Vários tipos de martelos são usados pelo mundo, mas há basicamente três grandes grupos de martelos usados no SPT: os de queda deslizando com corda sobre roldana com uso opcional de tambor em rotação (*Safety, Donut e Pin-Guided*), conforme Figuras 2.15a, 2.15b e 2.15c, e os de queda-livre (Pilcon, Borros, Dando), mostrados nas Figuras 2.15d, 2.15e e 2.14f, e os automáticos (Tombi de origem japonesa). Os martelos automáticos são bastante utilizados no Japão e na China, enquanto os martelos de queda livre (*trip monkey*) são usados em países europeus (Fletcher, 1965 e Kovacs, 1994 apud Cavalcante, 2002).

Na América do Norte os martelos mais usuais são os de queda com corda e tambor em rotação. No Brasil, o martelo é operado manualmente, sendo do tipo pino-guia com corda de sisal deslizando em roldana fixa e, em alguns casos, uso de tambor em rotação (posicionado no chão, no próprio tripé, etc.). Belincanta e Cintra (1998) apresentaram o martelo desenvolvido por Furnas-Centrals Elétricas S.A., utilizado de forma experimental, composto de um gatilho dissipador de funcionamento simples (Figura 2.16a). Estes autores relatam ainda o uso de um

martelo americano de queda livre automático, Central Mining Equipment (CME), cujo sistema funcional é mecanicamente muito mais elaborado (Figura 2.16b).

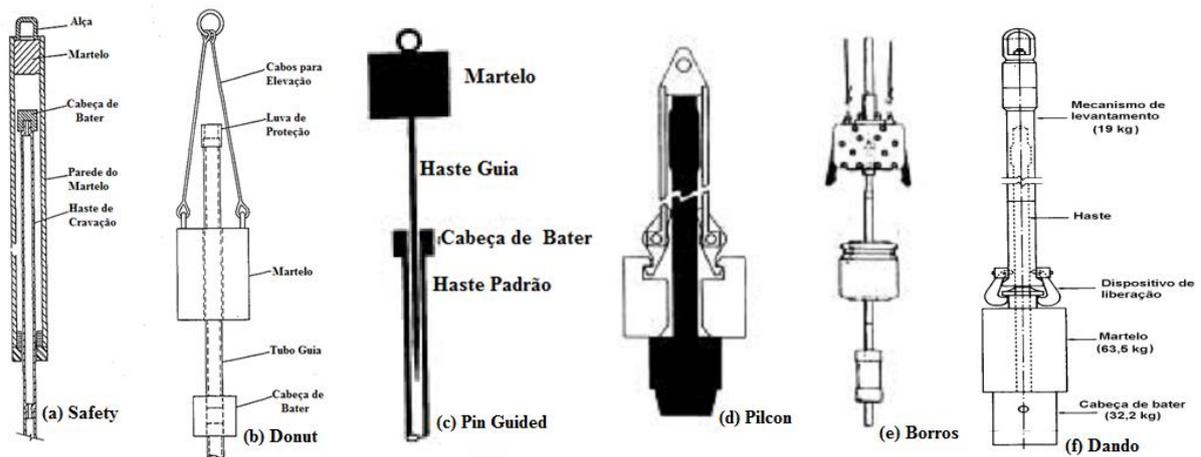


Figura 2.15 - Tipos de martelos usados no SPT (modificado - Seed *et al.*, 1985 apud Cavalcante, 2002)

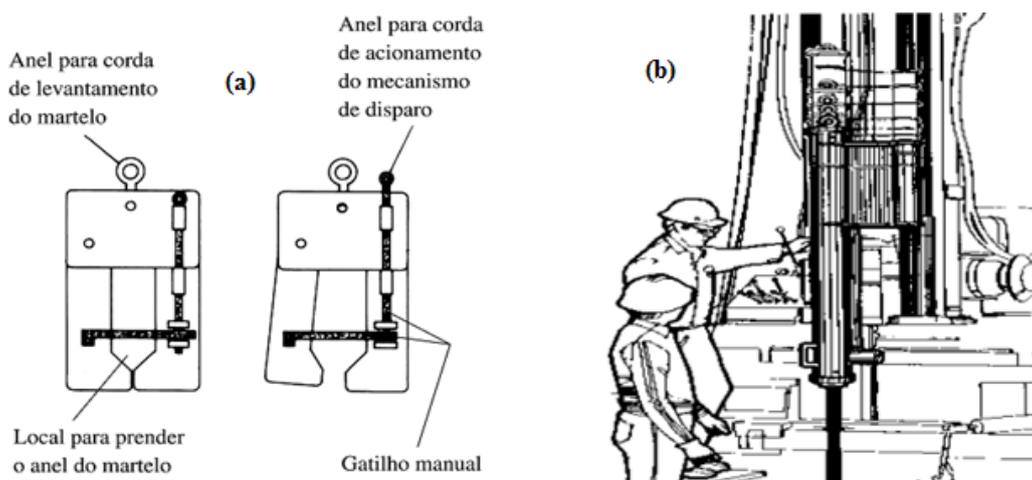


Figura 2.16 – (a) Sistema Furnas (Gatilho) para martelo de queda livre, (b) Martelo automático do tipo CME (Belicanta e Cintra, 1998)

Belincanta *et al.* (1994) apresentaram um resumo das eficiências encontradas por Décourt (1989) e Skempton (1986) e dos coeficientes de correção entre os valores N_{60} e N sendo que o N_{60} corresponde ao valor N para uma eficiência de 60%. No estudo de Belincanta e Ferraz (2000) a influência da utilização de cabo de aço no lugar de corda sobre os valores de N e torque máximo, não apresentaram diferenças significativas. Ao estudar a influência do tipo de martelo na eficiência, este autor comparou o martelo vazado com coxim de madeira e o martelo com pino-guia, contemplados pela NBR 6484 (ABNT, 2001), operados manualmente, utilizando cabeça de bater normal (3,5 kg), acoplada a um conjunto

de hastes de 3,05 kg/m. A conclusão deste estudo foi que o martelo cilíndrico vazado apresentou eficiência 11,5% menor que o martelo com pino-guia, mas ao considerar as eficiências obtidas utilizando martelo, com e sem coxim de madeira, concluiu-se que os resultados são estatisticamente semelhantes (Peixoto, 2001).

A partir da metodologia proposta por Belicanta (1998), Vicente (2000) mediu a eficiência do martelo com e sem dispositivo de gatilho para disparo e verificou que, em ambas as situações, os resultados foram compatíveis com a média brasileira. Na Tabela 2.8 estão apresentadas as eficiências médias dos diferentes tipos de martelo, revelando que os sistemas mais eficientes são o automático de queda livre inglês, o *donut* japonês operado no sistema tombi e o sistema brasileiro de pino-guia. O sistema usado no SPT brasileiro apresentou a mesma eficiência dinâmica do sistema inglês de queda livre (73%).

Tabela 2.8 - Variação da eficiência de energia transferida às hastes do SPT de acordo com o país e o sistema de martelo (modificado – Cavalcante, 2002).

PAÍS	MARTELO	MECANISMO OPERACIONAL	EFICIÊNCIA MÉDIA (%)	CORRELAÇÃO N_{60}/N	REFERÊNCIA
Argentina	Donut	Cathead	45	0,75	Seed et al. (1985)
Brasil	Pino - Guia	Manual	72; 73	1,20; 1,22	Décourt (1989) Belincanta (1998)
China	Automático	Queda Livre	60	1,00	Seed et al. (1985)
	Donut	Manual	55	0,92	Skempton (1986)
	Donut	Cathead	50	0,83	Seed et al. (1985)
Colombia	Donut	Cathead	50	0,83	Décourt (1989)
Japão	Donut	Tombi	78; 85	1,30; 1,42	Seed et al. (1985) Riggs (1986)
	Donut	Duas Voltas no Cathead	65; 67	1,08; 1,12	Seed et al. (1985) Skempton (1986)
Inglaterra	Automático	Queda Livre (Dando)	73	1,22	Clayton (1990)
Estados Unidos	Safety	Duas Voltas no Cathead	55; 60	0,92; 1,00	Seed et al. (1985) Skempton (1986)
	Donut	Duas Voltas no Cathead	45	0,75	Seed et al. (1985)
Venezuela	Donut	Cathead	43	0,72	Décourt (1989)

2.5.2 Sondagem à Percussão com Medida do SPT-T

O ensaio do SPT-T é realizado ao final da cravação do amostrador com a remoção da cabeça de bater e o acoplamento do disco centralizador até apoiar no tubo guia, rosqueando-o na mesma luva em que se encontrava a cabeça de bater do pino adaptador do

torquímetro. Após estes passos, o pino adaptador é encaixado a uma chave soquete na qual o torquímetro fica acoplado (Figura 2.17).



Figura 2.17 - Instalação do torquímetro

O movimento de rotação da haste do amostrador é iniciado com uma velocidade fixa e lenta, usando-se o torquímetro como braço de alavanca. Todo o processo deve ser feito mantendo o torquímetro na posição horizontal e deve-se obter a leitura máxima (encontrada no início do giro). Alonso (1996b) sugere a obtenção do valor residual que deve ser extraído ao final de pelo menos um giro completo do amostrador. O ensaio é feito a cada metro de acordo com a capacidade do torquímetro.

Com este ensaio é possível estimar o atrito lateral em função do torque máximo medido, este torque possibilita aos engenheiros duas medidas de resistências independentes, uma medida de resistência é estática e obtida a partir do torque (índice de torque – $TR = T_{máx}/N$) e a outra é dinâmica e determinada pelo valor da resistência à penetração N_{SPT} (Conciani *et al.*, 2000).

Com a sugestão de Ranzini (1994) para utilizar torque ao ensaio do SPT, vários são os estudos com suas aplicações, que englobam:

a) Previsão da capacidade de carga

O atrito unitário é calculado por vários métodos, sendo que os mais utilizados são aqueles que se baseiam no índice de penetração N do SPT. A medida do torque gera possibilidades de obtenção de valores de f_s mais próximos da adesão. A Equação 2.10, já apresentada, proposta por Ranzini (1994) calcula o valor da resistência de atrito lateral entre o amostrador e o solo (f_s), com a hipótese da tensão de atrito constante tanto na face lateral do amostrador como na abertura inferior. Isto resulta em um equilíbrio entre o momento aplicado

pelo torquímetro e o momento resistente do atrito lateral, com base na profundidade de cravação.

Lutnergger e Kelley (1998) apud Guimarães (2002) apresentaram a expressão (Equação 2.19) para o cálculo do atrito lateral entre o amostrador e o solo, em que é desprezado o atrito interno gerado pelo amostrador.

$$f_s = \frac{2T}{\pi d_{ext}^2 L} \quad (2.19)$$

Em que:

T = torque medido;

d_{ext} = diâmetro externo do amostrador;

L = profundidade de penetração.

b) Identificação de solos colapsíveis

De acordo com Guimarães (2002), o comportamento colapsível das argilas porosas é identificada não somente pelo índice de torque (TR), mas também em função dos aspectos estruturais ou queda da sucção do solo. Para Décourt (1992) apud Guimarães (2002), argilas com TR entre 1 e 1,2 são consideradas estáveis e com índice de colapsibilidade menor ou igual a 2% ($IC \leq 2\%$), e as colapsíveis teriam um $TR \geq 2,5$ e um $IC > 2\%$.

c) Correlações do Torque x SPT e classificação do solo

Décourt e Quaresma Filho (1991) apresentam correlações (Equações 2.20 e 2.21) entre o torque do SPT-T e o N_{72} (N_{SPT} para uma eficiência de 72%, que corresponderia a uma média da energia de cravação usada no Brasil).

$$T (N.m) = 11,0N_{72} \quad (\text{solos sedimentares}) \quad (2.20)$$

$$T (N.m) = 18,4N_{72} \quad (\text{solos residuais}) \quad (2.21)$$

A diferença entre as equações mostra que o coeficiente de empuxo (k_0) por ser maior em solos residuais, é maior do que para solos sedimentares. De acordo com Peixoto (2001), essas correlações, quando bem definidas, podem tornar perceptíveis certos problemas com os valores de N_{SPT} , como por exemplo, camadas de areia com alguns pedregulhos conduzem a valores de N mais altos do que o real.

Baseado no trabalho de Décourt e Quaresma Filho (1994), a Tabela 2.9 apresenta a classificação dos solos de São Paulo baseada no ensaio do SPT-T, com o intuito de usar o índice de torque para classificar o solo e calcular capacidade de carga.

Tabela 2.9 - Classificação do solo (Décourt e Quaresma Filho, 1994)

Relação T/N	Classificação parcial dos solos analisados
$10 \leq T/N \leq 12$	Solos Típicos da TSBSP
$17 \leq T/N \leq 20$	Solos saprolíticos de gnaiss
$35 \leq T/N \leq 40$	Argila mole marinha de Santos
$25 \leq T/N \leq 35$ e $40 \leq T/N \leq 50$	Argila e areias porosas colapsíveis
Nota: TSBSP – bacia sedimentar Terciária de São Paulo; torque medido em N m.	

Conciani *et al.* (2000) perceberam que a relação torque x SPT apresenta maiores valores em regiões com solos mais compactos, ou seja, a relação é mais ou menos estável na camada de areia fofa à pouco compacta. Posteriormente, essa relação cresce bastante na camada mais compacta e volta a reduzir em camadas de areia medianamente compacta subjacente.

2.5.3 Ensaio do Dilatômetro Marchetti – DMT

O ensaio dilatométrico foi desenvolvido em 1970 na Itália pelo professor Silvano Marchetti e sua introdução na América do Norte se deu no ano de 1986, por Schemertmann e Crapps (Queiroz, 2008). A utilização do dilatômetro no Brasil é recente e em função disso é necessário um maior banco de dados com os resultados dos ensaios para que se possa ter conhecimento do potencial do equipamento em campo e assim, obter aplicações práticas nos solos brasileiros (Siviero e Pinto, 2006).

O objetivo do ensaio é medir vários parâmetros geotécnicos dos solos, como a tensão *in situ*, resistência não drenada, razão de sobre-adensamento, coeficiente de empuxo no repouso, densidade relativa, coeficiente de adensamento e de permeabilidade, além dos módulos de deformabilidade do solo, de compressão dilatométrica simples, de Young e de cisalhamento máximo.

Marchetti (1980) assume que no ensaio as perturbações geradas pela cravação da lâmina dilatométrica no solo são menores que em outras técnicas de penetração, e as medidas são obtidas de pequenas deformações do diafragma que estão relacionadas ao comportamento do solo na fase elástica.

No Brasil não existe uma norma específica para o ensaio, este é normalizado pela ASTM em 1986 e pela CEN/TC 250/SC na Europa em 1995. Vários autores já fizeram revisões sobre este ensaio, além da ASTM D 6635-01 *Standard Tests Methods for Performing the Flat Plate Dilatometer* (2001).

O equipamento é formado por uma lâmina, hastes de inserção, unidade de controle de pressão, cabo elétrico-pneumático, sistema de calibração, unidade de pressão e um sistema de reação (Figura 2.18).



Figura 2.18 - Equipamento do ensaio: (a) Máquina da cravação (b) Conjunto do equipamento de ensaio (c) Caixa de controle (d) Lâmina dilatométrica

A lâmina, de aço inoxidável, possui de 230 a 240 mm de comprimento, 94 a 96 mm de largura, 14 a 16 mm de espessura, contendo uma membrana circular expansível formada com o mesmo material da lâmina e com 6 cm de diâmetro, colocada em apenas uma face. A unidade de controle serve para monitorar as pressões aplicadas a cada profundidade e o cabo elétrico-pneumático recebe a função de transmitir o gás pressurizado e a corrente elétrica da unidade de controle para a lâmina (Briaud e Miran, 1992 apud Queiroz, 2008). Para a unidade de pressão é utilizado um cilindro de gás nitrogênio (N_2) com a instalação de controladores constituídos por dois manômetros calibrados a 1200 kPa e 7000 kPa. Para a calibração da membrana utiliza-se uma seringa e uma mangueira de conexão.

A calibração da membrana é feita antes de se iniciar o ensaio (Figura 2.19) ao ar livre e consiste em determinar as pressões capazes de expandir a mesma para as posições A

(expansão de 0,05 mm) e B (expansão de 1,1 mm) durante o ensaio. As calibrações ΔA e ΔB são relativas às pressões A e B devido a rigidez da membrana, podendo ainda observar o desvio do medidor de pressão (Z_m) em relação ao zero quando se tem o relaxamento da membrana.



Figura 2.19 - Preparação do equipamento para a calibração

Feita a calibração, o ensaio é iniciado com a cravação da lâmina até a profundidade de ensaio, normalmente é feito a cada 20 cm de penetração. Os procedimentos após este processo são dados a seguir:

1. Após a cravação aplica-se a pressão para a expansão da membrana até soar um sinal de áudio oriundo da caixa de controle e ao parar o sinal, realiza-se a leitura A que se refere à pressão “A”. Depois de corrigida pela calibração, ou seja, a pressão que o solo se encontra na posição inicial teórica antes da colocação da lâmina.

2. Continua-se com a expansão da membrana, aumentando lentamente a pressão de gás até o sinal ser novamente acionado e fazendo-se a leitura B.

3. Desliga-se o sinal e a membrana é desinflada com o alívio da pressão até que a membrana retorne a sua pressão inicial.

4. O sinal é novamente acionado e é realizada a leitura C, que é a pressão interna do diafragma durante a despressurização do sistema quando a membrana volta ao deslocamento referente a pressão A, ou seja, quando o ensaio é feito abaixo do nível d’água, medindo-se a poropressão.

5. Uma nova profundidade é escolhida e todo o procedimento é repetido.

Ao término do ensaio é feita a correção das leituras A, B e C em função das calibrações e do desvio do medidor de pressão (Z_m), obtendo as pressões corrigidas p_0 , p_1 , p_2 , conforme equações abaixo:

$$p_0 = 1,05(A - Z_m + \Delta A) - 0,05(B - Z_m - \Delta B) \quad (2.22)$$

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (2.23)$$

$$p_2 = C - Z_m - \Delta A \quad (2.24)$$

Sendo:

p_0 = pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 0,05 mm da membrana;

p_1 = pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 1,1 mm da membrana;

p_2 = pressão corrigida correspondente ao retorno da membrana à posição 0,05 mm de deslocamento;

A = pressão para o deslocamento da membrana em relação à lamina de aço de 0,05 mm;

B = pressão para provocar um deslocamento radial na membrana de 0,05 mm;

C = despressurização para provocar o retorno da membrana em 0,05 mm;

ΔA = pressão de gás relativa à leitura A, em calibração ao ar (anotado como positivo devido a correção de rigidez da membrana);

ΔB = pressão de gás relativa à leitura B, em calibração ao ar (correção de rigidez da membrana);

Z_m = desvio do medidor de pressão.

Anjos e Cunha (2006) propuseram um método para tentar correlacionar as parcelas de resistências com resultados diretos de p_0 e p_1 . A forma de execução de qualquer fundação típica ditará o comportamento da mesma, desta forma, o método que avalia as parcelas de capacidade de suporte em solos não saturados deve levar em consideração o tipo de estaca. Para estacas hélice contínua, deve-se levar em consideração pressão de injeção, velocidade de avanço, qualidade do concreto, e outros. Esses autores indicam que esta metodologia deve ser usada quando não se dispuser de dados de prova de carga.

2.5.5.1 Parâmetros Intermediários

Os parâmetros ditos intermediários são aqueles calculados com as pressões corrigidas obtidas do ensaio, e que por correlações empíricas é possível obter parâmetros do solo, tais como alguns que serão citados:

a) Índice de Material, I_D

Relacionado ao tipo de solo, do ponto de vista granulométrico, é calculado pela Equação 2.25. Ele pode ser considerado representativo, porém em solos coesivos, este índice faz uma inversão entre silte e argila, ou seja, a combinação de argila e areia é dada pelo I_D do

silte. De acordo com Marchetti (1997), o índice do material faz uma alusão à análise granulométrica e apenas dá idéia do tipo do material ensaiado. Ele é apenas um parâmetro que reflete o comportamento mecânico do material que pode ser considerado como índice de rigidez, pois em alguns casos se uma argila apresentar um comportamento rígido, o I_D utilizado será de silte.

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (2.25)$$

Onde:

p_1 e p_0 = pressões corrigidas a partir das pressões medidas A, B e C;

$p_0 - u_0$ = pressão horizontal efetiva;

u_0 = pressão hidrostática no solo.

No caso de algumas argilas apresentarem comportamento mais rígido que outra argila, seu I_D será interpretado como silte. O I_D é um índice sensível, que varia de 0,1 a 10 (Tabela 2.10) e as formações homogêneas são bem identificadas pelo I_D . A diferença “ $p_0 - p_1$ ” em relação à pressão horizontal efetiva ($\sigma'_{ho} = p_0 - u_0$) permite identificar o tipo de comportamento do terreno, sendo necessária para deformar o solo em 1,10 mm.

Tabela 2.10 - Relação entre o tipo de solo e o parâmetro I_D (www.damascopenna.com.br)

VALORES DO ÍNDICE DO MATERIAL "I _d "							
0,1	0,35	0,60	0,90	1,20	1,80	3,30	10
Argilas sensíveis e turfas	Argilas puras	Argilas siltosas	Siltos argilosos	Siltos puros	Siltos arenosos	Areias siltosas	Areias puras
ARGILAS			SILTES			AREIAS	
TIPO DE SOLO COM BASE NA OBSERVAÇÃO DO COMPORTAMENTO							

b) Índice de Tensão Horizontal, k_D

Este índice é definido como a tensão lateral em torno da lâmina, obtido pela equação 2.26, relacionando a tensão horizontal “*in situ*” com a tensão vertical efetiva do peso de terra (σ'_{vo}).

Para Schnaid (2000), k_D é definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso k_0 , sendo o aumento do k_D proporcional a tensão *in situ* e sensível a propriedades do solo com a razão de sobre adensamento, idade de depósito e grau de cimentação.

$$k_D = \frac{P_o - u_0}{\sigma'_{vo}} \quad (2.26)$$

Em que:

p_0 = pressão inicial do dilatômetro;

u_0 = poropressão de equilíbrio;

σ'_{vo} = tensão efetiva vertical.

O índice k_D serve ainda para entender o histórico de tensões do maciço por ter sua forma gráfica similar ao perfil de sobre-adensamento. Marchetti (1997) indica valores de k_D para relacionar com a condição da tensão atuante, de forma que para solos normalmente adensados o valor de k_D é constante com a profundidade e compreende valores entre 1,8 e 2,3. Em solos sobreadensados o valor k_D é superior a 2,3 e, como ocorre com a razão de sobreadensamento (overconsolidation ratio - OCR), esse valor diminui com o aumento da profundidade, com a qual diminui o valor de OCR.

c) Módulo Dilatométrico, E_D

Este módulo é obtido a partir das leituras “ p_0 ” e “ p_1 ”, por uma aplicação da teoria da elasticidade, em que a membrana dentro do solo é modelada para um carregamento flexível em uma área circular na superfície de um espaço semi elástico, tendo como parâmetros o módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν). O deslocamento da membrana no centro está sujeito a pressão normal Δp , a partir da Equação 2.27, sendo $E/(1-\nu^2)$ o módulo dilatométrico E_D , calculado pela Equação 2.28 quando se substitui o deslocamento e o raio da membrana por $\rho = 1,1$ mm, $R = 30$ mm e $\Delta p = p_1 - p_0$ (kgf/cm²).

$$\rho = \frac{4.R.\Delta p}{\pi} \cdot \frac{(1-\nu^2)}{E} \quad (2.27)$$

$$E_D = 34,7 \cdot (p_0 - p_1) \quad (2.28)$$

Este módulo permite determinar as características de compressibilidade do solo, sendo possível obter o módulo tangente vertical confinado drenado, a partir da tensão vertical σ'_{vo} , sendo o mesmo módulo do ensaio edométrico ($M = 1/m_v$). O módulo dilatométrico é drenado em areias, não drenado em argilas e parcialmente drenado em solos argiloso-arenosos (Schnaid, 2000).

d) Coeficiente de Empuxo no Repouso, k_0

O coeficiente relaciona as tensões efetivas horizontais e verticais “*in situ*”. No ensaio não é possível obter este coeficiente diretamente devido as perturbações geradas pela inserção da lâmina no solo. Existem correlações empíricas que foram propostas relacionando o k_0 com o k_D .

Diante da Equação 2.29 proposta por Marchetti (1980), Jamiolkowski *et al.*(1988) sugeriram que esta correlação empírica de k_0 e k_D , só devem ser utilizadas para granulação fina, siltes e argilas, com $I_D < 1,2$ (Queiroz, 2008).

$$k_0 = \left(\frac{k_D}{1,5}\right)^{0,47} - 0,6 \quad (2.29)$$

Jardim (1998) citando autores como Lacasse e Lunne (1988) e Lunne *et al.* (1989) aponta que esta correlação pode ser modificada considerando a idade da argila e separando-as em grupos, ou seja, argilas jovens (< 60.000 anos) e argilas velhas (> 70 milhões de anos), conforme equações abaixo (Equação 2.30 e Equação 2.31). Lunne *et al.* (1990) apud Jardim(1998) propôs ainda para argilas jovens uma correlação em função do índice de plasticidade, relacionando o expoente do k_D à plasticidade da argila, de forma que variasse de alta plasticidade para baixa plasticidade, 0,44 para 0,64 respectivamente (Equação 2.32).

$$k_0 = 0,34. k_D^{0,54} \quad \left(\frac{S_u}{\sigma'_{VO}} \leq 0,5\right) \quad \text{Argilas jovens} \quad (2.30)$$

$$k_0 = 0,68. k_D^{0,54} \quad \left(\frac{S_u}{\sigma'_{VO}} \geq 0,8\right) \quad \text{Argilas velhas} \quad (2.31)$$

$$k_0 = 0,34. k_D^m \quad k_D < 4 \quad (2.32)$$

Ortigão *et al.* (1996) mostram que em relação às argilas porosas de Brasília, o coeficiente de empuxo no repouso, obtidos de ensaios dilatométricos e pressiométricos não varia com a profundidade e que as argilas porosas apresentam um comportamento normalmente consolidado. Os valores do ensaio DMT são próximos dos obtidos no ensaio pressiométrico e isto é devido a variabilidade natural dos depósitos considerados nos dados de Lunne *et al.* (1989) para argilas jovens. Estes autores sugerem que a equação de Lunne *et al.* (1989) tenha um fator de correção variando entre 0,8 e 0,9.

Para areias Schmertmann (1983) propôs uma equação (2.33) para estimar o k_0 , mas por ser um método muito complexo, Lacasse e Lunne (1988) utilizam o ábaco de Marchetti para obter a tensão lateral. Posteriormente, Baldi *et al.* (1986) converteram o ábaco nas Equações 2.34e 2.35, mas que apresentam uma restrição por utilizar o ensaio de Cone (CPT) para o cálculo do k_0 (Jardim, 1998).

$$k_0 = \frac{40+23.k_D-86.k_D.(1-\text{sen } \phi_{ax})+152.(1-\text{sen } \phi_{ax})-717.(1-\text{sen } \phi_{ax})^2}{192-717.(1-\text{sen } \phi_{ax})} \quad (2.33)$$

$$k_0 = 0,376 + 0,095 \cdot k_D - 0,0017 \cdot \left(\frac{q'_c}{\sigma'_{V0}}\right) \quad (2.34)$$

$$k_0 = 0,376 + 0,095 \cdot k_D - 0,0046 \cdot \left(\frac{q'_c}{\sigma'_{V0}}\right) \quad (2.35)$$

Sendo,

k_0 = índice dilatométrico de tensão horizontal;

ϕ_{ax} = ângulo de atrito axissimétrico calculado no ensaio dilatométrico;

q'_c = resistência de ponta do ensaio de Cone (CPT).

e) Ângulo de Atrito, ϕ

Para obter o atrito pelo ensaio DMT existem métodos a partir dos valores de k_D . Para as areias, o método é baseado no ábaco da Figura 2.20 de Campanella e Robertson (1991); para isso entra-se no ábaco com o valor de k_D e uma estimativa de ϕ é obtida considerando as equações 2.36 a 2.38.

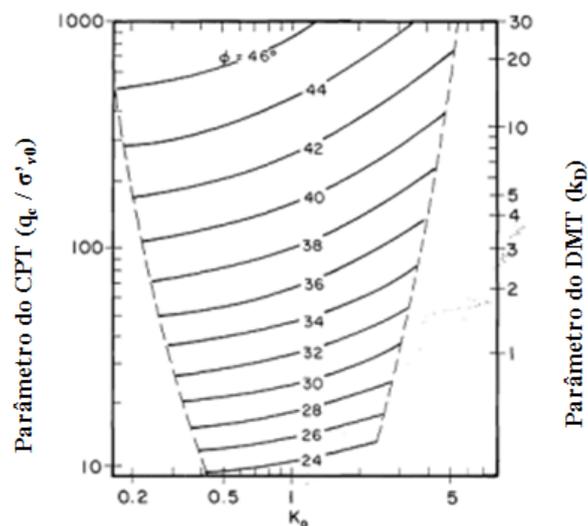


Figura 2.20 - Ábaco proposto por Campanella e Robertson (1991)

$$k_0 = k_{0,NA} = 1 - \text{sen } \phi \quad (\text{curva 1, Figura 2.19}) \quad (2.36)$$

$$k_0 = 1 \quad (\text{curva 2, Figura 2.19}) \quad (2.37)$$

$$k_0 = (k_p)^{1/2} \quad (\text{curva 3, Figura 2.19}) \quad (2.38)$$

Onde k_p é o coeficiente de empuxo passivo.

Com estas correlações Marchetti (1997) propôs uma equação analítica (2.39) relacionando o ângulo de atrito com k_D , representada pela curva 4 da Figura 2.21 (Jardim, 1998).

$$\phi' = 28 + 14,6 \cdot \log k_D - 2,11 \cdot \log^2 k_D \quad (2.39)$$

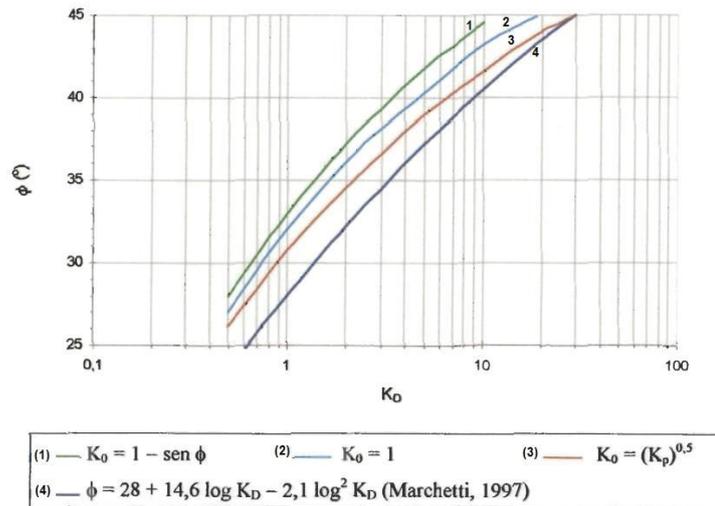


Figura 2.21 - Estimativa de ϕ através de k_D baseado no ábaco de Durgunoglu e Mitchell (modificado - Jardim, 1998)

Um outro método para obter o atrito é apresentado por Dos Santos (2003), que é baseado no I_D e para valores maiores que 1,2, de acordo de Marchetti e Crapps (1981).

$$\phi = 25 + 0,19 \cdot \sqrt{I_D \cdot R_c - 100} \quad (2.40)$$

Se,

$$R > 500 \text{ e } \sigma'_v < 50 \text{ kPa} \rightarrow R_c = 500 + \frac{R-500}{1 + \frac{R-500}{1500}}$$

$$R \leq 500 \text{ ou } \sigma'_v \geq 50 \text{ kPa} \rightarrow R_c = R$$

Com,

$$R = \frac{E_D}{\sigma'_v} \quad (2.41)$$

2.6 SOLOS NÃO SATURADOS

Na engenharia várias são as situações em que obras geotécnicas são encontradas em condições não saturadas. Observa-se que o comportamento dos solos não saturados é tratado recentemente na Geotecnia, comparando-o com os solos saturados.

Os solos saturados apresentam um sistema bifásico com partículas sólidas e líquido intersticial, já os solos não saturados são formados de um sistema multifásico, com fases sólida, líquida e gasosa. Fredlund e Morgenstern (1977) admitem ainda uma quarta fase formada pela interface entre as fases líquida e gasosa. Esta quarta fase é formada por uma

interface entre ar e água chamada de membrana contrátil, que age como uma película elástica concentrando as partículas de solo, influenciando no comportamento mecânico do mesmo. Caso a fase gasosa seja contínua, a membrana contrátil ainda tem a função de exercer uma tensão de tração (tensão superficial) nos materiais contíguos (Figura 2.22).

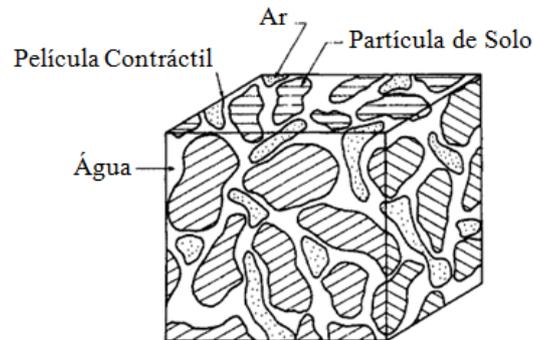


Figura 2.22 - Elemento de solo não saturado com a fase gasosa contínua
(modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)

O entendimento da constituição e da distribuição de cada fase na estrutura do solo é fundamental para compreender seu comportamento em relação a resistência ao cisalhamento, variação volumétrica, condutividade hidráulica, erodibilidade, etc.

O comportamento do solo não saturado é visto como o equilíbrio do sistema de fases quando há a aplicação de um gradiente de tensão (partícula do solo e partícula contrátil), e as duas fases (ar e água) fluem quando se aplica tal gradiente (Fredlund e Rahardjo, 1993). O comportamento mecânico e hidráulico dos solos não saturados varia de acordo com a quantidade de água armazenada, resultando em um dimensionamento pouco conservador devido a parcela de sucção no aumento da resistência.

A quantidade de água armazenada está intimamente relacionada ao grau de saturação, sendo este distinguido em três tipos de distribuição das fases (líquido, gás e sólido) presentes no solo como (Hernandez Moncada, 2008):

- Para valores de baixa saturação, a fase gasosa é contínua. A fase líquida está na forma de filmes delgados na superfície das partículas sólidas;
- Para valores de saturação maiores a fase líquida é contínua em parte da amostra e em outra parte apresenta a fase de gás contínua;
- Com aumento do grau de saturação, a fase líquida permanece contínua e a gasosa apresentando descontinuidades.

A quantificação dos efeitos gerados pela não saturação no solo se faz pela determinação dos parâmetros de sucção e da quantificação da capacidade energética que o solo tem em reter água. Sendo assim, o conhecimento da sucção e da umidade se tratam de pontos base para a análise do comportamento dos solos no estado saturado (Ruiz *et al.*, 2010).

Os solos não saturados apresentam as pressões isotrópicas resultantes da interação entre o líquido e o gás nos poros do solo, que é a sucção. A sucção nos solos não saturados é gerada pelos efeitos de capilaridade, adsorção e osmose decorrentes da presença de íons dissolvidos na água (Richards, 1928). Já para Nacinovic (2009), a sucção é resultante da interação das partículas de solo com a membrana contrátil. A equação 2.42 apresenta a formulação da sucção total.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.42)$$

A sucção (ψ) é definida como a pressão isotrópica imposta pelo poro para absorver mais água a partir de efeitos capilares, sendo dividida em sucção mátrica ($u_a - u_w$), relacionada à combinação do tipo de partícula e o arranjo estrutural; e osmótica (π), devido a concentração de sais nos poros. A Figura 2.23 mostra o modelo representativo da sucção total, mátrica e osmótica pelo ponto de vista de Marinho (1994).

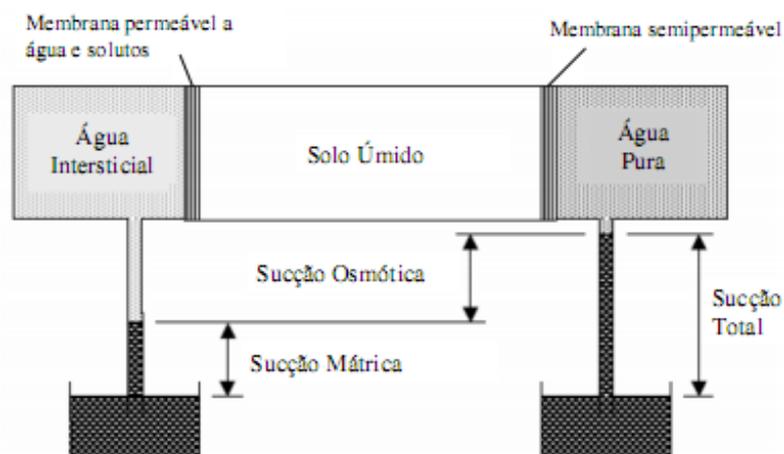


Figura 2.23 - Sistema ilustrativo das componentes de sucção do solo (Vivian, 2008)

Para Houston *et al.* (1994) apud Vivian (2008) as medidas de sucção não são inseridas nas análises dos projetos de engenharia por não existir uma boa base de dados referente a correlações entre a sucção e as propriedades básicas dos solos, e devido a falta de um método padronizado para determinar a sucção com um baixo custo. Com o passar do tempo, vários

são os estudos que vêm buscando dar uma confiabilidade na medida de sucção, além da obtenção de melhores técnicas e correlações.

A resistência ao cisalhamento dos solos não saturados é dada pela formulação (Equação 2.43) de Bishop (1959) apud Mascarenha (2003) relacionando a sucção matricial com a tensão total média atuante no solo. Essa resistência aumenta de forma não linear com a sucção e os acréscimos de resistência são cada vez menores à medida que a sucção aumenta de valor.

$$\tau = c' + [\sigma - u_a + \chi \cdot (u_a - u_w)] \cdot \tan \phi' \quad (2.43)$$

Em que:

τ = resistência ao cisalhamento dos solos;

c' = coesão efetiva;

σ = tensão total;

u_a = pressão do ar nos poros;

$u_a - u_w$ = sucção matricial;

χ = parâmetro de tensão efetiva proposta por Bishop (1959);

ϕ' = ângulo de atrito do solo.

O parâmetro proposto por Bishop (1959) está entre 0 e 1 representando as condições do solo com 0% de umidade e solo 100% saturado. Quando o solo se aproxima da saturação, a pressão de água é próxima da pressão de ar. Logo, a sucção matricial tende a zero e a equação a ser usada segue o critério de Mohr-Coulomb, para os solos saturados. Fredlund *et al.* (1978) citado por Fredlund e Rahadjo (1993) apresentaram uma formulação (Equação 2.44) que considera variáveis de tensões independentes para solos não saturados, de forma que no plano tridimensional é feita a relação da tensão cisalhante (τ) com duas variáveis do estado de tensões, $(\sigma_n - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, conforme Figura 2.24.

$$\tau_{nf} = c' + (\sigma_n - u_a)_f \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \cdot \tan \phi^b \quad (2.44)$$

Sendo:

τ_{nf} = resistência ao cisalhamento no plano de ruptura;

c' = coesão efetiva de ruptura com o eixo de tensão cisalhante, com tensão normal e sucção mátrica na ruptura iguais a zero;

$(\sigma_n - u_a)_f$ = tensão normal ao plano de ruptura na ruptura;

ϕ^b = ângulo de atrito interno relacionado com a variável de tensão normal;

$(u_a - u_w)_f$ = sucção matricial na ruptura;

ϕ^b = ângulo de atrito do incremento de resistência cisalhante relativa à sucção mátrica.

A equação acima pode ser representada na forma gráfica tridimensional, em que os eixos horizontais representam os valores das tensões normais líquidas e da sucção matricial. Considerando que os ângulos de atrito não variam com o acréscimo da sucção, a superfície tangente aos círculos de Mohr na ruptura define um plano de ruptura, sendo mostrada na Figura 2.24.

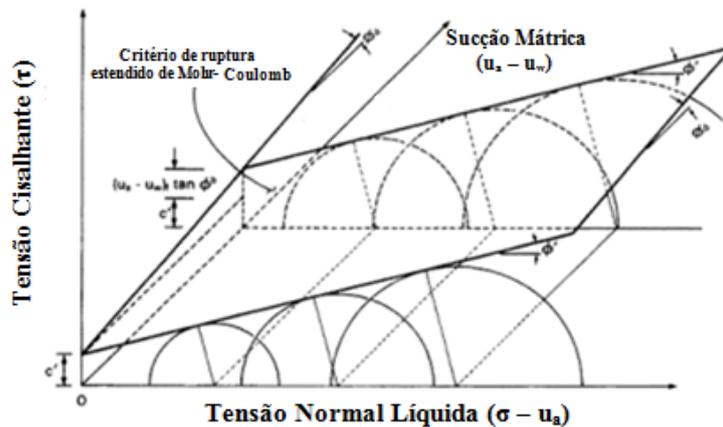


Figura 2.24 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993)

A equação de Mohr-Coulomb no caso de solos não saturados gera uma variação na resistência ao cisalhamento com a saturação ocasionada pela mudança na sucção. Assim, deve-se atentar para a sua relevância no dimensionamento de fundações profundas por considerar a alta influência da resistência lateral. Cada solo apresenta uma variação específica, podendo ser avaliada de acordo com sua curva característica.

Soares (2008) cita que várias formulações de variação de τ e $(u_a - u_w)$ ou entre c e $(u_a - u_w)$, apresentam valores de ϕ^b decrescentes com a sucção mátrica além de verificar uma tendência de valor constante da resistência com a sucção. A comparação com as equações de resistência ao cisalhamento para solos não saturados propostas por Bishop (1959) e Fredlund *et al.* (1978), relaciona o valor de χ com ϕ^b (Equação 2.451). Esta equação implica que a variabilidade em χ também é verificada em ϕ^b e a medida que χ é não linear devido a variação do grau de saturação, ϕ^b não pode ser constante em todo o intervalo de variação do grau de saturação. Os resultados experimentais indicam que o parâmetro c' é constante e ϕ' e ϕ^b variam a partir do nível de sucção aplicada, tais como afirmativas de Escario e Saez (1986),

Fredlund *et al.* (1987), Escario (1988), Teixeira (1996), Soares (2005), entre outros (Soares, 2008).

$$\tan \phi^b = \chi \cdot \tan \phi' \quad (2.45)$$

De acordo com Santos (2004), Fredlund *et al.* (1987) admitem a não linearidade da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial de forma que para baixos valores de sucção matricial tem-se aproximadamente $\phi^b = \phi'$. A partir dos resultados experimentais de resistência ao cisalhamento, Escario (1988) apud Santos (2004) correlacionou a sucção matricial controlada através de uma elipse de grau 2,5. Desse modo, o valor de resistência ao cisalhamento do solo alcançaria um valor máximo para um valor finito de sucção matricial.

Já para Teixeira (1996), os resultados de ensaios triaxiais realizados no mesmo solo que Röhms (1992), mas em condição compactada, apresenta valores de ϕ' praticamente constantes com a sucção matricial e valores de coesão variando com a sucção conforme uma lei hiperbólica, sendo possível encontrar $\phi^b > \phi'$ para valores baixos de sucção matricial.

A Figura 2.25 ilustra a representação gráfica de De Campos (1997) para a variação não linear tridimensional da resistência ao cisalhamento em função dos níveis de sucção aplicados. O formato curvo da envoltória no plano τ - sucção depende das características de dessaturação dos aspectos estruturais e mineralógicos do solo (Vanapalli *et al.*, 1996).

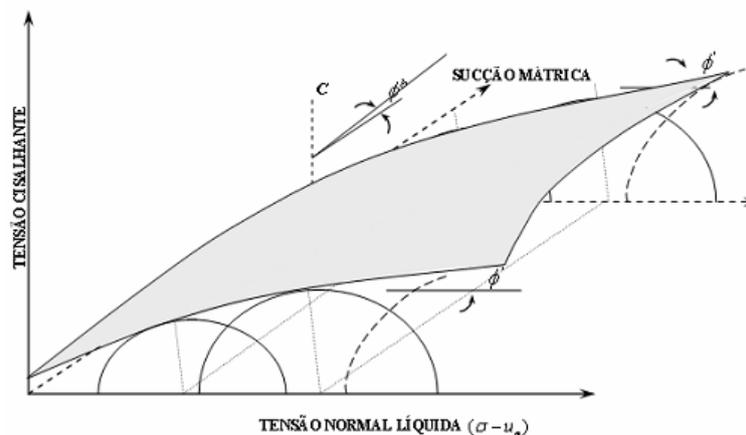


Figura 2.25 - Envoltória de ruptura não linear de um solo não saturado (De Campos, 1997)

Observa-se que, se a sucção for menor que o valor de entrada de ar (condição saturada) o valor de $\phi^b = \phi'$, e com o aumento da sucção o solo começa a dessaturar, reduzindo ϕ^b de forma não linear até a estabilização (Mendes, 2008). Este comportamento foi identificado por Camapum de Carvalho (1985) que para um solo de calcário um certo valor de sucção

induzia ϕ^b a ser constante. Entretanto, Fredlund *et al.* (1996) considera que este modelo não linear é mais realístico por fornecer melhores aproximações e existem inúmeros modelos que prevêem a resistência, mas que pouco se sabe da validação para dados experimentais obtidos de solos residuais tropicais não saturados.

2.6.1 Curva Característica

A curva característica representa a relação entre a água armazenada e a sucção do solo. A água armazenada em uma amostra engloba fatores como a umidade gravimétrica ou volumétrica e o grau de saturação (Silva, 2009).

A curva é utilizada como base para previsão de parâmetros de solos não saturados, como: permeabilidade, resistência ao cisalhamento, distribuição de tamanho dos poros, quantidade de água contida nos poros em qualquer sucção (Zhou e YU, 2005). A obtenção da curva é feita em laboratório, considerando as trajetórias de secagem ou de umedecimento. Como as trajetórias não coincidem, surge o fenômeno de histerese da curva característica, que é causada pela não uniformidade geométrica dos pontos, o efeito do ângulo de contato (maior no umedecimento e menor na secagem), bolhas de ar absorvidas pelos vazios do solo durante a fase de umedecimento, alteração na estrutura do solo devido a expansão e contração, e devido aos ciclos de secagem e umedecimento (Miguel *et al.*, 2004). Na Figura 2.26 é possível observar parâmetros importantes obtidos na curva característica, além de notar os processos de umedecimento e secagem.

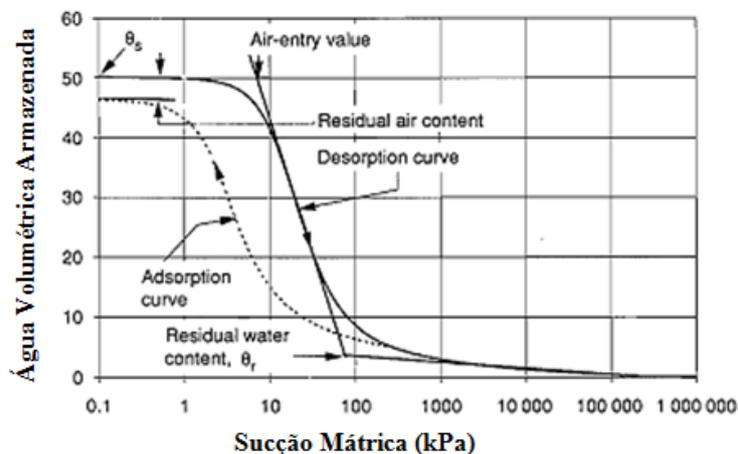


Figura 2.26 - Curva característica típica de solo siltoso (modificado - Fredlund e Xing, 1994)

Existem dois pontos que merecem atenção, o primeiro se refere à pressão de entrada de ar que representa o diferencial de pressões entre a água e o ar. Isso promove uma maior saída de água do solo, ou seja, é o valor da sucção pelo qual o ar começa a entrar nos vazios do

solo. O outro ponto é o início do estágio residual de dessaturação do solo, em que ocorre a perda adicional de água com a variação da sucção e a remoção de água com um fluxo de vapor, ou ainda, o valor da umidade residual com o aumento da sucção sem produzir variações significativas na umidade (Lopes, 2006 e Hernandez Moncada, 2008).

A forma da curva característica depende do tipo e disposição da estrutura do solo, podendo ser:

- unimodal ou em formato de “S”: formato mais comum estudado na mecânica dos solos não saturados;
- bimodal ou em formato de “sela”: em alguns tipos de solos, caso dos não saturados de regiões tropicais e subtropicais, existentes também em solos residuais e coluvionares.

Para Vanapalli *et al.* (1999) a curva característica é uma ferramenta conceitual e interpretativa pelo qual o comportamento dos solos não saturados pode ser entendido. Como o solo passa de um estado de saturação para condições mais secas, a distribuição do solo, a água e o ar mudam de fases com a mudança do estado de tensões. Vários são os fatores que modificam a curva característica, dos quais pode-se citar: tipo de solo, umidade inicial, índice de vazios, agregações/cimentação, textura, mineralogia, história de tensões, métodos de compactação, etc. Alguns destes fatores serão discutidos a seguir.

- Tipo de Solo

Areias e pedregulhos quando submetidos a pequenos acréscimos de sucção perdem grande quantidade de água, diferentemente das argilas, pois a quantidade de poros da argila é menor e a área superficial é maior, assim a água se prende ao solo e resiste à drenagem gravitacional. De acordo com Fredlund e Xing (1994), quanto maior a quantidade de argila presente no solo maior será o teor de umidade para a mesma sucção. Este fato pode ser explicado pela pequena quantidade de vazios presentes, além de a superfície específica ser maior, gerando forças de adsorção maiores.

Solos arenosos normalmente são desuniformes, gerando variações na curva característica devido a presença de poros grandes e mais conectados, apresentando mudança do grau de saturação com o aumento da sucção (Vanapalli *et al.*, 1999). Portanto, quanto mais uniforme é o solo arenoso maior a variação entre umidade e sucção. Na Figura 2.27 é possível observar as diferenças das curvas características em função do tipo de solo.

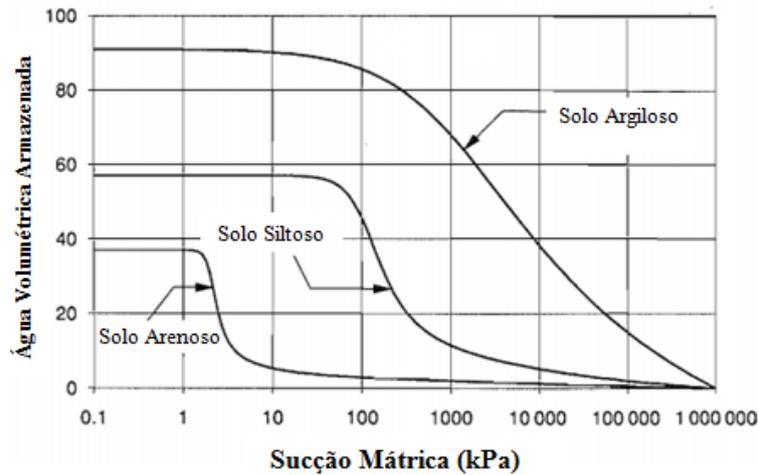


Figura 2.27 - Diferenças nas curvas características de sucção em função da granulometria dos solos (modificado – Fredlund e Xing, 1994)

Aubertin *et al.* (1998) apud Ferreira (2010) apresentaram faixas de variação do valor de entrada de ar de acordo com o tipo de solo (Tabela 2.13) e de acordo com Côté *et al.* (2002), se a quantidade de finos for pequena o valor da entrada de ar será baixo. Deste modo, o valor de entrada de ar aumenta se ultrapassar um valor crítico requerido para preencher os vazios entre as partículas maiores (Ferreira, 2010).

Tabela 2.11 - Faixa de variação da sucção de entrada de ar (Ferreira, 2010)

Tipo de Solo	Sucção de Entrada de Ar (kPa)
Areia Grossa	0,2 – 1,0
Areia Média	1,0 – 3,5
Areia Fina	3,5 – 7,5
Silte	7,5 – 25
Argila	> 25

- Umidade Inicial

A estrutura dos poros do solo é influenciada pelo teor de umidade afetando a forma da curva característica. Estudos mostram que solos compactados no ramo seco apresentam uma distribuição bimodal do tamanho dos poros, ou seja, macroporos entre os torrões que não foram remoldados na compactação e microporos no interior destes. Se o solo for compactado no ramo úmido ficará isento de macroporos com a maior capacidade de reter água e maior valor de entrada de ar, assim sua distribuição de poros será unimodal e o solo se tornará mais homogêneo, conforme Figura 2.28 (Feuerharmel, 2007).

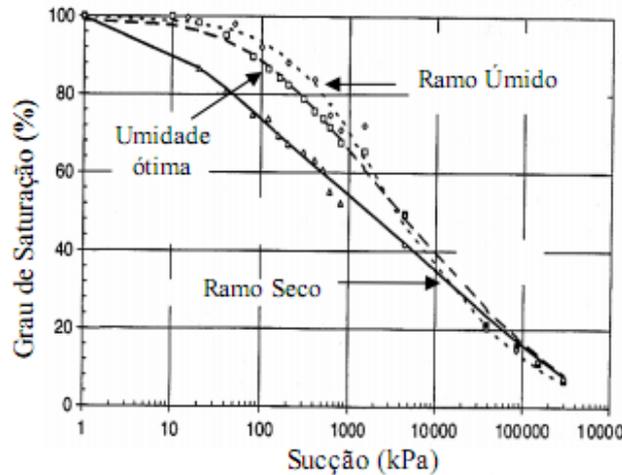


Figura 2.28 - Curvas características de amostras compactadas em diferentes umidades (modificado - Vanapalli *et al.*, 1999)

- Índice de Vazios

Ao partir da hipótese proposta por Gallipoli *et al.* (2003) apud Ferreira (2010), não ocorrendo histerese, haverá uma única relação entre a sucção, o grau de saturação e a variação do índice de vazios, sendo descrita em função do volume específico de vazios (v), conforme equação 2.46.

$$v = 1 + e \tag{2.46}$$

Estes autores observaram que para um valor fixo do grau de saturação, quanto menor for o volume específico de vazios, maior será a sucção conforme Figura 2.29.

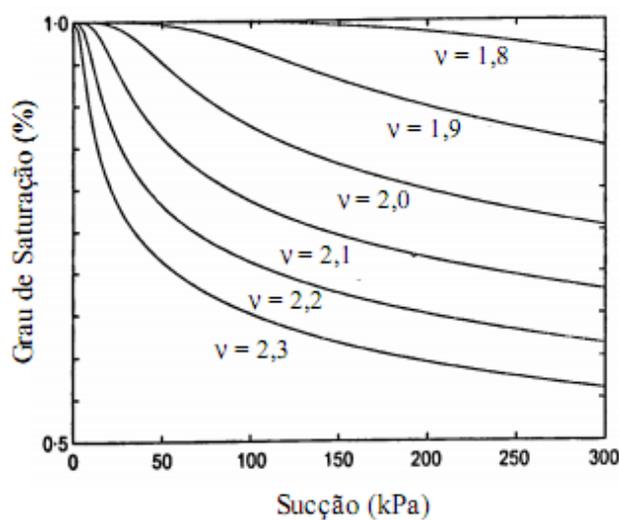


Figura 2.29 - Previsão da curva característica para diferentes valores de volume específico de vazios (Gallipoli, 2003 apud Ferreira, 2010)

- História de Tensões

A história de tensões é analisada em função do formato da curva característica em diferentes umidades. Logo, o valor de entrada de ar e a inclinação da curva aumentam com a tensão de pré-adsensamento. Para amostras compactadas no ramo seco este comportamento é mais acentuado. O adsensamento não afeta a estrutura dos poros para altas sucções, mas para baixas sucções a curva sofre influência da tensão de pré-adsensamento. Quanto maior a carga aplicada, menor a taxa de redução do teor volumétrico de água. A Figura 2.30 ilustra a influência da tensão de pré-adsensamento na curva característica, observando que solos submetidos a altas tensões tendem a apresentar maior valor de entrada de ar, fato este relacionado à distribuição de poros em solos com aplicação de maiores cargas (Zhou e YU, 2005).

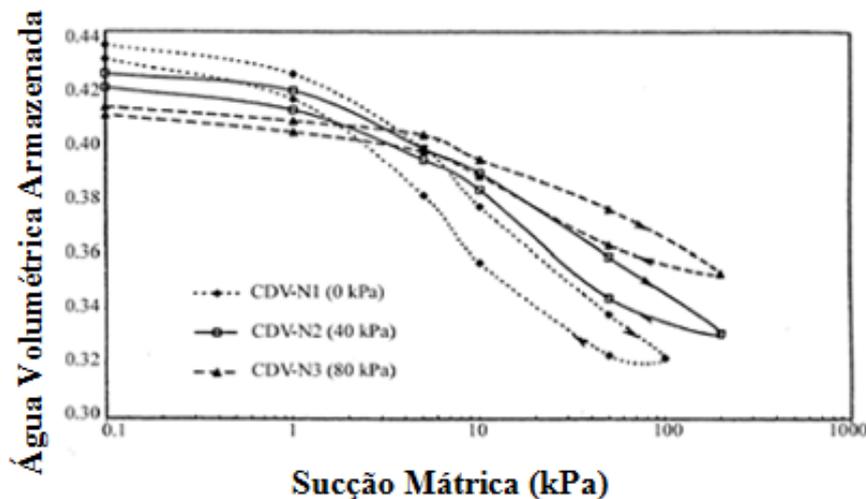


Figura 2.30 - Efeito do estado de tensões na curva característica (Ng and Pang, 2000 apud Zhou e YU, 2005)

- Umedecimento e Secagem

Em relação às trajetórias de secagem e umedecimento, observa-se que a quantidade de água retida no umedecimento é menor que no processo de secagem. Isso pode ser explicado pela geometria não uniforme dos poros interconectados, pela influência do ângulo de contato que varia de acordo com a posição do menisco devido à rugosidade, pela ocorrência de ar dentro dos poros que levam à redução do teor de umidade na fase de umedecimento e pela liberação gradual do ar dissolvido na água (Presa, 1982).

Na Figura 2.31 nota-se que para um mesmo valor de umidade o processo de umedecimento tende a apresentar uma sucção menor que a observada no processo de

secagem, assim, a quantidade de água retida no processo de secagem é menor que no umedecimento (De Campos *et al.*, 1992 apud Ferreira, 2010).

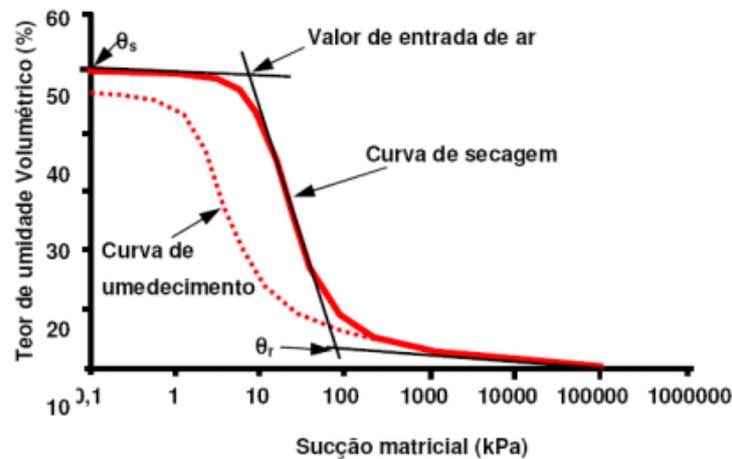


Figura 2.31 - Curva característica típica com destaque para secagem e molhagem (Fredlund e Xing, 1994 – modificado por Ferreira, 2010)

- Mineralogia

A influência da mineralogia dos solos na retenção de água é significativa, principalmente em solos argilosos, porque os argilominerais presentes nesses solos apresentam forças de adsorção diferentes. Estas forças são afetadas pela natureza da superfície das partículas e pelos tipos de cátions trocáveis. Assim, quanto menor o tamanho dos íons, maior a camada de água adsorvida na superfície das partículas e por este motivo a esmectita retém mais água que a caulinita (Presa, 1982; Jucá, 1990; De Campos *et al.*, 1992; Antunes, 2005 apud Lopes, 2006).

O aumento da temperatura provoca uma diminuição na interface solo-água, gerando uma diminuição na curvatura do menisco, afetando a sucção. Caso ocorra ar ocluso na massa do solo, a elevada temperatura induz um aumento no diâmetro dos poros causado pela expansão do ar, levando a alterações na forma da curva característica. Segundo Hopmans e Dane (1986) apud Lopes (2006), a combinação da variação de volume de ar ocluso e da tensão superficial minimiza os efeitos da temperatura na curva característica.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentadas as características do local onde parte do programa experimental foi desenvolvido, bem como os procedimentos, equipamentos e metodologia empregada na execução dos ensaios de campo e laboratório.

Quanto aos ensaios de campo foram executados: SPT, SPT-T, DMT, prova de carga. Os ensaios de laboratório foram caracterização física, mineralógica, adensamento, cisalhamento, triaxial k_0 , curva característica.

3.1 CARACTERÍSTICAS DO LOCAL

A campanha experimental de campo e a coleta das amostras para a execução dos ensaios foram realizadas em uma obra localizada no Guará II (Figura 3.1), cidade satélite de Brasília-DF. Nesta obra o terreno é composto por quatro lotes, apresentando uma área total de 12.487 m². Consiste em um empreendimento residencial vertical composto por oito torres de apartamentos denominadas de bloco A a H, contendo dois subsolos, pilotis e onze pavimentos.

Este trabalho enfatizou o monitoramento das fundações, considerando nove das 243 estacas do bloco “E”, conforme Tabela 3.1 e figura localizada no Anexo 1. Para a realização dos ensaios, as amostras coletadas foram retiradas em duas fases:

a) A primeira fase correspondente à extração de amostras deformadas resultantes do monitoramento do processo executivo das estacas hélice, perfazendo um total de nove estacas coletadas em três profundidades diferentes, e mais quatro estacas para a realização de um perfil de umidade referente ao período de um mês.

b) A segunda fase corresponde à coleta de amostras indeformadas localizadas na área próxima a prova de carga, com a extração de três blocos de 30 cm x 30 cm, localizados acima do nível de água.

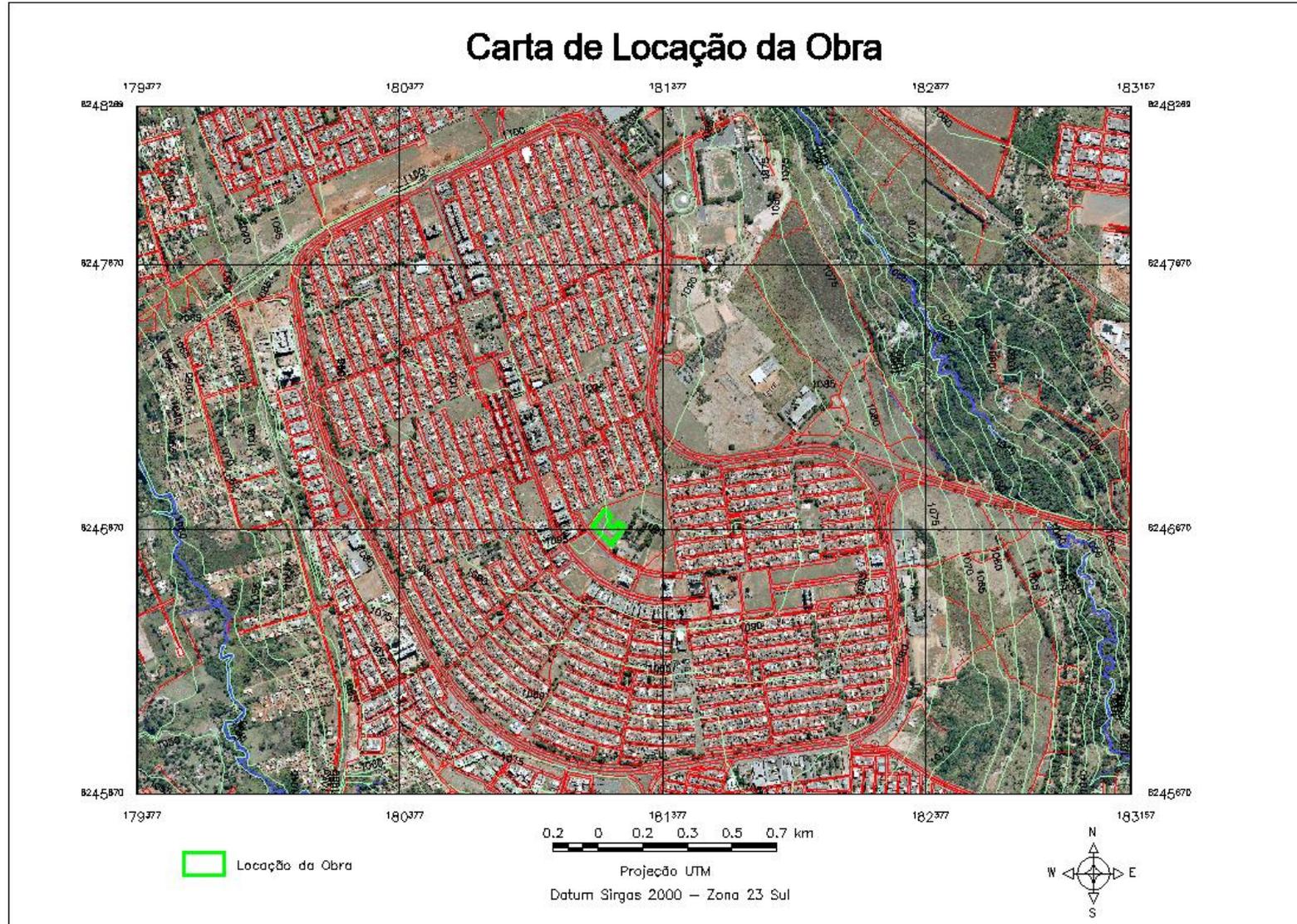


Figura 3.1 - Localização da obra escolhida

Tabela 3.1 - Relação de estacas do Bloco "E"

DIÂMETRO	Nº DE ESTACAS (BLOCOS)	QUANTIDADE	TOTAL
0,4	1	5	5
	2	8	16
	3	0	0
	4	12	48
	5	5	25
	6	1	6
Subtotal 1			100
0,5	1	8	8
	2	10	20
	3	1	3
	4	2	8
	5	2	10
	6	1	6
Subtotal 2			55
0,4	Cortinas	79	79
Subtotal 3			79
Total			234

3.1.1 Monitoramento das Estacas

O monitoramento das estacas foi acompanhado visualmente e os dados foram extraídos por meio do computador instalado na perfuratriz, sendo que a mesma era dotada do *software* SACI conforme citado no item 2.3. Este sistema possui a rotina SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci) que se baseia na medida do trabalho realizado ao escavar uma estaca, além do monitoramento da mesma. Todos os dados obtidos do monitoramento das estacas analisadas estão contidas no Anexo 2 do referente trabalho.

Nesta fase foi possível observar como as estacas eram executadas, sua orientação e correção de procedimentos durante a execução de cada uma, e para isso, utilizou-se como base o banco de dados obtido durante o monitoramento das estacas e as suas características estatísticas.

Para Silva e Camapum de Carvalho (2010), a SCCAP busca o controle de qualidade no processo de execução das estacas para que elas atinjam a capacidade de carga planejada em projeto, de forma que é possível obter alguns resultados como:

- Indica em tempo real durante a escavação das estacas, a velocidade crítica para o avanço da escavação, sendo que, abaixo desta velocidade pode haver descompressão do solo. Ressaltando que o cálculo do trabalho é função da rotação e do diâmetro da estaca;
- Medição automática do torque e do trabalho realizado (dado pela metodologia SCCAP) durante a execução de cada estaca do estaqueamento;

- A alimentação do banco de dados da obra com os dados de torque e trabalho obtidos para cada estaca executada;
- Tratamento estatístico de uma amostra pré-estabelecida do subconjunto de dados da população, o estaqueamento, obtendo as medidas de tendência central e os momentos da amostra;
- A orientação da operação durante a escavação de cada estaca indicando quando a estaca deve ter sua cota de apoio aumentada quando a energia não for atingida. Estacas que não estejam atendendo às condições pré-estabelecidas, em termos de trabalho mínimo realizado e, portanto, de capacidade de carga;
- Sinalização da velocidade máxima de extração, garantindo que o volume de concreto, mais o super consumo que caracteriza cada tipo de solo seja suficiente para o preenchimento adequado das estacas;
- Indicar ao projetista se a obra apresenta ou não regiões onde provavelmente as características geotécnicas são diferentes, ou seja, se fazem parte de populações diferentes com média e desvio padrão discrepantes. Neste sentido, recomenda-se ao projetista ter pré definida a espacialização dos resultados de sondagem de modo a facilitar a interpretação e aumentar a confiabilidade da decisão.

Estes autores informam que para a análise deve-se coletar a amostra populacional próximo a uma prova de carga, pois assim é possível associar as propriedades estatísticas com a capacidade de carga real da estaca. Caso não seja possível, é recomendável escolher a amostragem com características geotécnicas conhecidas, como exemplo, regiões em que tenham sido feitas sondagens confiáveis e com pouca variabilidade.

Assim, com a escolha da retirada do bloco e com os dados de sondagens realizados antes da execução das estacas, foi feito o monitoramento das estacas para o controle do estaqueamento e obtenção do trabalho de cada estaca.

3.1.2 Mineralogia

O solo é composto de uma parte mineral sólida formada por minerais primários e secundários. Os minerais primários provêm da rocha a partir da qual o solo se formou (oriundos da rocha-mãe), persistindo mais ou menos inalterados na sua composição. Os minerais secundários podem ocorrer no solo pela síntese *in situ* de produtos resultantes da meteorização dos minerais primários menos resistentes, pela simples alteração da estrutura de

determinados minerais primários verificada *in situ* ou por serem herdados diretamente da rocha-mãe.

O conhecimento da composição mineralógica do solo é fundamental para a compreensão de suas características físicas. Para isso, existem vários métodos para a identificação dos minerais dos solos. Os mais empregados são: a análise química, a difratometria por raios-X, a análise termo-diferencial (ATD), a análise termo-gravimétrica, a microscopia óptica e eletrônica.

Para este trabalho a determinação da composição mineralógica foi realizada por difração de raios-X. Este método mede a distância interplanar basal, que é determinada conhecendo o ângulo formado pelo feixe de raios-X incidente e o plano atômico que o difrata, e o comprimento de onda desses raios, definindo assim a estrutura cristalina. As análises apresentadas foram realizadas utilizando os procedimentos do Laboratório de Difratometria de Raios-X do Instituto de Geociências da Universidade de Brasília.

Pelos procedimentos de laboratório as amostras deveriam ser secas ao ar, contudo optou-se por ensaiá-las sem secagem prévia, de modo a simular as condições reais de campo, utilizando o material passante na peneira nº. 200 (0,075mm). No laboratório, a preparação se inicia com a separação granulométrica por tamanho das partículas de areia, silte e argila. A identificação dos minerais em areia e silte é feita com material não orientado. As amostras são trituradas e o material pulverulento obtido é colocado em lâminas de alumínio vazadas.

As lâminas são levadas ao difratograma para a identificação. A fração argila tem sua separação feita por dispersão em água seguida de decantação, e para aumentar a velocidade de sedimentação, utiliza-se a centrifugação. Com isso, ocorre a precipitação da fração silte, e a fração argila em suspensão é centrifugada ou mantida em repouso por 12 horas e submetida a tratamentos com pirofosfato e ultra-som.

Após este procedimento, a argila é preparada como uma pasta sobre lâminas com amostras orientadas pela técnica do esfregaço e é seca ao ar para posterior tratamento. A identificação dos argilo-minerais é feita com um tratamento na amostra como a glicolagem e o aquecimento. Após esta preparação, a amostra é analisada no difratômetro de raios-X, RIGAKU – D/MAX – 2A/C, com velocidade de 2°/min.

3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS

Para se conhecer as propriedades e classificar os solos coletados, foram realizados ensaios que fornecessem parâmetros físicos, mecânicos e geotécnicos. Todos os ensaios

foram realizados no Laboratório da Universidade de Brasília, com exceção do ensaio triaxial k_0 que foi realizado no Laboratório de Solos do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS, localizado na cidade de Aparecida de Goiânia, GO.

A metodologia empregada nos ensaios seguiu as especificações das normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), apresentadas em cada ensaio. Todos os ensaios realizados com amostras indeformadas foram moldados segundo a direção apresentada na Figura 3.2, pois buscou-se as tensões horizontais de campo para o entendimento da influência desta tensão no comportamento da estaca.

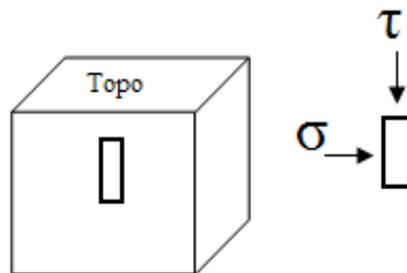


Figura 3.2 - Posicionamento de moldagem dos corpos de prova para ensaios com amostras indeformadas

3.2.1 Ensaios de Caracterização Geotécnica

Para a realização dos ensaios de caracterização, as amostras foram preparadas conforme prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986), sendo realizadas as operações sem secagem prévia para uma melhor representação das condições de campo.

a) Umidade Natural e Higroscópica:

Foram realizadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 1986), calculando-se a média de três determinações por ponto. A umidade natural foi determinada apenas nas amostras deformadas em diferentes profundidades.

b) Peso Específico dos Sólidos:

Determinados pela média de três ensaios, de acordo com a NBR 6508 (ABNT, 1984a).

c) Peso Específico Aparente:

Foi determinado nas três amostras coletadas no poço. Os ensaios foram executados conforme a NBR 10838 (ABNT 1988a).

d) Índices de Consistência:

Determinaram-se os limites de liquidez e plasticidade nas amostras indeformadas coletadas em diferentes profundidades. O limite de liquidez foi determinado graficamente a

partir da obtenção da reta interpolada por cinco pontos, de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 1984b) e, para o limite de plasticidade foram obtidas cinco determinações conforme a NBR 7180 (ABNT, 1988b). Com a diferença entre os limites acima mencionados, obteve-se o índice de plasticidade.

e) Granulometria:

Para este ensaio utilizou-se a NBR 7181 (ABNT, 1988c). Foram realizadas duas análises granulométricas por amostra de solo: uma com uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outra com água destilada, objetivando analisar a estabilidade estrutural das microconcreções. Para Camapum de Carvalho *et al.* (1996) a realização de ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante em solos tropicais podem gerar diferenças significativas, de forma que em ensaios de granulometria com o uso de defloculante pode não obter a granulometria real do solo.

3.2.2 Curva Característica pelo Método do Papel Filtro

Para a determinação da sucção nos solos utilizou-se a técnica do papel filtro. Para a sua determinação foram utilizados gabaritos de PVC com 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro, perfazendo um total de 13 corpos de prova moldados para cada bloco retirado (Figura 3.3).



Figura 3.3 - Moldagem dos corpos de prova com cilindro de PVC

O papel filtro utilizado foi o Whatman Nº 42, cortado em círculos com o mesmo diâmetro do molde. A norma utilizada foi a ASTM D 5298/2003, que recomenda que antes de usar o papel filtro, este deve ser deixado na estufa por um período de 16 horas e posteriormente guardado em um dessecador até o seu uso. Entretanto, de acordo com Marinho (1995) citado por Aguiar (2010), este procedimento pode alterar as características de absorção do papel, alterando sua curva de calibração. Assim, o procedimento para este ensaio foi realizado de acordo com o citado por Aguiar (2010), em que se utiliza o papel direto da caixa.

Como dito anteriormente, para a obtenção da curva 13 corpos de prova foram moldados com teor de umidade conhecido, com alguns corpos de prova sendo secos ao ar (Figura 3.4a) e outros umedecidos por gotejamento (Figura 3.4b) para a obtenção de pontos abaixo e acima da umidade ótima.



Figura 3.4 - Preparação dos corpos de prova para o ensaio: a) Secagem ao ar, b) Umedecimento por gotejamento

Após a moldagem os corpos de prova foram pesados e adicionados três papéis filtro, sendo um deles em contato direto com o solo para a medição da sucção mátrica. Cada corpo de prova foi envolto em filme plástico (Figura 3.5a) e filme de alumínio e posteriormente lacrados com fita adesiva (Figura 3.5b). Em seguida, foram identificados e acondicionados em uma caixa térmica que permaneceu lacrada por um tempo de equilíbrio de no mínimo 15 dias (Figura 3.5c).



Figura 3.5 - Preparação dos corpos de prova: a) Papeis filtro e filme plástico, b) Envolvimento com filme de alumínio, c) Acondicionamento em caixa térmica

Após o equilíbrio, os papéis foram removidos com uso de pinça e pesados em uma balança com sensibilidade de 0,0005g. Em seguida foram levados para estufa para obtenção das umidades, e os corpos de prova foram submetidos ao ensaio da balança hidrostática e de umidade (Figura 3.6). Com as umidades dos papéis e as curvas de calibração, foi possível obter a sucção utilizando a Equação 3.1 (para umidades do papel filtro maiores que 47%) e

Equação 3.2 (para umidades do papel filtro menores ou iguais a 47%) propostas por Chandler *et al.* (1992) apud Pereira e Marinho (1998) para o papel filtro utilizado.

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48 \log w)} \quad (3.1)$$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622 \log w)} \quad (3.2)$$

Em que:

w = umidade do papel filtro.

Nesta, os valores de sucção serão apresentados em kPa e pF, sendo que este último representa o logaritmo da altura de coluna de água em centímetros. Serão apresentados e analisados apenas os dados de sucção mátrica.



Figura 3.6 - Corpos de prova com parafina no ensaio da balança hidrostática

3.2.3 Ensaio de Cisalhamento Direto

Este ensaio tem como objetivo principal obter parâmetros de resistência do solo como coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) para as condições naturais e saturadas. A metodologia empregada seguiu a norma ASTM D 3080/2004, em que foram moldados corpos de prova a partir de um molde padrão e posteriormente foram transferidos para a caixa de cisalhamento (Figura 3.7).



Figura 3.7 - Preparação para o ensaio: a,b) Moldagem, c) Caixa circular utilizada

O ensaio foi realizado em uma caixa de seção circular com 6,0 cm de diâmetro e 2,5 cm de altura e levados a uma prensa mecanizada. A escolha desta caixa ocorreu em função das características do solo e a quantidade de material para a realização do ensaio. A prensa utilizada é uma prensa manual da marca WIII GEOTECHNIK (Figura 3.8), que foi automatizada com a substituição dos extensômetros por transdutores, que tinham suas conexões ligadas ao SPIDER e utilização do programa CATMAN 4.5 (Figura 3.9). Devido a automatização, foram realizados ensaios comparativos com uma prensa já automatizada do laboratório, com o objetivo de calibrar o equipamento como um todo.



Figura 3.8 - Equipamento utilizado no ensaio: a) Máquina automatizada, b) Sistema computacional de aquisição de dados

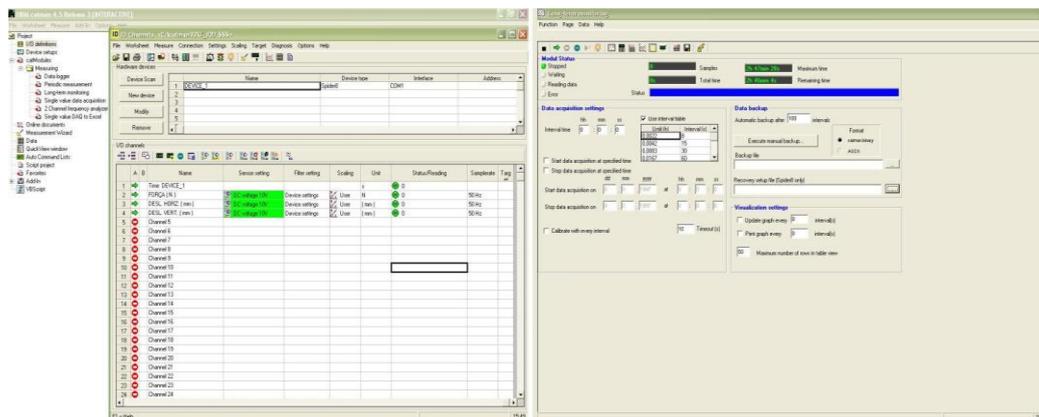


Figura 3.9 - Programa CATMAN 4.5, vista da interface do programa

Na realização do ensaio natural, o corpo de prova era colocado no equipamento de cisalhamento com uma determinada tensão vertical aplicada verificando-se os deslocamentos verticais em determinados intervalos de tempo (0, 10, 30 s, 1, 2, 4, 8, 15 e 30 min) até a sua estabilização. Após este procedimento, se iniciava o cisalhamento por um período de 4h ou até que chegasse a 8 mm de deslocamento. Na condição saturada, a adição de água foi feita

após a primeira hora ou a estabilização do solo para a obtenção do colapso do solo e posteriormente foi deixado por 12 horas sob a carga normal de ensaio. Depois deste período é que se dava o início do cisalhamento.

As tensões usadas em todos os três blocos foram de 25, 50, 100, 200 kPa, a uma velocidade de 0,0333 mm/min.

3.2.4 Ensaios Oedométricos

Para o ensaio de adensamento, utilizou-se a mesma prensa do ensaio de cisalhamento devido à quantidade de amostras para a realização do ensaio. Assim, foram moldados corpos de prova com a mesma dimensão do molde usado no ensaio de cisalhamento. O início do ensaio deu-se com a aplicação de um carregamento de 5 kPa, e após 24 horas eram colocados novos carregamentos, sendo eles: 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800; e 1600 kPa. No descarregamento mediu-se os deslocamentos para as tensões de 1200, 800, 400 e 5 kPa. Todos os ensaios foram realizados na condição natural e seguiram a NBR 12007 (ABNT, 1990).

Com este ensaio foi possível obter a razão de sobre adensamento (OCR), que é a relação entre a tensão de pré-adensamento e a tensão geostática no ponto em questão, sendo a tensão de pré-adensamento obtida na curva de compressibilidade. Esta tensão não corresponde a um pré-adensamento propriamente dito e sim um efeito de pseudo pré-adensamento induzido pela compactação. Logo, para obter o valor desta tensão, foi utilizado o método de Pacheco e Silva NBR 12007 (ABNT, 1990) para a determinação da tensão de pré-adensamento.

3.2.5 Ensaio Triaxial Tipo k_0

O ensaio consiste em uma compressão triaxial, em que a consolidação é realizada anisotropicamente. É realizado aplicando um acréscimo de tensão vertical seguido de um acréscimo de tensão de célula para impedir as deformações radiais no corpo de prova. O objetivo do ensaio é determinar a relação entre tensão principal menor e a tensão principal maior, ambas efetivas, para a condição de repouso (k_0) definido pela Equação 3.3.

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (3.3)$$

Em que:

k_0 = coeficiente de empuxo no repouso;

σ'_h = tensão horizontal efetiva;

σ'_v = tensão vertical efetiva.

O valor do k_0 pode ser determinado sob condições drenadas ou não drenadas, sendo que em condições não drenadas não há presença de fluxo de água ou deformações laterais, sendo realizados para solos parcialmente saturados. Para o ensaio drenado são utilizadas amostras saturadas e parcialmente saturadas para a obtenção do valor do k_0 durante a consolidação.

Para Camapum de Carvalho (1985), solos no estado saturado e realizados em condições drenadas, as tensões principais geradas podem ser consideradas efetivas, mas para o estado natural as tensões não podem ser consideradas efetivas, apesar de serem feitas em condições drenadas.

Assim, são feitas correções de k_0 para acrescentar aos resultados do k_0 natural o efeito de sucção, conforme equação 3.4.

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_h + (u_a - u_w) x \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi^t}}{\sigma_v + (u_a - u_w) x \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi^t}} \quad (3.4)$$

Estes ensaios foram realizados segundo os procedimentos do Laboratório de Mecânica dos Solos de FURNAS Centrais Elétricas SA na condição natural, utilizando-se uma célula triaxial (Figura 3.10) especial que possibilita o acréscimo de tensão confinante e axial sem permitir deformações laterais.



Figura 3.10 - Célula triaxial tipo k_0 : a) Parte desmontada da célula, b) Célula interna, c) Célula montada (modificado - Aguiar, 2010)

Na Figura 3.11 é possível observar o painel utilizado para a aplicação dos carregamentos e controle de deformações, bem como o aquisitor de dados.

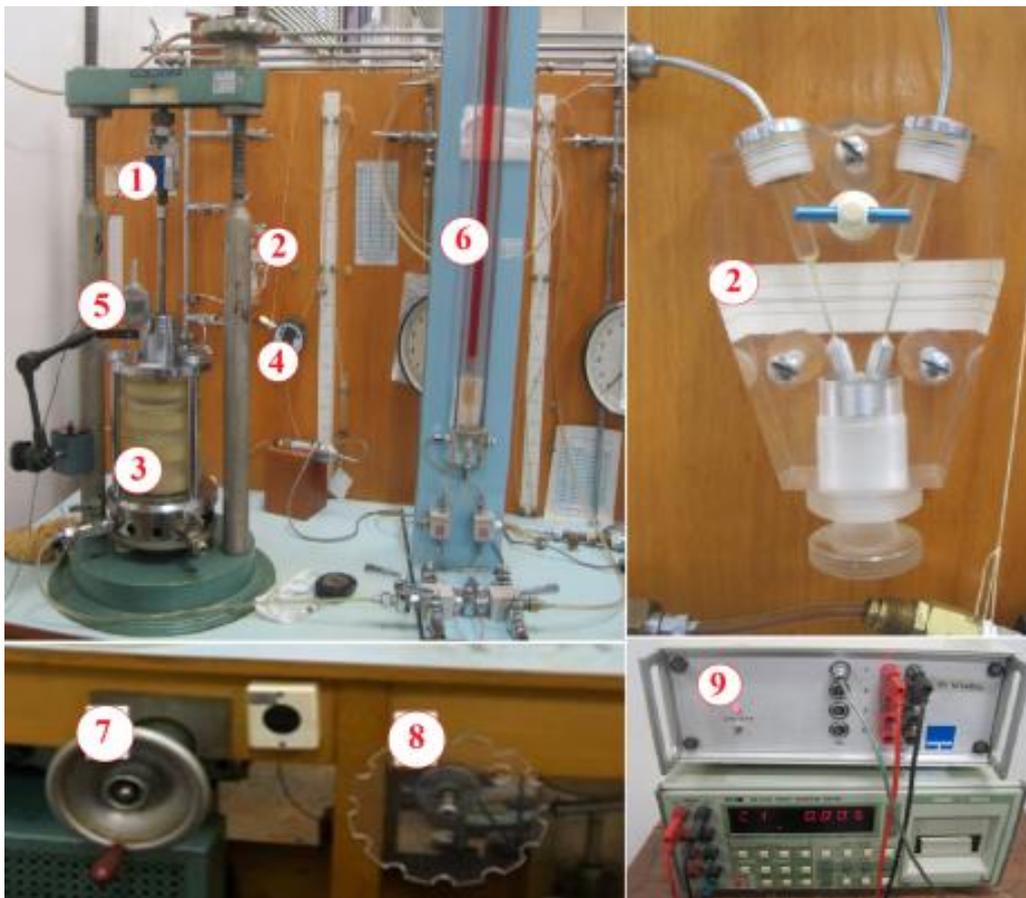


Figura 3.11 - Painel utilizado para ensaio triaxial k_0 e aquisitor de dados

Em que:

Ponto 1: Célula de carga, onde são realizadas as leituras de σ_d ;

Ponto 2: Nível de mercúrio, onde é possível controlar as deformações radiais para que as mesmas não ocorram;

Ponto 3: Célula triaxial tipo k_0 ;

Ponto 4: Manômetro para leitura da pressão confinante aplicada (σ_3);

Ponto 5: Extensômetro, onde se controla a deformação axial;

Ponto 6: Variômetro, para realização das leituras de variação de volume externa;

Ponto 7: Manivela que permite a aplicação de incrementos de σ_d de forma controlada;

Ponto 8: Manivela que permite a aplicação de incrementos de σ_3 de forma controlada;

Ponto 9: Aquisitor da leitura de σ_d .

Os incrementos de σ_3 utilizados no ensaio foram de 20 kPa e obedeceram um intervalo de 10 min, permitindo assim que o ensaio fosse realizado na condição drenada, e o valor máximo de σ_3 aplicado foi de 400 kPa. Os dados do ensaio foram lançados no gráfico correlacionando as tensões axiais com as tensões confinantes para obter o coeficiente angular da reta, que corresponde ao k_0 .

3.3 ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS

Os ensaios de campo (SPT, SPT-T, dilatômetro, prova de carga) e o perfil de umidade objetivaram:

- Analisar a influência da variação da umidade no perfil de solo ao longo da capacidade de carga das estacas;
- Verificar a eficiência dos métodos de previsão de carga na determinação da capacidade de carga das fundações;
- Caracterizar o solo utilizando os ensaios realizados;
- Comparar os métodos de cálculos citados no item 2.4 com os resultados obtidos na prova de carga.

A locação da prova de carga e dilatômetros estão apresentados no Anexo 1, e o croqui de localização dos ensaios de SPT, SPT-T no Anexo 3 do trabalho.

3.3.1 Ensaio de Penetração Dinâmica – SPT

As sondagens do tipo SPT foram realizadas segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001), com exceção quanto à utilização do martelo, que foi utilizado sem coxim de madeira. O avanço foi feito com o uso do revestimento e sem lavagem.

Os ensaios foram realizados em duas etapas, a primeira que corresponde às sondagens antes da construção, em que neste trabalho serão apresentados apenas os valores da sondagem, e a segunda referente à sondagem realizada pós prova de carga (durante a construção), em que foram colhidas amostras no amostrador ao longo da profundidade para determinação da umidade e descrição tátil visual. Ressalta-se que, como a obra escolhida já se encontrava na fase de execução de fundação, as sondagens realizadas antes da construção não foram acompanhadas, sendo assim, somente as sondagens realizadas pós prova de carga foram acompanhadas. Estas estavam situadas a 7,35 m do terreno natural, ou seja, a 7,35 m da escavação realizada para a execução do subsolo da obra.

3.3.2 Ensaio de Penetração Dinâmica com Medida de Torque – SPT-T

Este ensaio foi realizado apenas na segunda fase (pós prova de carga) com a utilização de dois torquímetro da GERDORE, sendo um com capacidade máxima de 14 kgf.m e resolução de 0,5 kgf.m para as primeiras camadas (SPT 2 a 9 golpes) e outro com capacidade máxima de 48 kgf.m e resolução de 2 kgf.m para as camadas mais resistentes.

De acordo com o procedimento do ensaio, o torque foi realizado após a penetração do amostrador padrão, em que a cabeça de bater era retirada e acoplada a um pino adaptador do torquímetro, conforme descrito no item 2.5.2.

No intuito de minimizar erros durante a execução, o torquímetro foi manuseado sempre por um mesmo operador. Cada volta dada durava 10 segundos com a realização das leituras do torque máximo e torque residual. Atentou-se para a estabilização do torque residual na primeira volta, conforme Peixoto (2001), Guimarães (2002) e Mascarenhas (2003) confirmam em seus trabalhos. Devido a estabilização, foi possível observar uma tendência para solos argilosos e solos siltosos em cada metro de ensaio, pois de acordo com ensaios realizados por Peixoto (2001) em solos arenosos ocorre uma queda constante no valor do torque. Para valores de torque maior que 40 kgf.m evita-se a realização do ensaio, pois segundo Peixoto (2001), ocorre torção no conjunto haste-amostrador prejudicando o rosqueamento das hastes.

3.3.3 Ensaio Dilatométricos, DMT

O objetivo do ensaio foi determinar parâmetros geotécnicos do solo para utilizar em fórmulas de cálculo de capacidade de carga das estacas. Foi executado apenas um ensaio dilatométrico por questões internas à obra, atingindo a profundidade de oito metros. O ensaio seguiu as recomendações do manual *Flat Dilatometer Manual* de Marchetti e Crapps (1981). Para a realização do ensaio foi necessária a construção de ancoragens para a instalação e fixação da máquina. E esta foi construída em concreto com uma barra de ferro no centro, como pode ser observado na Figura 3.12.



Figura 3.12 - Equipamento utilizado: a) Máquina de cravação, b) Ancoragem sendo instalada, c) Detalhe da ancoragem pronta

O início do ensaio foi feito com a escavação manual de 90 cm devido a uma camada bastante compactada e laterítica existente na superfície; em seguida cravou-se a lâmina dilatométrica no solo a cada 25 cm e iniciou-se o ensaio com as leituras das pressões A e B. Como até o final do ensaio o lençol freático não fora atingido, a leitura da pressão C não foi realizada. O ensaio teve a expansão da membrana dilatométrica paralela à localização da prova de carga, conforme Figura 3.13.

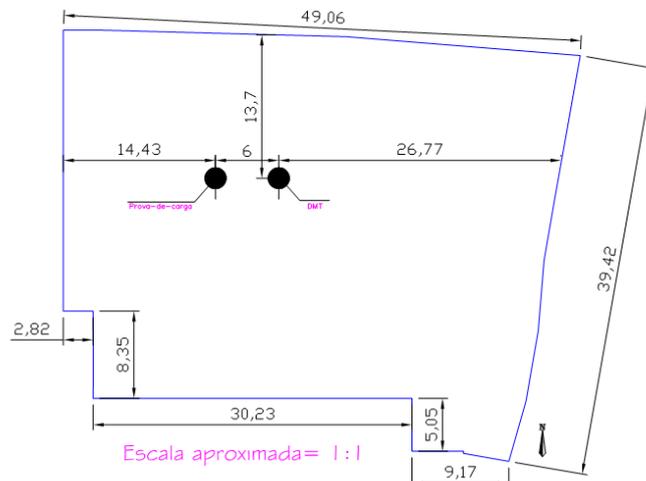


Figura 3.13 - Localização do ensaio DMT com devida orientação

Com as correções das leituras das pressões A e B foram obtidos os valores de p_0 e p_1 , e a partir delas foram calculados os índices dilatométricos I_D , K_D e E_D , e assim foi possível correlacionar os parâmetros geotécnicos de interesse nesta pesquisa.

3.3.4 Prova de Carga

As provas de carga têm a função de estimar a capacidade de carga das estacas, que serão comparadas com alguns métodos de cálculo de capacidade de carga. A estaca ensaiada apresentava um diâmetro de 0,4 m e comprimento de 16,24 m, com um bloco de coroamento de dimensões 0,70 m x 0,70 m x 0,70 m, estando a face superior do bloco coincidente com o nível do terreno.

O sistema de reação e as informações das duas estacas de reação com diâmetro de 0,60 m e comprimento de 16,08 m foram definidos pela empresa executora da fundação.

O sistema era composto ainda por uma viga metálica ancorada em duas estacas de reação afastadas 2,50 m eixo a eixo da estaca ensaiada e ancorada na viga de reação com barras de aço, conforme Figura 3.14.

A Figura 3.15 apresenta a montagem do sistema de reação e dos extensômetros verticais para a execução da prova de carga. Para a medição dos deslocamentos verticais foram utilizados quatro extensômetros com curso total de 8×10^{-1} mm e resolução de 10^{-2} mm. Para a medição da carga aplicada foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 4.903,5 kN ligadas a um indicador de carga e localizada entre o atuador hidráulico e a viga metálica. Os acréscimos de carga foram realizados com o uso de um atuador hidráulico manual com capacidade de 1.961,4 kN, reagindo contra a viga metálica.



Figura 3.14 – Localização das ancoragens na montagem da prova de carga



Figura 3.15 - Montagem do sistema de reação e dos extensômetros da prova de carga

Foi realizada apenas uma prova de carga seguindo as recomendações da NBR 12131 (ABNT, 2006). Esta prova de carga foi do tipo lenta e realizada dias antes da execução do ensaio de dilatômetro.

A estaca foi ensaiada no dia 26/08/2010 e concluída no dia 27/08/2010, com a aplicação de uma carga de contato de 49,03 kN (5,0 tf) e conduzida até atingir um total de 1510,22 kN (154,0 tf), carga máxima prevista para a prova de carga. Este carregamento foi mantido por um período de 12 horas após a estabilização dos recalques, e só assim procedeu-se o descarregamento em quatro estágios. Os estágios de carregamento e descarregamento foram de: 49,03; 151,02; 302,04; 453,07; 604,09; 755,11; 906,13; 1057,16; 1208,18; 1359,20; 1510,22; 1132,67; 715,89; 343,23; 0 kN.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados e analisados inicialmente os resultados dos ensaios de caracterização física e mineralógica do perfil de solo estudado, posteriormente as curvas características obtidas, os ensaios de cisalhamento direto, adensamento, triaxial k_0 , ensaios de campo (SPT, SPT-T, DMT, Prova de Carga) e as análises do monitoramento das estacas. Será desenvolvida uma análise específica para cada ensaio e uma análise correlacionando os resultados do monitoramento com o SPT.

4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Neste item são apresentados os resultados das caracterizações e as classificações realizadas com a utilização dos dados obtidos.

4.2.1 Análise Mineralógica

Foram submetidas a ensaios de Raios X amostras oriundas de um perfil de sondagem compreendido entre 0 e 14 m de profundidade. A cota zero deste perfil situa-se no nível de implantação das fundações do edifício, aproximadamente a 7,35 m do nível do terreno natural. As amostras foram preparadas apenas com a fração argila presentes no solo.

A Tabela 4.1 apresenta os minerais encontrados. Verifica-se em todas as profundidades a presença de caulinita, e em quase todas de hematita e goetita. A presença de gibsita até a profundidade de 5m é um indicativo da forte intemperização sofrida pelo perfil de solo até esta profundidade. A presença de illita apenas a 6 m e depois a 14 m de profundidade indica um solo de transição com grau de alteração intempérica inferior a horizontes superiores a profundidades de até 5 m.

As características mineralógicas realçadas neste perfil de solo é comum nos solos do Distrito Federal. Os difratogramas obtidos estão apresentados no Anexo 4.

Tabela 4.1 - Minerais identificados nos difratogramas

PROFUNDIDADE (M)	MINERAIS
0	caulinita, gibsita, hematita
1	caulinita, gibsita, hematita
2	caulinita, gibsita, hematita, goetita, diaspore
3	caulinita, gibsita, hematita, goetita
4	caulinita, gibsita, hematita, goetita
5	caulinita, gibsita, hematita, goetita, rutilo
6	caulinita, goetita, diaspore, ilita
7	caulinita, hematita, goetita
8	caulinita, hematita, goetita
9	caulinita, hematita, goetita, rutilo
10	caulinita, hematita, goetita
11	caulinita, hematita, goetita
12	caulinita, hematita, goetita
13	caulinita, hematita, goetita
14	caulinita, hematita, goetita, ilita

4.2.2 Caracterização Geotécnica

Os ensaios de caracterização física estão apresentados nas Tabelas 4.2 e 4.3. Como os ensaios destinados ao estudo do comportamento mecânico se concentraram nas amostras indeformadas, serão apresentadas neste tópico somente as curvas granulométricas dos blocos coletados nas três profundidades citadas no item 3.1; as demais constam no Apêndice 1.

Analisando-se a Tabela 4.2 verifica-se que as amostras ensaiadas com defloculante podem ser classificadas em sua maioria como argila areno-siltosa. Já sem defloculante as mesmas estariam entre areia silto-argilosa e silte areno-argiloso. A diferença entre as análises granulométricas (com e sem defloculante) na prática de fundações reflete no comportamento do solo de fundação, de modo que ao se comparar a diferença entre os teores de argila, silte e areia traduzem diferentes aspectos como:

- O solo é agregado e analisado juntamente com os dados de SPT, será colapsível
- Solos de matriz argilosa são sensíveis à presença de água, além de apresentar baixo ângulo de atrito lateral, embora comumente se obtenha valores elevados em ensaios de cisalhamento direto.

Para as fundações tipo hélice contínua tais peculiaridades, resulta no aumento do sobreconsumo de concreto com o crescimento da pressão de concretagem, refletindo na capacidade de carga devido ao aumento do diâmetro real da estaca em relação ao nominal.

Tabela 4.2 - Ensaio de Caracterização das amostras deformadas

Estaca	4 EA			18 EB			20 EC			22 EA			25 EA			
Prof. (m)	3,5	7,5	12,5	0,5	5	12	3,5	7,5	12,5	3,5	7,5	12,5	3,5	7,5	12,5	
w _{nat} (%)	51	48	48	35	42	38	51	55	46	38	48	40	49	72	37	
Com Defloculante	Areia	32,3	15,0	28,1	34,70	24,11	47,48	39,68	25,96	24,41	18,25	21,01	31,16	14,83	30,95	18,65
	Silte	17,2	20,0	13,1	16,63	17,06	10,22	15,86	15,52	14,26	21,06	23,22	15,06	26,03	18,44	18,22
	Argila	50,5	65,0	58,8	48,67	58,83	42,30	44,46	58,52	61,33	60,69	55,78	53,79	59,14	50,61	63,13
Sem Defloculante	Areia	68,9	36,8	42,5	68,96	48,13	43,39	40,86	42,22	84,44	93,68	52,98	57,48	70,39	31,11	51,09
	Silte	24,9	57,3	51,0	24,69	45,42	50,13	53,01	52,40	9,39	0,11	40,57	36,22	24,25	62,92	42,33
	Argila	6,2	6,0	6,5	6,36	6,45	6,48	6,12	5,38	6,17	6,21	6,45	6,30	5,36	5,97	6,58
Estaca	27 EA			32 EC			33 EC			41 EE						
Prof. (m)	3,5	7,5	12,5	3,5	7,5	12,5	3,5	7,5	12,5	2,5	6,5	10,5				
w _{nat} (%)	41	49	50	74	53	57	52	58	56	42	47	41				
Com Defloculante	Areia	32,63	33,44	35,34	26,76	29,44	35,70	37,40	27,00	35,70	24,89	33,75	34,61			
	Silte	14,76	21,61	20,89	15,57	19,01	14,38	15,22	16,33	14,38	13,92	17,52	17,73			
	Argila	52,61	44,95	43,77	57,66	51,54	49,92	47,37	56,66	49,92	54,21	48,73	47,66			
Sem Defloculante	Areia	80,76	67,39	46,97	77,68	47,60	42,75	36,49	37,45	42,75	48,77	40,93	59,76			
	Silte	12,95	26,67	47,37	15,79	47,24	50,81	57,19	57,25	50,81	42,56	53,69	34,81			
	Argila	6,29	5,94	5,65	6,53	5,16	6,44	6,31	5,30	6,44	5,87	5,38	5,42			

A Figura 4.1 obtida plotando-se a umidade natural *versus* o teor de agregados de argila (% de argila CD - % de argila SD) mais o teor de agregados de silte (% de silte CD - % de silte SD) mostra que a umidade do solo tende a apresentar uma relação com o teor de agregados, ou seja, quando se refere ao nível de intemperização sofrido. Vale ressaltar que o nível d'água encontrava-se variando entre 7m e 8m, e que a tendência de variação das umidades para a profundidade de 12,5 m encontra-se à esquerda dos pontos referentes à profundidade de 7,5m. É evidente que esta tendência está relacionada à porosidade do solo, uma vez que para estas duas profundidades o solo encontra-se saturado, mas destacando que a porosidade é oriunda da intemperização sofrida pelo maciço. Ressalta-se ainda que à medida que se aprofunda no perfil a inclinação da tendência se torna mais suave.

Como para as profundidades de 7,5 m e 12,5 m o solo encontra-se saturado, a determinação da umidade é importante para avaliar a porosidade e o comportamento do maciço frente a solicitações como a pressão de concretagem e a carga aplicada à estaca. Para as profundidades de 3,5 m, os pontos obtidos apontam uma tendência a variação da umidade apesar de encontrar-se não saturado, sendo localizados à esquerda dos pontos para 7,5 m de profundidade. Assim, é notório saber que o conhecimento da umidade do solo é relevante pois o comportamento mecânico está diretamente relacionado com a sucção e esta à umidade.

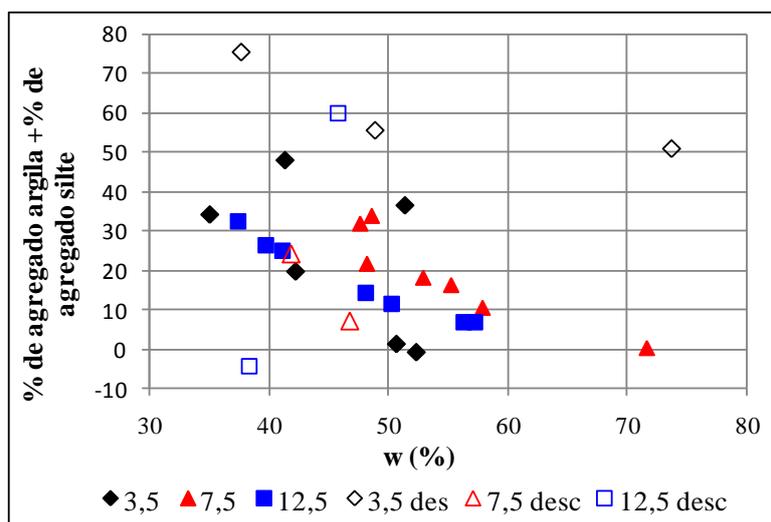


Figura 4.1- Relação umidade - % de agregados

O peso específico dos solos analisados é de 27,8 kN/m³, sendo coerente com a composição mineralógica (caulinita, gibsita, hematita, goetita, etc.) apresentada no item anterior.

A Tabela 4.3 apresenta as propriedades dos solos obtidas para os materiais dos blocos coletados nas profundidades de 2,1 m – 4,5 m – 6,1 m, e a Figura 4.2 as curvas granulométricas obtidas para os três blocos coletados. Nota-se que os solos analisados estão no estado predominantemente agregado e intemperizados, sendo este último discutido a seguir.

Tabela 4.3 - Ensaios de Caracterização e Classificação das amostras indeformadas

Bloco	1	2	3	
Prof. (m)	2,1	4,5	6,1	
w _{nat} (%)	23	27	29	
Com Defloculante	Areia	17,6	20,76	25,71
	Silte	20,9	26,09	21,75
	Argila	61,5	53,15	52,53
Sem Defloculante	Areia	86,4	84,88	79,57
	Silte	7,9	9,27	14,50
	Argila	5,8	5,85	5,93
Limite de Liquidez (%)	47	46	45	
Índice de Plasticidade (%)	7	9	11	
Índice de Grupo (IG)	9,4	9,2	9,4	
Classificação SUCS	ML	ML	ML	

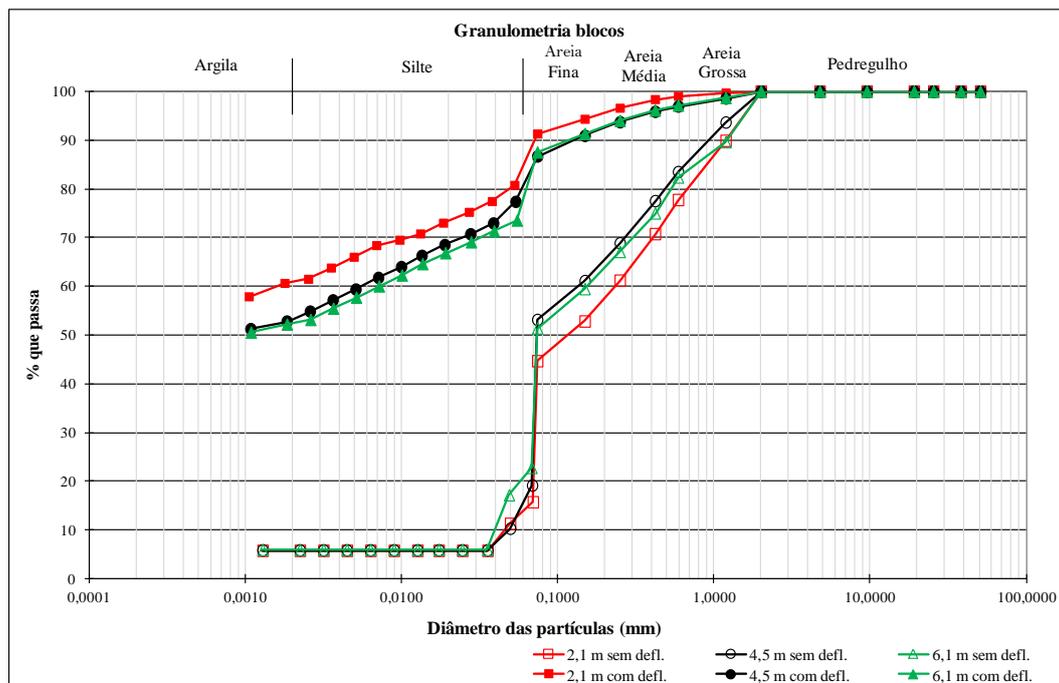


Figura 4.2 - Curvas Granulométricas dos blocos coletados

Comparando as curvas granulométricas com e sem defloculante observa-se que os solos mostram uma considerável diferença entre as duas curvas. Esta diferença é devido à presença de micro concreções no solo estudado, que são estáveis na presença de água e se desagregam com o uso de defloculantes químicos. Para a análise com defloculante, o solo apresentou a fração argila agregada nas frações silte e areia, caracterizando um solo profundamente intemperizado no estado agregado.

Em relação à classificação utilizando análises granulométricas com e sem o uso de defloculantes não houve uma variação significativa na granulometria em relação ao material retido na peneira #200 (0,074 mm), desta forma o uso do defloculante não interferiu nas classificações. Siltes de baixa plasticidade refletem no estado de agregação do solo, de forma que ao se considerar o teor de argila presente no solo (ensaio com defloculante), o mesmo terá predominância argilosa e não siltosa, o que revelará a importância de realizações de ensaios sem o uso de defloculante, além de verificar o grau de intemperismo do maciço.

Guimarães (2002) ao estudar um perfil de solo do Distrito Federal observou que a granulometria estava relacionada com as alterações químico-mineralógicas e estruturais decorrentes do solo, sendo que solos com grandes concentrações de hidróxido de alumínio (gibsite) refletiriam maiores alterações sofridas por intemperismo, resultando em uma maior agregação. Neste sentido, o bloco coletado nos dois primeiros metros apresenta maior grau de agregação que os outros dois.

4.3 PERFIL DE UMIDADE

A Figura 4.3 apresenta o perfil de umidade obtido da média das amostragens feitas em quatro estacas entre os dias 07/10/2010 e 28/10/2010, período de chuvas escassas no Distrito Federal. Nota-se nesta Figura que a umidade aumenta do topo até a profundidade de 4,5 m, com uma queda não significativa até a cota de 9 m. A partir desta cota a umidade tende a diminuir com o aumento da profundidade. Os trechos do perfil apresentado podem ser justificados da seguinte forma:

a) primeiro trecho (topo a 4,5 m) – o solo está não saturado e como o mês de outubro ocorre pouca precipitação, a camada superficial encontra-se ressecada até a cota de 4,5 m;

b) segundo trecho (4,5 m a 9 m) – a umidade tem uma variação pouco significativa e levando em consideração que o solo encontra-se parcialmente saturado. A porosidade e os vazios apresentam a mesma característica da umidade. O nível de água encontra-se a 8 m, o que reflete a ascensão capilar.

c) terceiro trecho (9 m a 15 m) – o solo encontra-se saturado indicando a diminuição da umidade com o aumento da porosidade.

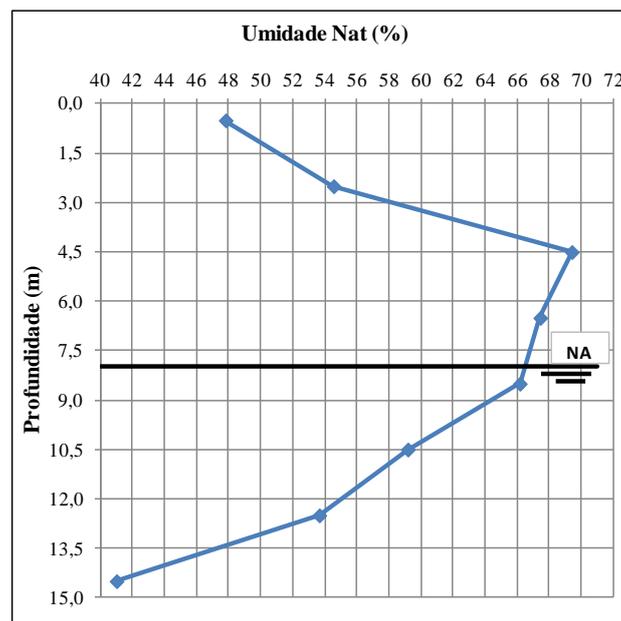


Figura 4.3 - Perfil de umidade ao longo de um mês

4.4 CURVA CARACTERÍSTICA

As Figuras 4.4 e 4.5 apresentam as curvas características de retenção de água obtidas para os três blocos coletados. Os resultados se referem à sucção mátrica e estão apresentados, respectivamente, em função da umidade e do grau de saturação.

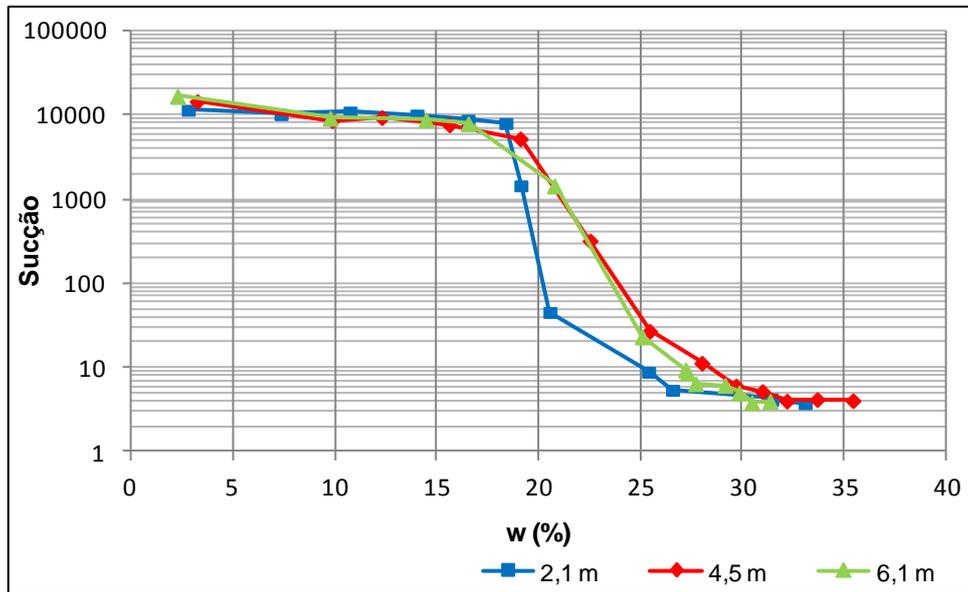


Figura 4.4 - Curvas características em função da umidade

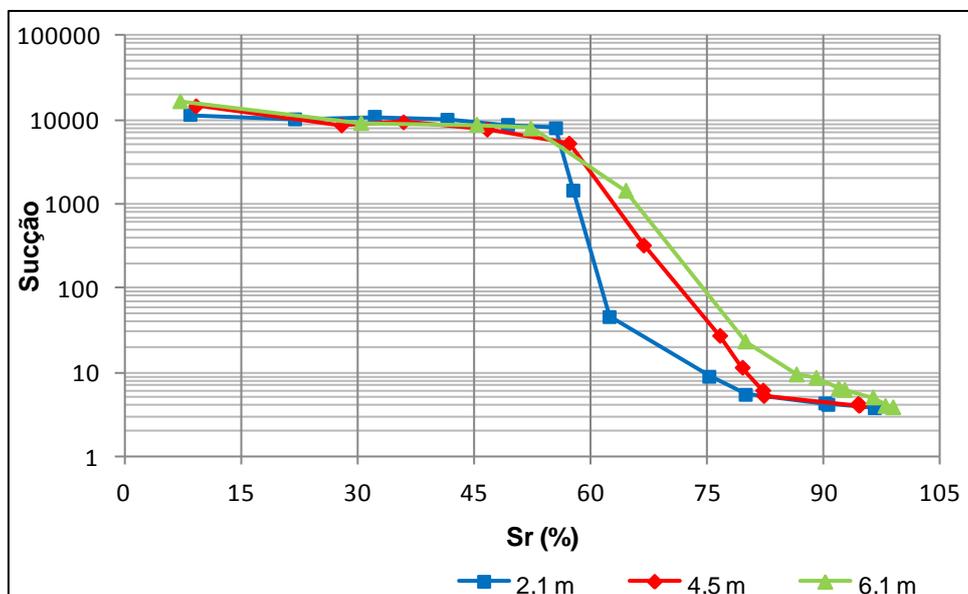


Figura 4.5 - Curvas características em função do grau de saturação

O formato das curvas depende das propriedades químico-mineralógicas e texturais do solo e da distribuição e tamanho dos poros. De acordo com Aubertin *et al.* (1998) apud Queiroz (2008), o ponto de entrada de ar varia entre 0,2 e 1 kPa em areias grossas, 1 e 3,5 kPa em areias médias, 3,5 e 7,5 kPa em areias finas, 7 e 25 kPa em siltes e acima de 25 kPa em argilas. As curvas apresentadas tem valores de ponto de entrada de ar próximos de 4 kPa para as três profundidades, mostrando-se, segundo a proposta de Aubertin *et al.* (1998), correlacionável com as granulometrias dos solos sem defloculante que correspondem a uma areia fina.

As formas das curvas características de retenção de água são semelhantes e típicas de solos tropicais profundamente intemperizados com distribuição bimodal dos poros. O primeiro patamar corresponde ao domínio dos microporos e o segundo ao domínio dos macroporos, e segundo estudos recentes de Farias *et al.* (2011) também dos mesoporos. Entre os dois patamares se observa uma distribuição de poros menos significativa, como esperado, para a profundidade de 2,1m. Este fato ressalta a intensidade do processo de alteração e lixiviação do solo, dando lugar a macroporos mais uniformes.

Conforme Camapum de Carvalho e Leroueil (2004) essa distribuição de poros bimodal apresenta dois pontos de entrada de ar, sendo um dos macroporos e outro dos microporos. Vale frisar que microporos seria aqui definido como a estrutura interior ao agregado que é pouco afetada por solicitações da engenharia como compactação ou tensões geradas pela construção de um edifício. Estudos realizados por Farias *et al.* (2011) indicam que a segunda entrada de ar corresponderia na realidade à entrada de ar dos micro e mesoporos, se for considerado as dimensões de poros na escala utilizada por estes autores. Camapum de Carvalho e Leroueil (2004) afirmam que esta característica bimodal de distribuição de poros é resultante do processo de intemperismo e da acidez do solo que induz à formação de agregados cimentados ou não por óxi-hidróxidos de alumínio e/ou ferro, que se ligam uns aos outros por meio dos cimentos ou pontes de argila.

O solo ao ser solicitado geralmente tem seu índice de vazios alterado, o que pode propiciar a mudança da sucção nele atuante. Tem-se ainda, que o solo sob determinado estado de tensões externas ou sob o seu próprio peso, pode, quando submetido a um aumento de sucção, apresentar redução do índice de vazios, e ao contrário, ao se submeter a reduções de sucção tende a apresentar aumento do índice de vazios. No caso de solos profundamente intemperizados, a distância de equilíbrio de energia entre as partículas tende a ser menor que aquela presente no solo, acarretando a um aumento da porosidade com a redução da sucção pouco freqüente.

Geralmente se observa que pontos que compõem as curvas características obtidas em laboratório seguindo trajetórias de umedecimento, de secagem ou mista, apresentam certa variação entre elas quando a umidade é superior ao limite de contração do solo no estado em que se encontra. Além disso, dificilmente se obtém corpos de provas com exatamente a mesma porosidade. Destaca-se, porém, que para um índice de vazios específico tem-se uma curva característica única e representativa do material, a não ser que haja interferência de outros fatores, como da distribuição de poros.

Considerando-se estes aspectos levantados foi proposto por Camapum de Carvalho e Leroueil (2004) o modelo de transformação da curva característica em que o produto do logaritmo da sucção em centímetros de coluna de água (pF) pelo respectivo índice de vazios é plotado *versus* o grau de saturação. Segundo estes autores o modelo proposto facilita a análise do comportamento dos solos não saturados gerando uma função de validade generalizada para uma mesma distribuição de poros.

A Figura 4.6 apresenta as curvas características transformadas obtidas conforme proposta de Camapum de Carvalho e Leroueil (2004).

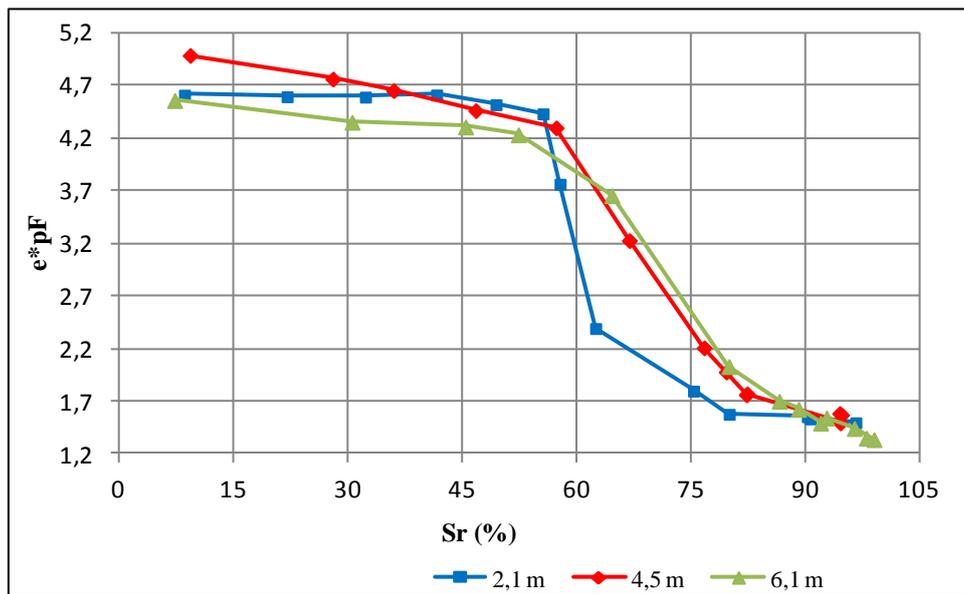


Figura 4.6 - Curva característica de sucção transformada

Observa-se nesta figura certa dispersão entre elas na região dos microporos. Camapum de Carvalho *et al.* (2002) mostraram que isto ocorre em consequência da necessidade de se trabalhar nos solos tropicais profundamente intemperizados respeitando-se os limites impostos pela distribuição de poros, o que não ocorre quando se procede à transformação da curva característica em relação ao índice de vazios global, sendo neste caso necessário considerar os domínios dos macroporos e dos microporos separadamente.

4.5 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

A Tabela 4.4 apresenta os parâmetros de resistência obtidos para os solos dos três blocos coletados nas profundidades de 2,1 m, 4,5 m e 6,1 m. As correções indicadas na Tabela 4.4 e nas Figuras 4.7 e 4.8 foram realizadas para aproximar os valores de ângulo de atrito e coesão devido à dispersão obtida com os resultados dos ensaios. Assim, será feita uma

correção da área do corpo de prova, gerando uma diminuição das tensões cisalhantes com o aumento da tensão confinante e do ângulo de atrito, conforme roteiro apresentado no Apêndice 2.

Tabela 4.4 - Parâmetros de resistência

CONDIÇÃO	PARÂMETRO	PROFUNDIDADE (m)		
		2,1	4,5	6,1
NAT	c (kPa)	12,15	90,35	62,29
	c (kPa) - corrigido	43,65	66,93	61,89
	ϕ (°)	48,38	27,75	43,63
	ϕ (°) - corrigido	43,19	34,03	43,90
SAT	c (kPa)	15,24	65,36	43,30
	c (kPa) - corrigido	14,87	41,13	63,15
	ϕ (°)	37,45	34,40	44,72
	ϕ (°) - corrigido	37,03	38,71	41,37

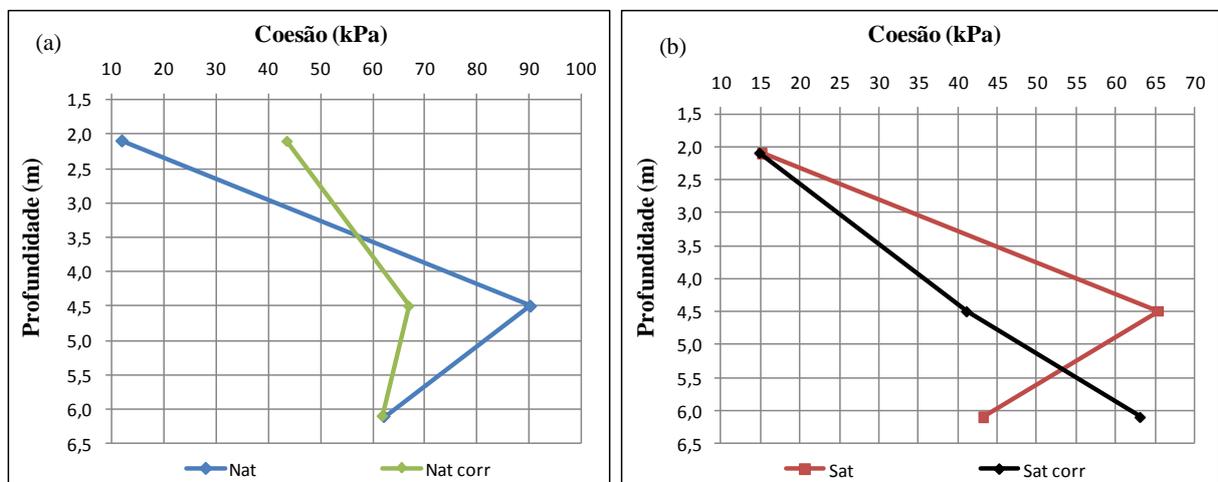


Figura 4.7 - Comparação da amostra com e sem correção: a) natural; b) saturada

Na Figura 4.7a,b para as amostras sem correção, observa-se um acréscimo no valor da coesão nas profundidades de 2,1 m para 4,5 m, seguido de uma diminuição nas profundidades de 4,5 para 6,1 m. Nota-se que após a correção da coesão, as amostras naturais e saturadas sofreram uma redução significativa no ponto de pico, sem apresentar grandes diferenças entre as profundidades. Para a amostra saturada observa-se um aumento da coesão com a profundidade após a correção, tal fato deve-se a alta tensão aplicada gerando diminuição dos vazios. Para o solo no estado natural, ocorre uma redução da coesão de 4,5 m para 6,1 m; deve-se provavelmente à queda da sucção ao se aproximar do lençol freático.

Na Figura 4.8a,b observa-se a redução do ângulo de atrito com a profundidade até 4,5 m, seguido de um aumento para as amostras antes da correção. Após a correção este

parâmetro da amostra natural corrigida tem comportamento semelhante à amostra sem correção, mas para a amostra saturada o valor do ângulo de atrito corrigido tende a aumentar com a profundidade, gerando um aumento da resistência.

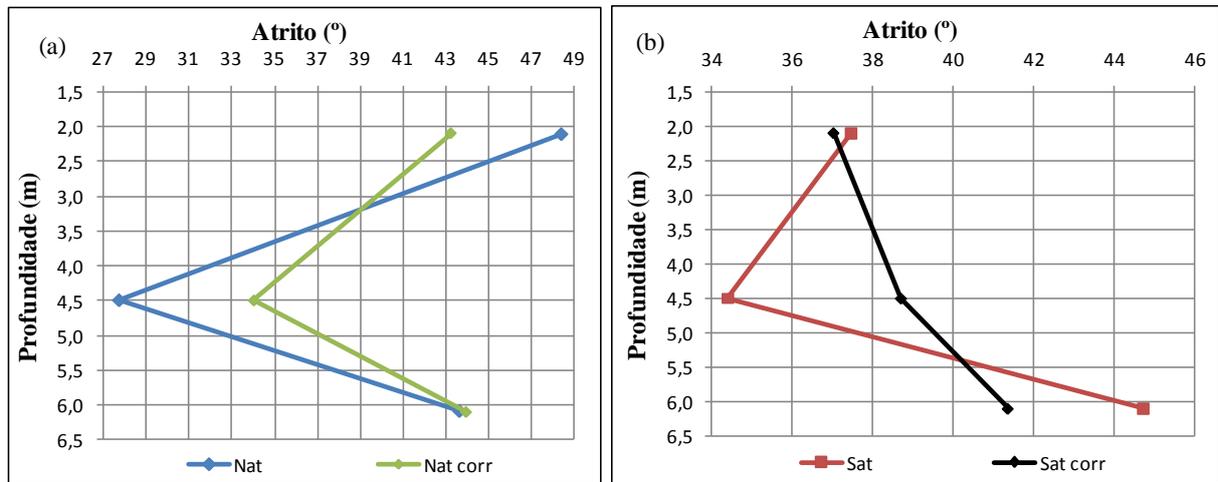


Figura 4.8 - Comparação da amostra com e sem correção: a) natural; b) saturada

Ao comparar os dois parâmetros de resistência do solo, verifica-se que na condição natural seus valores apresentam medidas altas e este comportamento pode ser explicado pela presença de microconcreções lateríticas, pequenos fragmentos de quartzo no solo e o efeito da cimentação que eleva o valor da coesão. Este fato confirma a queda dos valores de atrito e da coesão ao se saturar a amostra. O comportamento do ângulo de atrito pode ser explicado pelo tipo de solo ensaiado ou até mesmo por minerais de quartzo visíveis na amostra. Ensaio de cisalhamento direto utilizando esferas de vidro foram realizados por Camapum de Carvalho e Giritana (2005) mostrando que a presença de elementos resistentes ao plano de cisalhamento induz ao aumento do ângulo de atrito calculado.

Camapum de Carvalho e Giritana (2005) apresentam ainda outro fator importante referente ao colapso deste tipo de solo, em que o aumento da tensão confinante acarreta no aumento dos contatos e da força cisalhante. Este fato faz com que o solo tenha um ganho no ângulo de atrito com uma perda da coesão, o que pode ser visto nos ensaios saturados realizados.

O material ensaiado apresentou comportamentos de tensão x deformação diferentes, sendo adotados como critérios de ruptura, o valor da tensão cisalhante de pico quando a curva apresentava tal comportamento e quando a curva não apresentava pico, adotou-se o ponto de plastificação, conforme Figuras 4.9 e 4.10, sendo os demais resultados apresentados no Apêndice 4. Tendo em vista que os ensaios apresentaram dispersões em algumas tensões

aplicadas, que refletiu no comportamento do material ensaiado, estes foram desprezados para a elaboração a envoltória de ruptura.

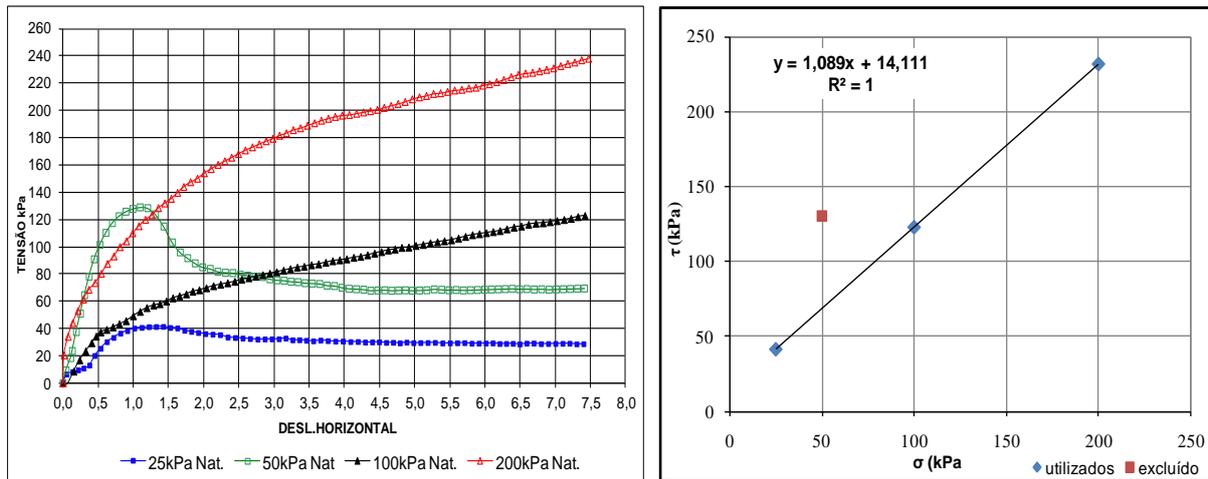


Figura 4.9 - Curvas de deslocamento x tensão cisalhante e envoltória de ruptura - 2,1 m de profundidade - Amostra Natural

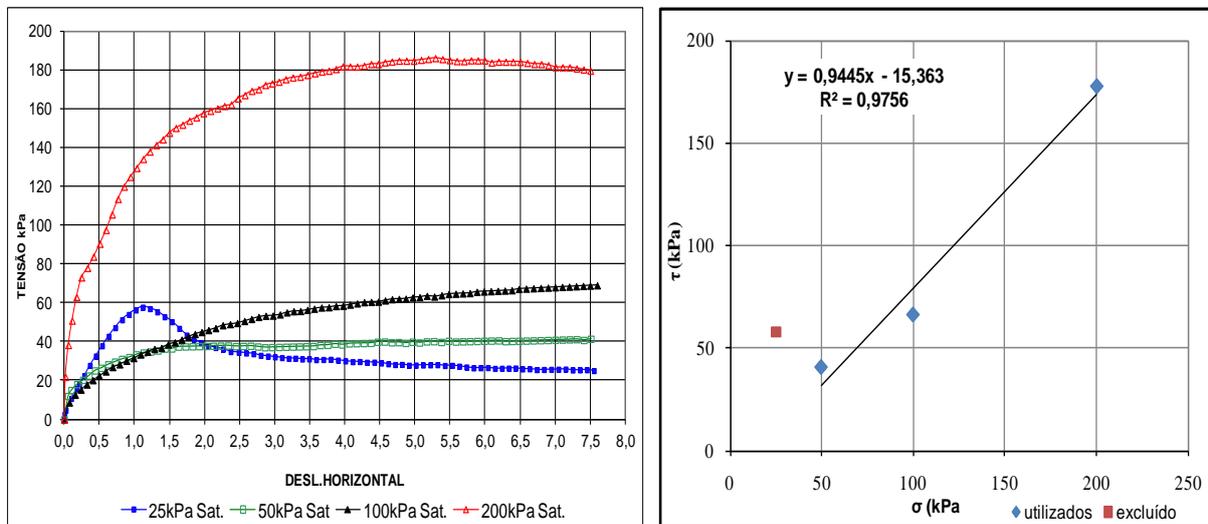


Figura 4.10 - Curvas de deslocamento x tensão cisalhante e envoltória de ruptura - 2,1 m de profundidade - Amostra Saturada

4.6 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

A Tabela 4.5 apresenta os parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento e a Figura 4.12 as curvas de adensamento obtidas para as três profundidades ensaiadas. A forma das curvas indica a crescente variação do índice de vazios com o logaritmo da tensão aplicada, revelando a natureza colapsível do perfil de solo até a profundidade ensaiada,

podendo ainda estar associada a variações no grau de saturação (S_r) e por conseqüência na sucção. A Figura 4.11 apresenta a relação do índice de compressão (C_c) com a razão e/e_0 , em que é possível identificar o aumento de C_c com a diminuição de e/e_0 . Este comportamento evidencia que o bloco 1 (2,1 m) possui sua estrutura em maior parte formada de macroporos, respondendo ao alto valor de compressão obtido. Já para os demais blocos (4,5 m e 6,1 m), os mesmos indicam valores relativamente baixos de compressão, o que pode estar associado à microporosidade do material.

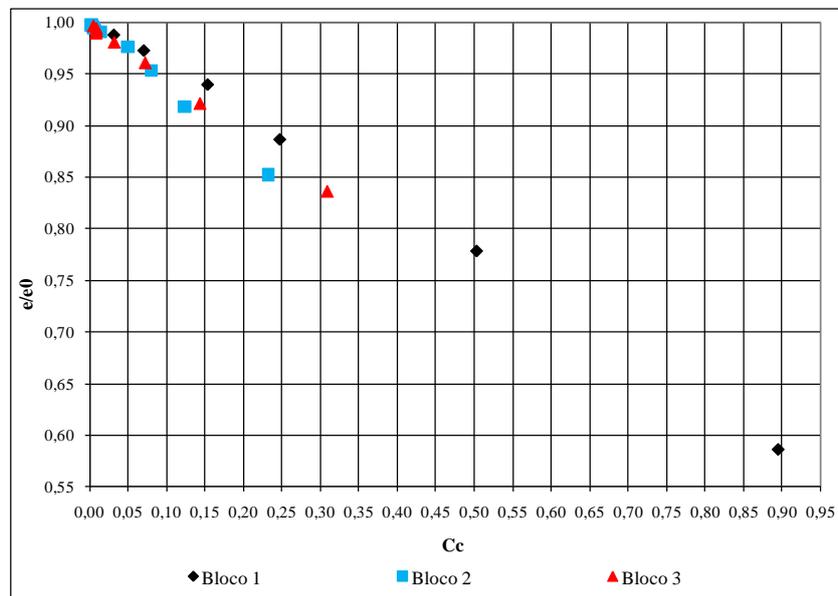


Figura 4.11 - Relação C_c - e/e_0

Na literatura clássica, fundamentada no estudo de solos sedimentares, avalia-se a compressibilidade do solo com base na história de tensões, sendo conferido aos solos normalmente adensados o índice de compressão (C_c) e aos solos pré-adensados o índice de recompressão (C_r). No entanto, nos solos tropicais o comportamento está atrelado à história geológica de transformação químico-mineralógica e estrutural do solo e não à história de tensões. Nesse contexto, será utilizado aqui apenas o termo C_c referindo-se ao índice de compressão do solo em sentido amplo. Deste entendimento resulta ainda não ter sentido falar em tensão de pré-adensamento, por este motivo, o símbolo foi alterado para σ'_{ppa} (tensão de pseudo pré-adensamento, segundo o entendimento de Vargas, 1978. Adotou-se também, com fundamento no exposto, a substituição do termo OCR por RE (Razão de Estruturação), pois a mudança de comportamento está ligada à quebra de estrutura e não ao pré-adensamento, sendo a quebra de estrutura progressiva, ou seja, é função das tensões aplicadas, com o RE se referindo ao nível de tensão para o qual a maioria das quebras estruturais já

ocorreram. Ressalta-se que quando os solos tem seus grãos unidos por um único tipo de cimento, a sua quebra se dá para um valor específico de tensão.

Tabela 4.5 - Resultados dos Ensaio Oedométricos

Parâmetro	Profundidade		
	2,1	4,5	6,1
σ'_{ppa} (kPa)	500	520	600
σ'_o (kPa)	32	72	100
RE	15,5	7,3	6,0
e_0^*	1,243	1,008	1,054
e_f^*	1,092	0,971	1,011
Sr (%)	52,6	72,9	78,4

* e_0 e e_f – obtidos no cálculo da tensão de pseudo pré-adensamento

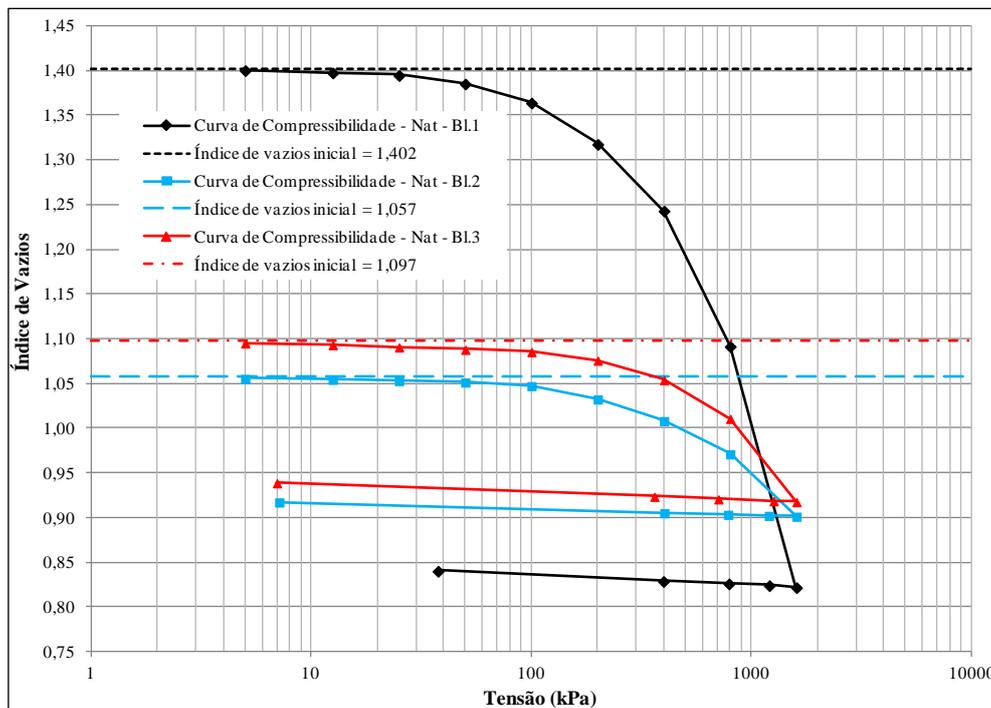


Figura 4.12 – Curva de Compressibilidade

A Figura 4.13 mostra que o solo coletado a 2,1m de profundidade apresenta uma compressibilidade estrutural maior, por ser mais poroso e intemperizado. Observa-se que o coeficiente de compressibilidade (C_c) calculado para o solo natural sofre mudança de comportamento para cada profundidade ensaiada a partir de um determinado nível de tensão (Figura 4.12). É interessante notar na Figura 4.13 que para o solo mais poroso o coeficiente de variação do primeiro trecho da curva é superior ao do segundo; para as outras duas profundidades este comportamento tende a inverter-se, ou simplesmente apresentar um degrau entre eles. Este comportamento distinto implica na necessidade de análises

complementares buscando avaliar a importância da porosidade, da distribuição de poros e da sucção ao longo dos respectivos ensaios.

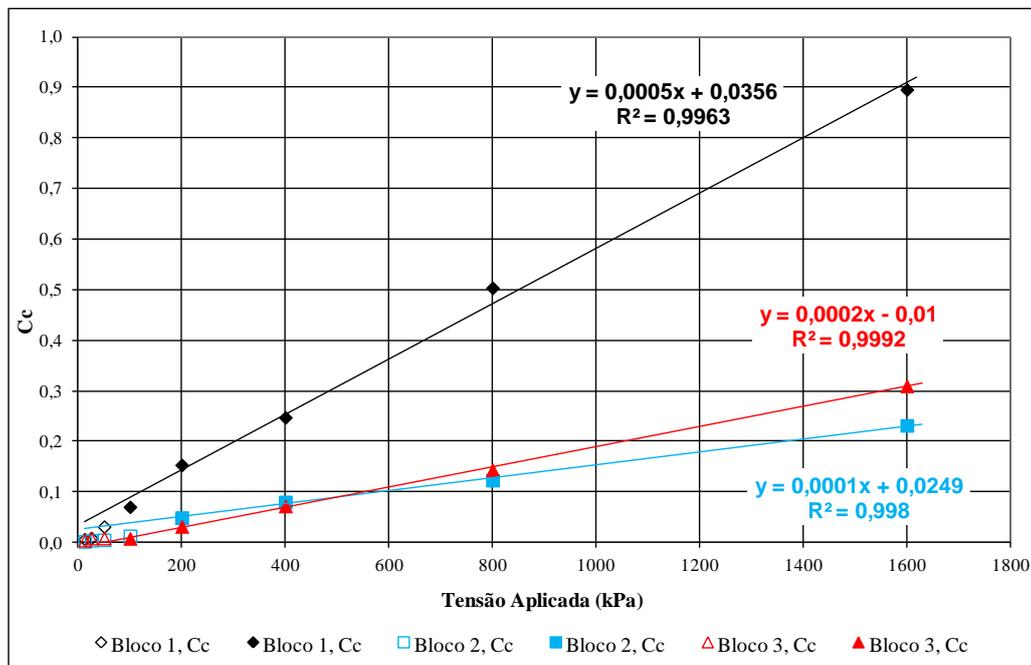


Figura 4.13 - Curva Cc x Tensão aplicada

A Figura 4.14 apresenta o índice de compressão (Cc) em função do grau de saturação (Sr). O Sr foi determinado considerando-se as variações do índice de vazios ao longo do ensaio, e a umidade ponderada com relação ao tempo, entre o início e o término de cada ensaio, adotando-se a hipótese de que sua variação teria sido linear com o tempo. Esta é uma aproximação pouco precisa, mas a possível de ser realizada no momento. Verifica-se nesta figura que, segundo a hipótese de desidratação adotada, a perda de umidade refletiria em uma pequena diminuição do grau de saturação uma vez que as variações do índice de vazios no solo estruturado são pequenas. Quando a quebra da estrutura se inicia, as variações de Cc e de Sr se tornaram significativas, sendo recomendável analisar o que se passaria em termos de sucção.

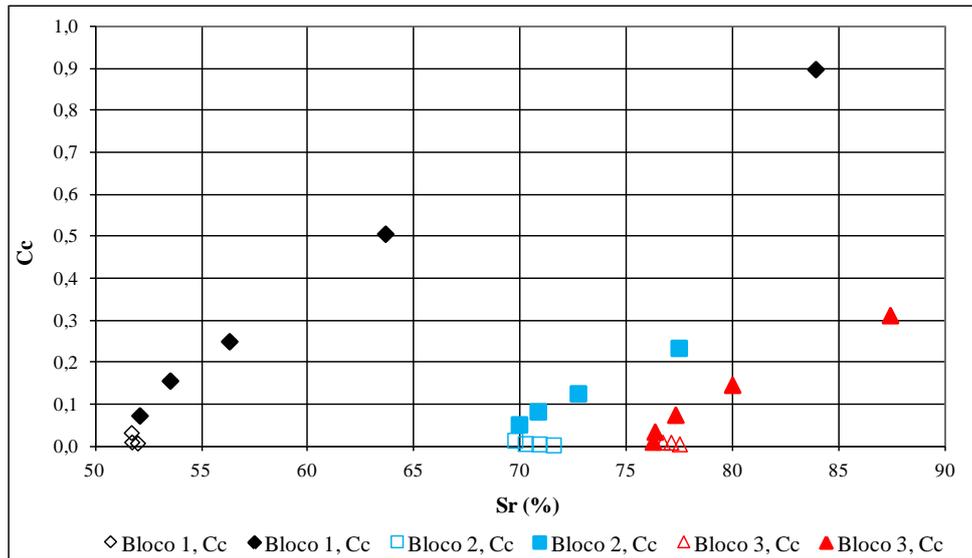


Figura 4.14 - Curva Cc x Sr

Considerando-se as curvas características transformadas obtidas para as três profundidades buscou-se, conhecendo-se o Sr de cada ponto oriundo dos ensaios de adensamento, ajustar o valor de e.pF sobre a curva (Figura 4.15). Com o conhecimento do índice de vazios de cada ponto torna-se possível estimar as respectivas sucções.

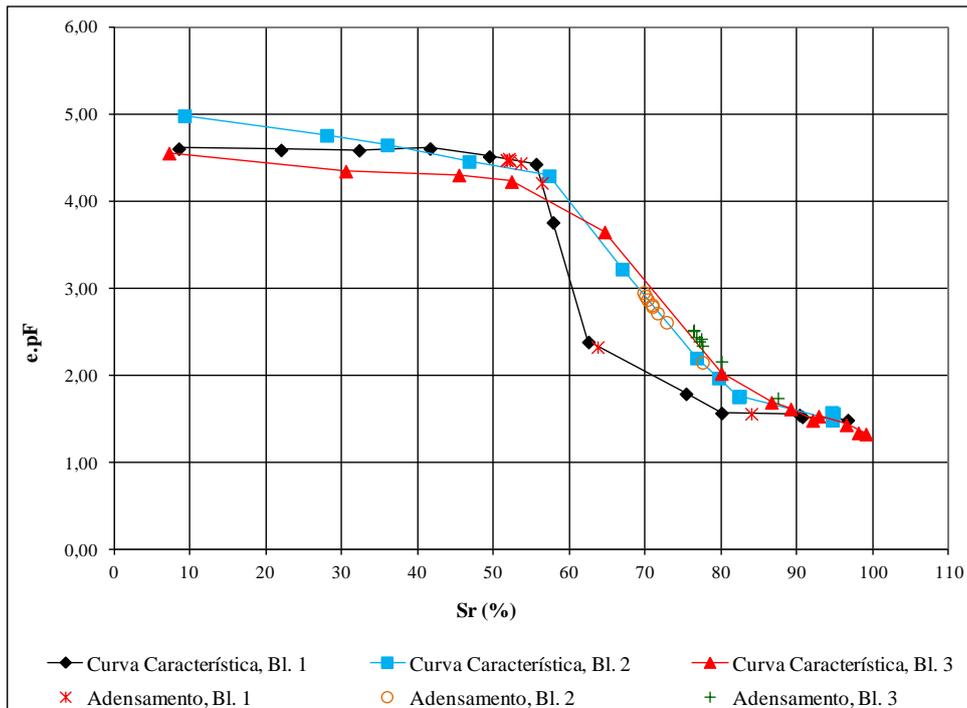


Figura 4.15 - Curva e.pF x Sr

A Figura 4.16 apresenta os valores de Cc calculados em função da sucção estimada conforme descrito anteriormente. Verifica-se nesta figura que até o início da quebra de

estrutura ocorreu certa variação significativa de C_c com a sucção apenas para o Bloco 1 coletado a 2,1m de profundidade. Este comportamento é contraditório com o esperado, pois em princípio o aumento da sucção deve contribuir para a redução de C_c e não para o seu aumento. No entanto, observando-se a curva característica transformada (Figura 4.15) nota-se que até o início da quebra mais significativa da estrutura, os valores de $e.pF$ encontram-se no domínio dos microporos, corroborando os resultados apresentados por Camapum de Carvalho *et al.* (2002) e, portanto, afetam pouco o comportamento do solo conforme apresentado por Camapum de Carvalho (2011). Logo, assume-se que as variações de C_c neste trecho está mais relacionado à quebra estrutural que à sucção. Para as outras duas profundidades, a maior capacidade de suporte estrutural praticamente elimina a influência da sucção em C_c , apesar de que todas elas se encontram fora do domínio dos microporos (Figura 4.15). Esta figura deixa claro a zona de mudança de comportamento, ou seja, a zona em que se situa o ponto correspondente à tensão de pseudo pré-adensamento. De modo aproximado as tensões para as profundidades de 2,1 m, 4,5 m e 6,1 m seriam 50kPa, 100kPa e 200kPa, respectivamente.

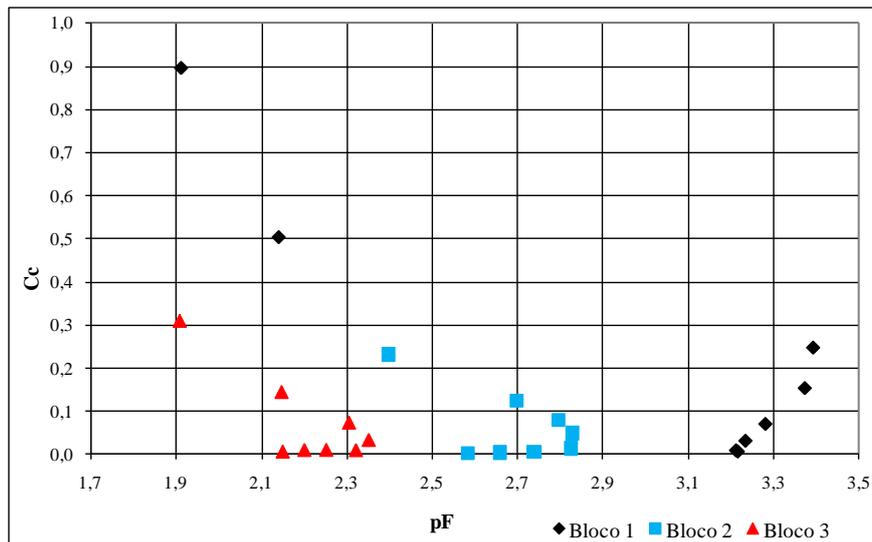


Figura 4.16 - Índice de compressão x Sucção em PF

A Figura 4.17 mostra que apesar dos valores aproximadamente constantes de $e.pF$ para a profundidade de 2,1m (Bloco 1), o aumento de sucção seria compensado pela quebra da estrutura e não pela redução do índice de vazios propriamente dito, pois este conduziria a um aumento de sucção, o que não ocorre, pois a quebra estrutural se dá entre os agregados e não no interior deles, e as variações de sucção estão ocorrendo no interior dos agregados, nos micro e mesoporos.

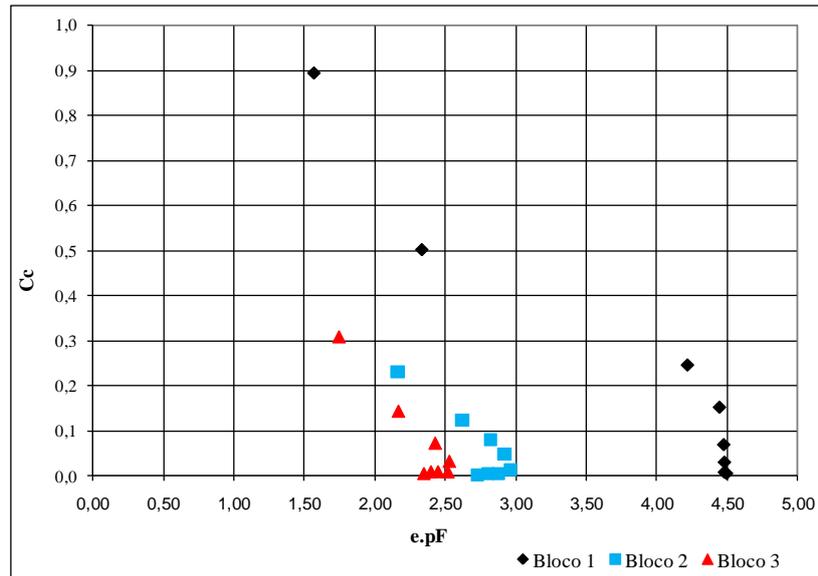


Figura 4.17 - Índice de compressão x e.pF

Este conjunto de análises mostra a necessidade de estudos mais detalhados e acurados sobre o comportamento dos solos tropicais.

No que concerne aos estudos específicos desta pesquisa voltados para a execução de fundações em estacas hélice contínua, estas análises podem ser úteis, uma vez que quando o solo for muito poroso, como é o caso do bloco coletado a 2,1m de profundidade, mesmo trabalhando-se com níveis não muito elevados de pressão de concretagem, a quebra estrutural do solo pode ocorrer contribuindo para o aumento da deformabilidade na interação solo-estrutura, e nesses casos, a melhoria de comportamento geralmente advém do aumento da seção da estaca em função da pressão de concretagem utilizada. Já para solos de comportamento semelhantes aos coletados a 4,5m e 6,1m de profundidade, como a estrutura apresenta uma maior resistência à pressão de concretagem, esta pode ser elevada até a tensão de pseudo pré-adensamento sem que ocorra quebra significativa da macroestrutura. A partir desta tensão o comportamento se aproximará daquele previsto para a profundidade de 2,1m.

4.7 ENSAIO TRIAXIAL k_0

Para a obtenção do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) os ensaios de laboratório foram realizados na condição natural. Embora os mesmos tenham sido realizados em condições drenadas as tensões não podem ser consideradas efetivas, devido o equilíbrio com a pressão do ar. A Tabela 4.6 apresenta o valor do k_0 obtido para as amostras no estado natural,

e a Figura 4.18 as trajetórias obtidas no ensaio triaxial tipo k_0 , sendo que para o Bloco 1 não foi possível a obtenção do valor k_0 por não ter sido a moldagem bem sucedida.

Tabela 4.6 - Valores Obtidos no Ensaio Triaxial tipo k_0

Amostra	k_0 nat
Bloco 1	-
Bloco 2	0,3968
Bloco 3	0,4695

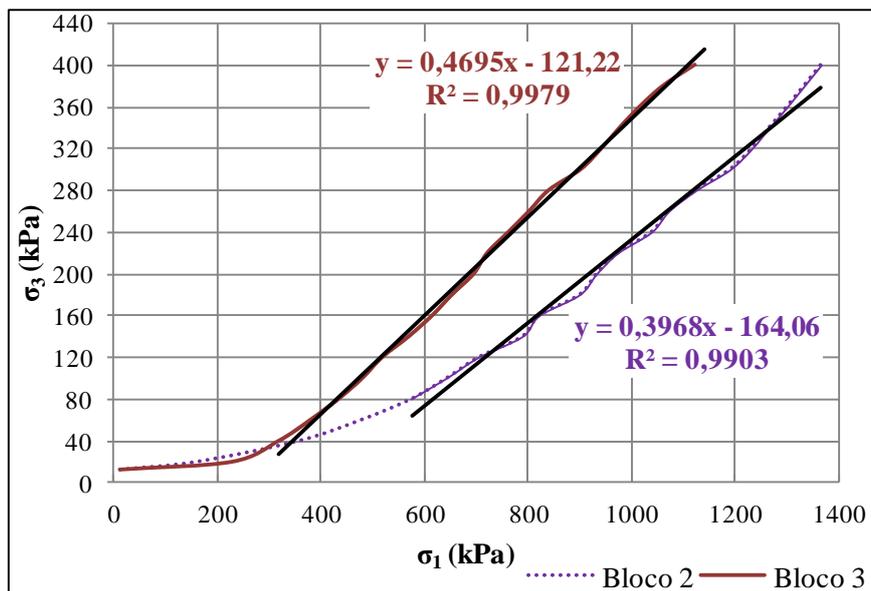


Figura 4.18 - Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaios Triaxiais tipo k_0 nat

Os resultados mostram que o valor do k_0 para as duas profundidades ensaiadas apresentam valores próximos (Figura 4.18), sendo quase que imperceptível a diferença de comportamento no início do ensaio.

Adotou-se para estimar o k_0 efetivo a Equação 3.4, proposta por Camapum de Carvalho (1985), considerando ϕ^b igual a ϕ' .

Comparando os valores do coeficiente de empuxo total e efetivo (Figura 4.19), observa-se para o bloco 2 que a sucção influencia nas tensões aplicadas durante todos os estágios, mas em especial no trecho de menor k_0 devido aos maiores valores de sucção que atuaram nesta fase. Diferentemente do bloco 2, o comportamento do bloco 3 alterou pouco quando analisado em termos de tensões efetivas. Isso se deve a baixos valores de sucção atuantes durante o ensaio ou ainda por encontrar-se no domínio dos macroporos ou dos microporos.

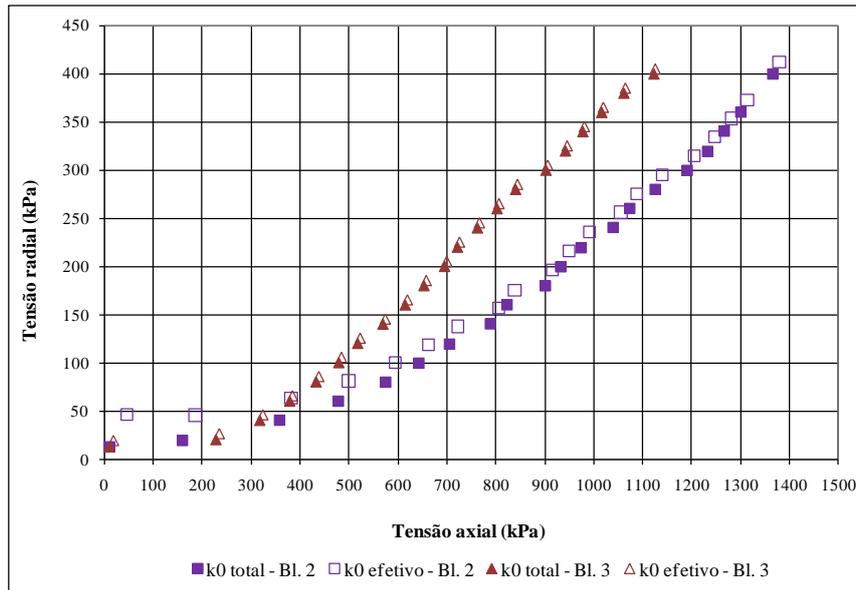


Figura 4.19 - Relação k_0 total x k_0 efetivo

Com as curvas características dos blocos e com o grau de saturação do solo para cada tensão aplicada foi possível estimar o valor de $e.pF$, e identificar a localização dos pontos quanto à distribuição dos poros das amostras ensaiadas (Figura 4.20).

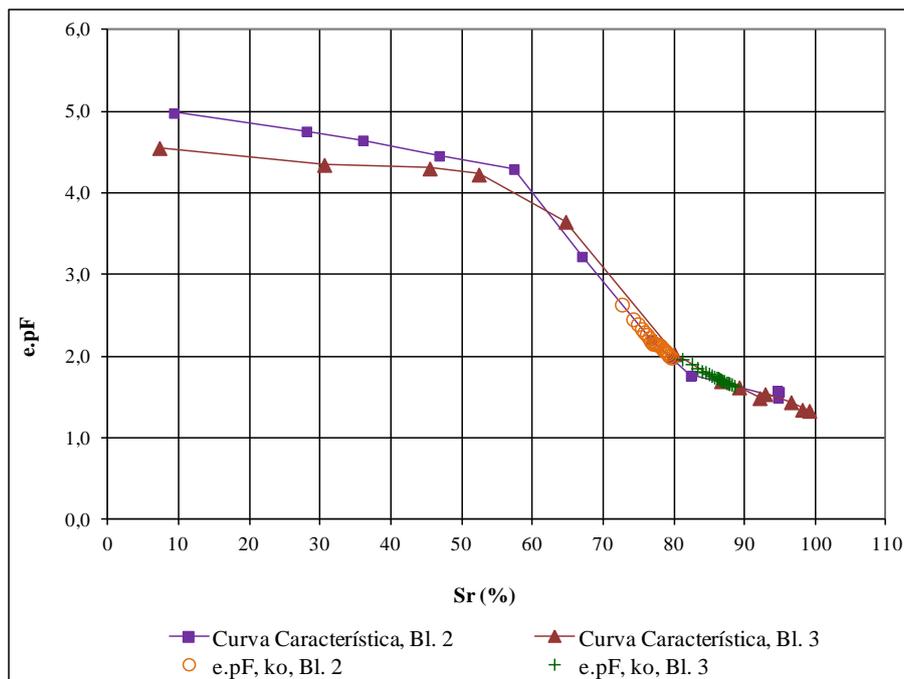


Figura 4.20 - Curva $e.pF$ x Sr

Verifica-se que enquanto os pontos do bloco 2 encontram-se na transição dos macro para os microporos, os do bloco 3 encontram-se na zona dos macroporos, isso provavelmente explique as diferenças de comportamento quanto ao k_0 dos dois blocos quando avaliados em

termos de tensões efetivas e de tensões totais. Vale ressaltar que quando a sucção encontra-se atuando na zona de macroporos, e de acordo com Camapum de Carvalho e Pereira (2001) a mesma intervém pouco no comportamento mecânico até que se atinja a pressão de entrada de ar nos macroporos. Como as variações de sucção entre o início da entrada de ar nos macroporos e o seu término são pequenas, isso resulta que até este ponto o comportamento mecânico é pouco afetado.

Tendo em vista que o ensaio de adensamento é tipicamente um ensaio k_0 , optou-se por analisar os resultados do k_0 fazendo-se o cálculo do índice de recompressão e compressão, ambos aqui simplesmente considerados como C_c . Esta consideração tem origem no fato de que parte do comportamento normalmente tratado como de recompressão nos solos tropicais intemperizados se referem na verdade ao somatório do efeito da recompressão com a cimentação ocorrida no solo ao longo do seu processo de formação. Cabe ainda destacar que tanto os ensaios de adensamento como os ensaios k_0 foram realizados sobre corpos de prova moldados horizontalmente, ou seja, com o plano de carregamento posicionado horizontalmente no maciço, de modo a se avaliar o comportamento do maciço sob efeito de tensões horizontais oriundas do fuste da estaca.

A Figura 4.21 apresenta comparativamente os valores de C_c obtidos nos ensaios de adensamento juntamente com aqueles oriundos dos ensaios k_0 , sendo que os resultados dos ensaios de adensamento correspondem aos obtidos para as tensões axiais no ensaio k_0 . Esta figura mostra que os valores de C_c oriundos dos ensaios de adensamento tendem a ser superiores aos obtidos a partir do ensaio k_0 correspondente, apontando para a existência de influência do tipo de ensaio nos resultados. Já ao se comparar os valores de C_c obtidos para as tensões radiais nos ensaios k_0 com aqueles oriundos das tensões axiais, observa-se que os primeiros são superiores aos segundos, apontando assim para a existência de certa anisotropia no maciço. Desta constatação resulta favorável a interação solo-estrutura quando da deformação horizontal da estaca. Também se pode esperar menor sobre consumo de concreto do que aquele que ocorreria se os valores de C_c fossem os obtidos para a direção axial.

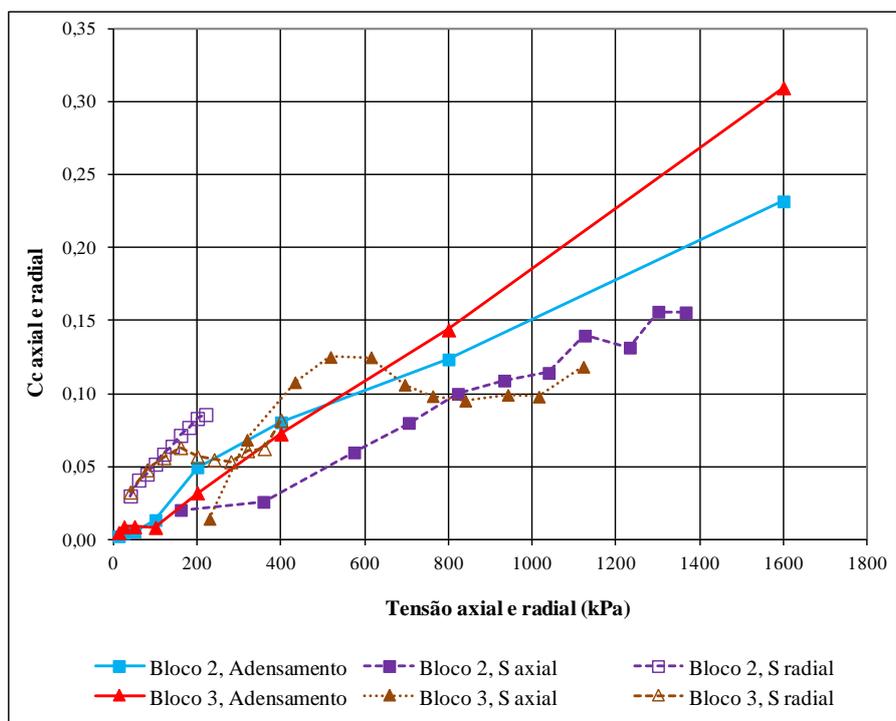


Figura 4.21 - Relação tensão radial – Cc nos ensaios oedométricos e triaxial k_0

Cabe esclarecer que embora não ocorram deformações permanentes horizontais no ensaio k_0 , as variações de volume geradas são devidas, também, ao rearranjo das partículas neste plano, o que valida os valores de Cc calculados considerando-se as tensões radiais aplicadas durante os ensaios. A situação do ensaio k_0 quanto aos deslocamentos horizontais é muito próxima da que ocorre em campo no caso das estacas, tendo em vista, que as deformações verticais (horizontais no ensaio) que surgem no solo são devidas quase sempre apenas ao peso próprio do terreno.

A Figura 4.21 mostra ainda que os valores calculados de Cc tendem a aumentar com as tensões aplicadas nos respectivos planos. Este comportamento aponta para a permanente alteração estrutural do solo ao longo dos ensaios realizados.

4.8 ENSAIO SPT-T

Neste item serão apresentados os perfis de resistência obtidos nos ensaios de SPT antes da construção da obra e após a prova de carga, além dos resultados referentes aos ensaios de SPT-T.

A Figura 4.22 apresenta os perfis de resistência obtidos nos ensaios de SPT antes da construção. A classificação do solo para cada sondagem está apresentado no Anexo 5 da

dissertação. Em relação ao nível de água em todos os ensaios foi possível identificar a sua localização.

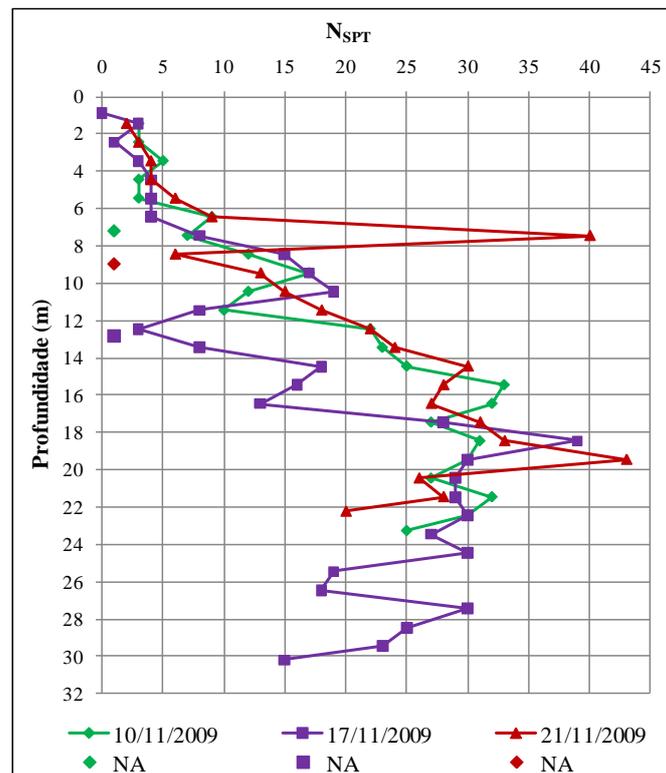


Figura 4.22 - Perfis de SPT antes da construção

Observa-se que o solo apresenta uma baixa resistência até a profundidade de 7 m, com valores de N_{SPT} próximos de 5 passando a aumentar até a profundidade de aproximadamente 20 m. A partir desta profundidade registra-se uma ligeira tendência à redução do N_{SPT} .

A Figura 4.23 apresenta os valores de N_{SPT} obtidos nas sondagens executadas após a realização da prova de carga, e os relatórios são apresentados no Anexo 6. Nota-se que para profundidades de até 13 m o solo apresenta baixa resistência com N_{SPT} em torno de 3, passando em seguida a aumentar até a profundidade de aproximadamente 18 m. Os picos presentes no perfil de sondagem se devem provavelmente à presença de camadas mais resistentes, ou ainda devido a presença de pequenos fragmentos de rocha alterada já no saprólito, o que não reflete uma sondagem mal executada e sim a queda de materiais mais rígidos de camadas superficiais ou um material mais rígido em uma camada mole que pode ter dificultado o amostrador de ultrapassar a camada, fazendo aumentar a resistência, requerendo maior cuidado em fundações que eventualmente tenham esta profundidade especificada como ponto de apoio da ponta.

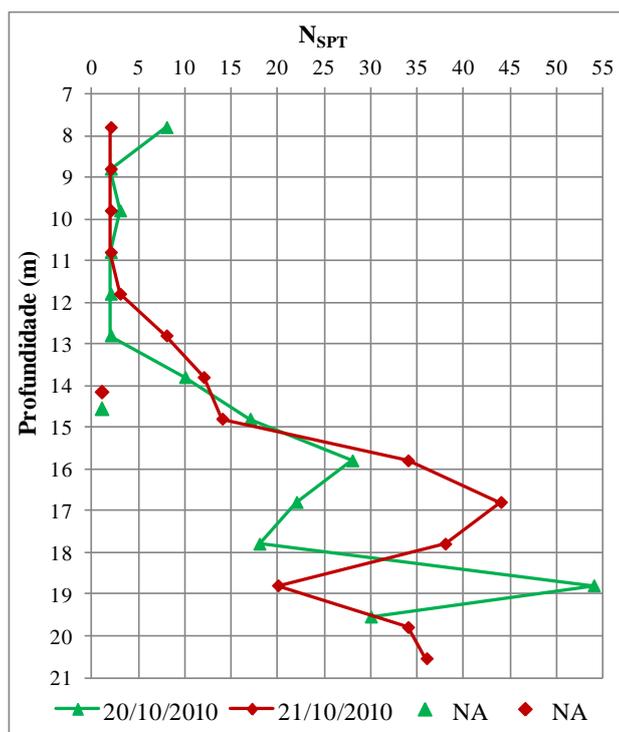


Figura 4.23 - Perfis de SPT após prova de carga, durante construção

Na Tabela 4.8 constam os resultados dos ensaios de torque realizados nas duas sondagens SPT executadas no mês de outubro de 2010. Nela estão apresentados: o índice de resistência à penetração (N), o torque máximo ($T_{máx}$), o torque residual (T_{res}), o índice de torque (TR), a tensão de atrito lateral (f_s), a umidade (w) e o índice de vazios (e). Ressalta-se que o índice de vazios que fora obtido a partir da Equação 4.1 para as profundidades acima do nível d'água e para as profundidades abaixo do nível d'água utilizou-se a equação 4.2. Estes resultados serão utilizados na previsão da capacidade de carga a partir dos métodos semi-empíricos.

$$e = \frac{\gamma_s \cdot \left(1 + \frac{w}{100}\right)}{\gamma} - 1 \quad (4.1)$$

$$e = \frac{G \cdot w}{S} \quad (4.2)$$

Sendo:

γ_s = Peso específico dos grãos sólidos

w = umidade

γ = Peso específico (obtido de correlações empíricas de Godoy, 1972 – Tabela 4.7)

G = densidade das partículas

S = grau de saturação

Tabela 4.7 - Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972 apud Cavalcante, 2005)

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Tabela 4.8 - Resultados do ensaio SPT-T

Data	Parâmetro	Profundidade (m)													
		7,35	8,35	9,35	10,35	11,35	12,35	13,35	14,35	15,35	16,35	17,35	18,35	19,35	20,35
Out/10	N	8	2	3	2	2	2	10	17	28	22	18	54	30	-
	T _{máx} (kgf.m)	0,5	1,5	4,0	4,5	2,5	7,5	13,5	12,0	38,0	24,0	22,0	40,0	-	-
	T _{res} (kgf.m)	0,0	1,0	2,0	2,5	1,5	6,5	8,0	8,0	24,0	14,0	12,0	-	-	-
	TR	0,1	0,8	1,3	2,3	1,3	3,8	1,4	0,7	1,4	1,1	1,2	0,7	-	-
	f _s (kPa)	2,7	8,1	21,6	24,3	13,5	40,5	72,9	64,8	205,2	129,6	118,8	216,0	-	-
	w (%)	29	28	28	30	28	31	31	34	31	29	27	28	28	-
	e	1,08	1,06	1,68	1,36	1,68	1,75	1,10	0,94	0,85	0,81	0,74	0,78	0,77	-
Out/10	N	2	2	2	2	3	8	12	14	34	44	38	20	34	36
	T _{máx} (kgf.m)	2,5	2,5	2,0	4,0	10,0	22,0	24,0	26,0	-	-	-	-	-	-
	T _{res} (kgf.m)	0,5	1,5	1,0	2,5	7,0	16,0	16,0	20,0	-	-	-	-	-	-
	TR	1,3	1,3	1,0	2,0	3,3	2,8	2,0	1,9	-	-	-	-	-	-
	f _s (kPa)	13,5	13,5	10,8	21,6	54,0	118,8	129,6	140,4	-	-	-	-	-	-
	w (%)	30	32	35	33	33	34	41	32	31	27	26	27	28	24
	e	1,77	1,83	1,79	1,78	1,44	1,26	0,89	0,89	0,65	0,64	0,65	0,66	0,61	0,63
Média	N	5	2	3	2	3	5	11	16	31	33	28	37	32	36
	T _{máx} (kgf.m)	1,5	2,0	3,0	4,3	6,3	14,8	18,8	19,0	38,0	24,0	22,0	40,0	-	-
	T _{res} (kgf.m)	0,3	1,3	1,5	2,5	4,3	11,3	12,0	14,0	24,0	14,0	12,0	-	-	-
	TR	0,7	1,0	1,2	2,1	2,3	3,3	1,7	1,3	1,4	1,1	1,2	0,7	-	-
	f _s (kPa)	8,1	10,8	16,2	22,9	33,7	79,6	101,2	102,6	205,2	129,6	118,8	216,0	-	-
	w (%)	30	30	31	31	30	33	36	33	31	28	26	28	28	24
	e	1,4	1,4	1,7	1,6	1,6	1,5	1,0	0,9	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6
Desvio Padrão	N	4	0	1	0	1	4	1	2	4	16	14	24	3	-
	T _{máx} (kgf.m)	1,4	0,7	1,4	0,4	5,3	10,3	7,4	9,9	-	-	-	-	-	-
	T _{res} (kgf.m)	0,4	0,4	0,7	0,0	3,9	6,7	5,7	8,5	-	-	-	-	-	-
	TR	0,8	0,4	0,2	0,2	1,5	0,7	0,5	0,8	-	-	-	-	-	-
	f _s (kPa)	7,6	3,8	7,6	1,9	28,6	55,4	40,1	53,5	-	-	-	-	-	-
	w (%)	0	3	5	2	4	2	7	1	1	1	0	1	-	-
	e	0,49	0,54	0,07	0,30	0,17	0,35	0,15	0,04	0,14	0,12	0,06	0,08	-	-

Na Figura 4.24 estão apresentados os perfis de umidade obtidos a partir das amostras coletadas para as sondagens realizadas em outubro de 2010. Observa-se que a umidade aumenta com a profundidade até a cota correspondente ao nível d'água passando então a diminuir com a profundidade. O aumento de umidade no primeiro trecho reflete a influência do período de seca, pois o período da coleta corresponde apenas ao início do período chuvoso. A redução de umidade com o aumento da profundidade indica a menor intemperização do maciço com a aproximação do estrato rochoso.

Nota-se ainda que o solo apresenta picos em algumas profundidades refletindo a heterogeneidade ao longo do perfil. Correlações entre umidade e resistência à penetração e com o torque são necessárias, pois se no trecho não saturado a maior umidade contribui para a

diminuição da sucção, no saturado ela reflete a maior porosidade. Para os resultados obtidos, no entanto, não é possível verificar uma correlação clara entre estes parâmetros (Figuras 4.25 e 4.26).

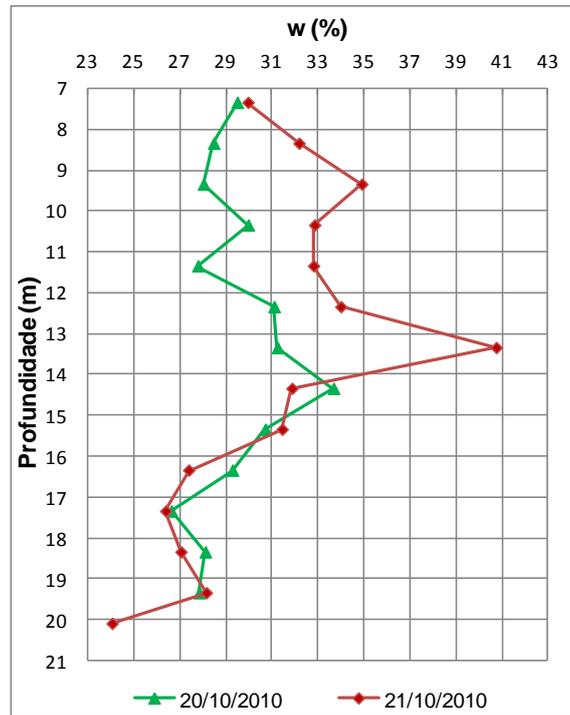


Figura 4.24 - Perfis de umidade das sondagens realizadas

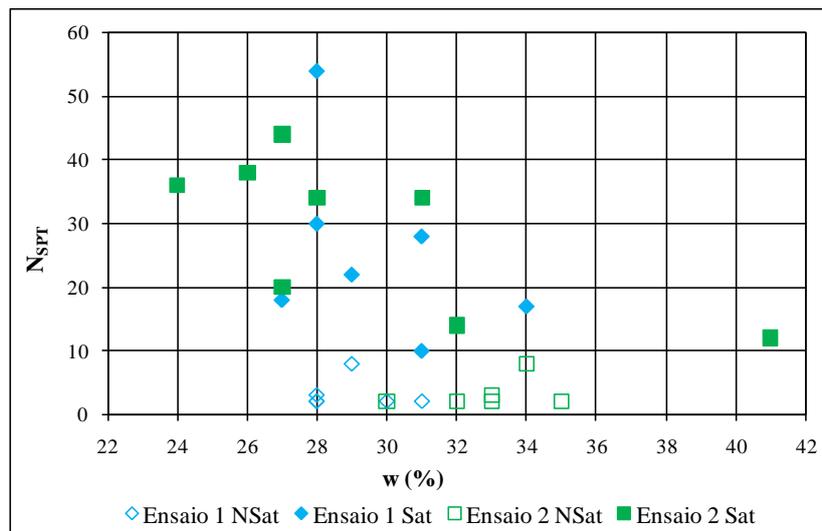


Figura 4.25 - Relação umidade - N_{SPT}

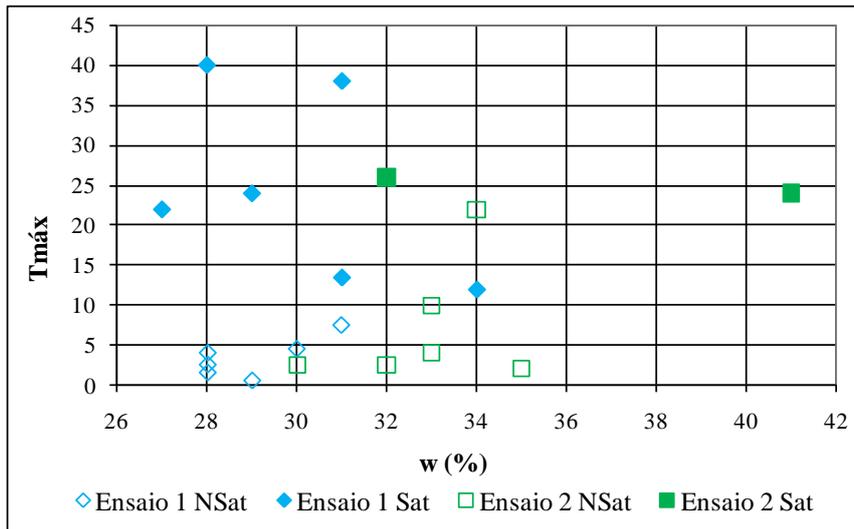


Figura 4.26 - Relação umidade - $T_{máx}$

A Figura 4.27 apresenta os valores de torque ao longo da profundidade. Tanto o torque máximo quanto o residual tendem a aumentar com a profundidade até a cota em que foi realizado o ensaio.

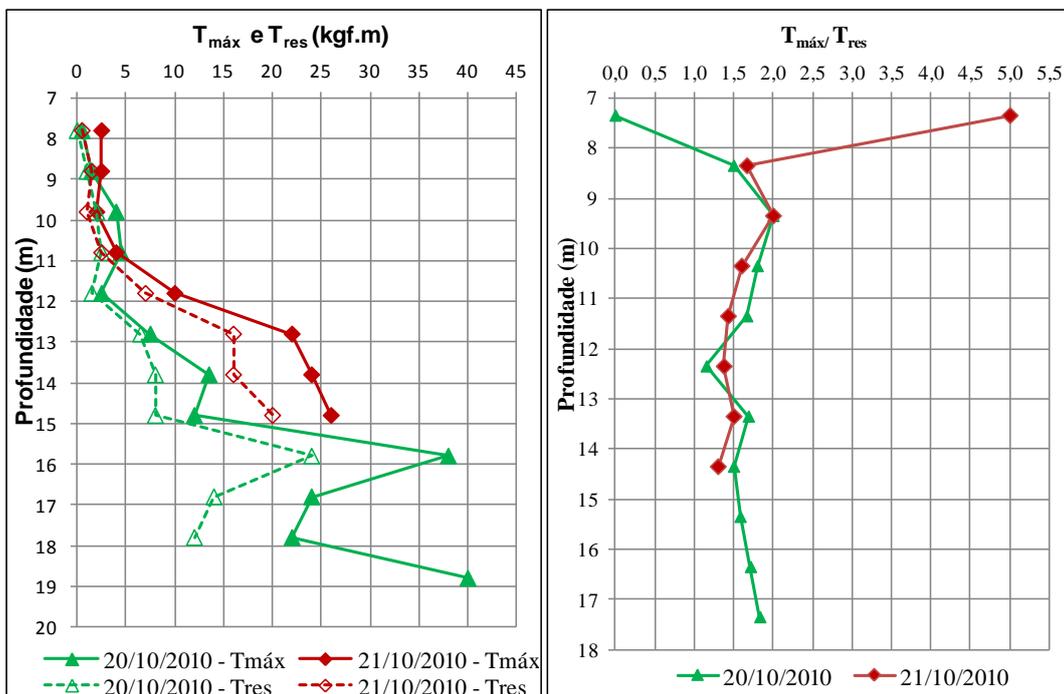


Figura 4.27 - Resultados do torque máximo, residual

Do cálculo da relação entre os torques é possível dizer que elas são sempre maiores que o valor unitário, exceto o primeiro ponto. Para Peixoto (2001) as relações maiores que três para solos arenosos e colapsíveis indicam um solo sujeito a abertura do furo durante a rotação do amostrador, no entanto, para os ensaios realizados não foi verificado valores maior que

dois, excetuando-se na superfície em que o valor alcançou cinco, o que pode ser explicado pela fase de preparação do ensaio. Verifica-se que a relação entre $T_{m\acute{a}x}$ e T_{res} diminui até o nível d'água, passando a aumentar em seguida.

Na Figura 4.28 identifica-se uma leve correlação entre a resistência de torques e a umidade para pontos localizados abaixo do nível d'água, verificando-se que quanto maior a umidade, maior o índice de vazios e, portanto, menor a relação de torques, o que reflete um comportamento coerente com o esperado. Este comportamento pode estar associado ao colapso crescente com a umidade na fase de cravação ou pela forte adesão do amostrador no solo úmido, ou seja, a água interfere diretamente na adesividade do solo-metal (amostrador).

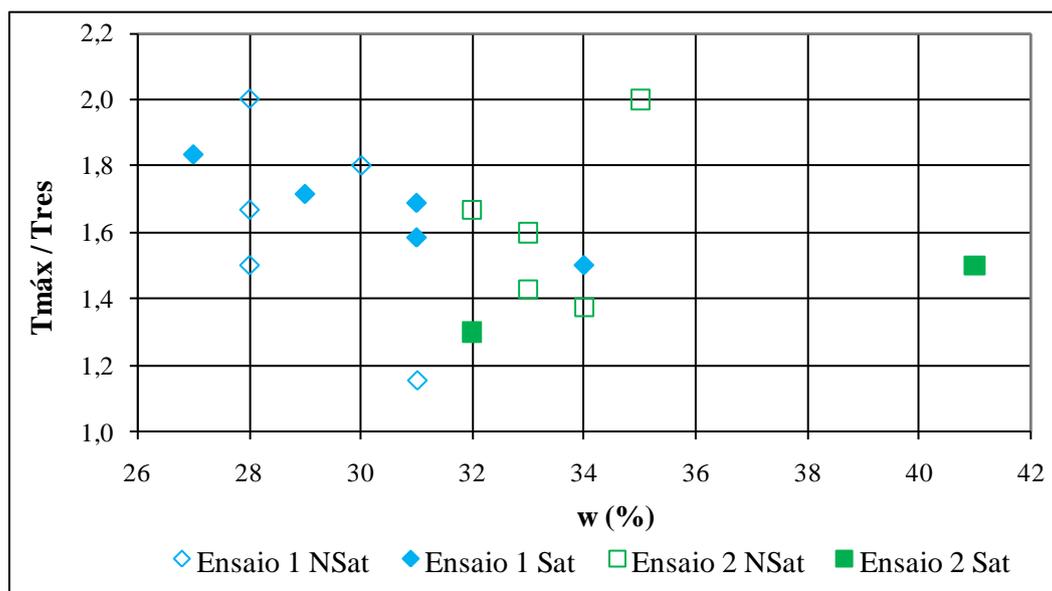


Figura 4.28 - Relação umidade – $T_{m\acute{a}x} / T_{res}$

4.9 ENSAIO DILATOMÉTRICO

Os parâmetros apresentados neste item englobaram o ângulo de atrito (ϕ), a razão de pré-adensamento (OCR) e o coeficiente de empuxo no repouso (k_0). Cabe salientar que no caso do perfil de solo analisado o OCR corresponderia a uma razão de pseudo pré-adensamento.

A Figura 4.29 apresenta as pressões p_0 e p_1 que são corrigidas das leituras A e B do ensaio. Embora os valores obtidos pareçam altos, a maior parte dos resultados estão próximos da faixa obtida por Dos Santos (2003) que realizou seus ensaios no Distrito Federal na época seca, obtendo p_0 variando de 0 a 800 e p_1 de 0 a 1500.

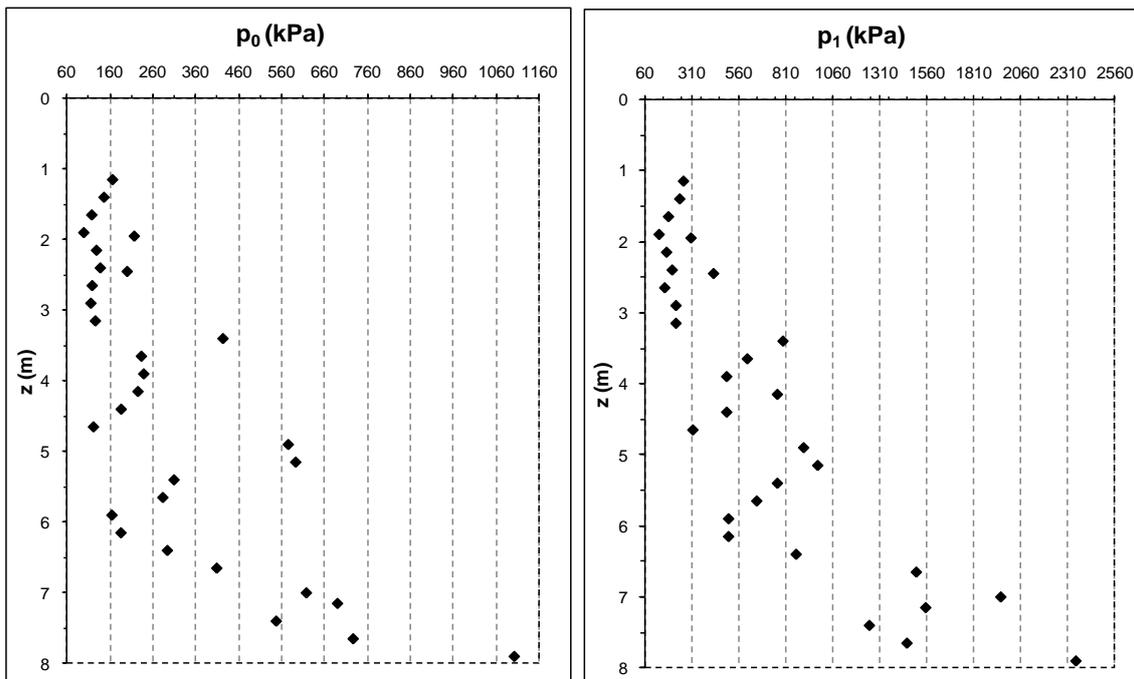


Figura 4.29 - Pressões p_0 e p_1 do ensaio dilatométrico

Os índices dilatométricos calculados a partir dos valores obtidos com as pressões p_0 e p_1 estão apresentados na Figura 4.30. O módulo dilatométrico apresentou um crescimento com a profundidade, mostrando que o solo à medida que se distancia da superfície do terreno torna-se menos compressível. Analisando-se o módulo dilatométrico em função da umidade (Figura 4.31), nota-se uma tendência do seu aumento com a umidade, comprovando a baixa compressibilidade para o aumento dos valores de E_D .

O índice de material enquadrou o solo superficial na faixa de argila siltosa, e a parte mais profunda na faixa de silte arenoso tendendo a um silte, não correspondendo em sua totalidade com os resultados obtidos na granulometria com defloculante. Embora, comparando com a sondagem realizada (Furo 5), observa-se que para as camadas mais profundas o solo é classificado como argila rija, o que corrobora dados de Marchetti (1997), levando a interpretação dos valores de I_D como silte.

O índice de tensão horizontal apresentou tendência a diminuir com o aumento da profundidade até a cota 3 m, assumindo valores praticamente constantes entre 3 e 6 m, passando a aumentar em seguida.

Correlacionando umidade de cada estaca ensaiada, com a média do módulo dilatométrico por camadas conforme Figura 4.31, observa-se uma leve tendência ao crescimento de E_D com a umidade. Nota-se também que apesar do ensaio não ter atingido o nível d'água, os pontos apresentam dois grupos distintos. Com os resultados de sondagens

realizados no mês de outubro de 2010, próximos ao dia da execução do ensaio DMT, as seguintes considerações são feitas:

- O primeiro grupo de pontos referente às camadas até 5 m indica valores de E_D próximos entre si, refletindo a elevada compressibilidade decorrente do manto não saturado e a influência de macroporos nesta região;
- Para os demais pontos, observa-se inicialmente a transição do manto não saturado para o saturado, com o aumento da umidade e diminuição da compressibilidade, indicando a presença de microporos a partir destes pontos.

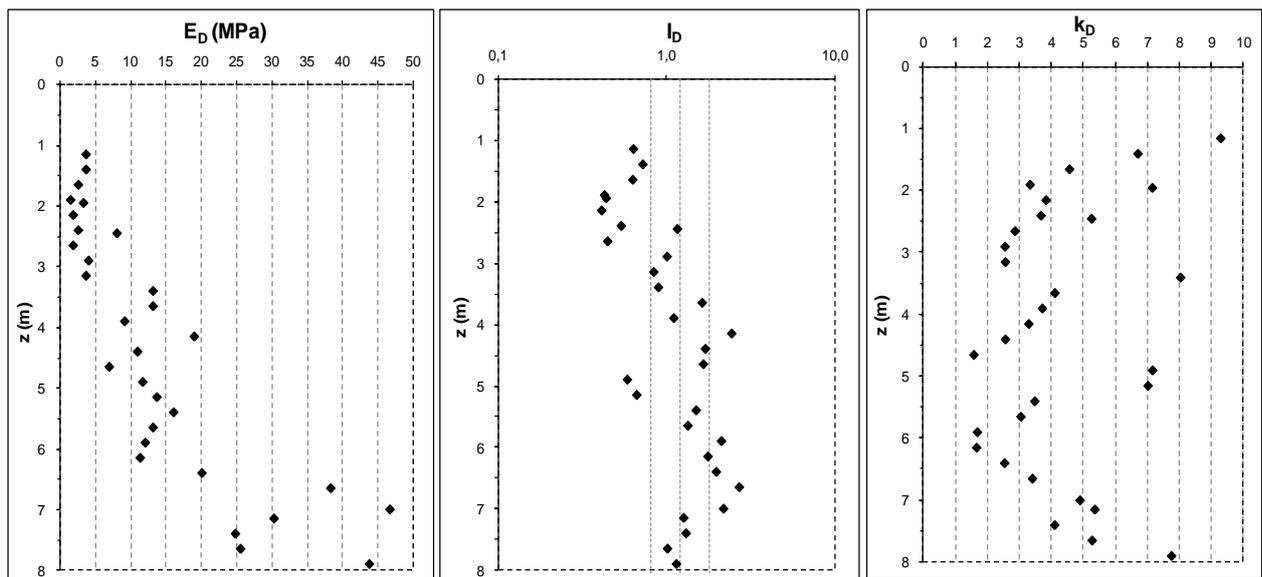


Figura 4.30 - Módulo dilatométrico (E_D), índice do material (I_D) e índice de tensão horizontal (k_D)

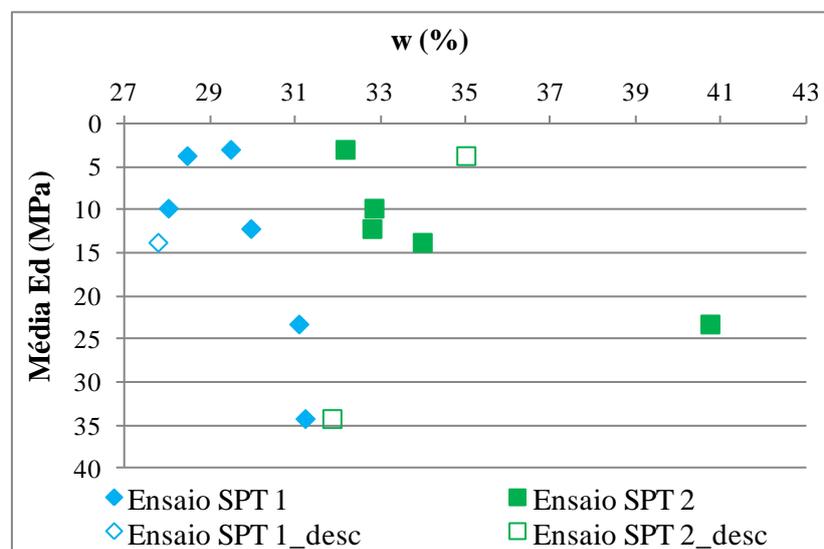


Figura 4.31 – Comparação entre umidade e média de E_D

4.9.1 Estimativa de Parâmetros Geotécnicos

Serão apresentados a seguir os parâmetros geotécnicos obtidos das correlações do DMT para uso nos métodos de avaliação da capacidade de carga. Vale ressaltar que as correlações são empíricas e obtidas a partir de solos europeus, devendo o seu uso em solos tropicais e não saturados ser condicionados à validação por meio de outras técnicas já reconhecidas como apropriadas para estes solos. No presente caso os resultados oriundos do dimensionamento das estacas com base nos resultados de DMT serão comparados aos resultados oriundos da energia determinada na execução das estacas.

Nas análises a seguir optou-se por não comparar os valores de k_0 obtidos no ensaio triaxial devido à posição de moldagem do corpo de prova para os ensaios triaxiais, oedométricos e cisalhamento direto.

4.9.1.1 Coeficiente de Empuxo no Repouso (k_0)

O coeficiente de empuxo no repouso foi calculado a partir das correlações propostas por Marchetti (1980), Lacasse e Lunne (1988) e Lunne *et al.* (1990), sendo todas destinadas a solos argilosos. A Figura 4.32 apresenta os resultados obtidos a partir dos ensaios dilatométricos.

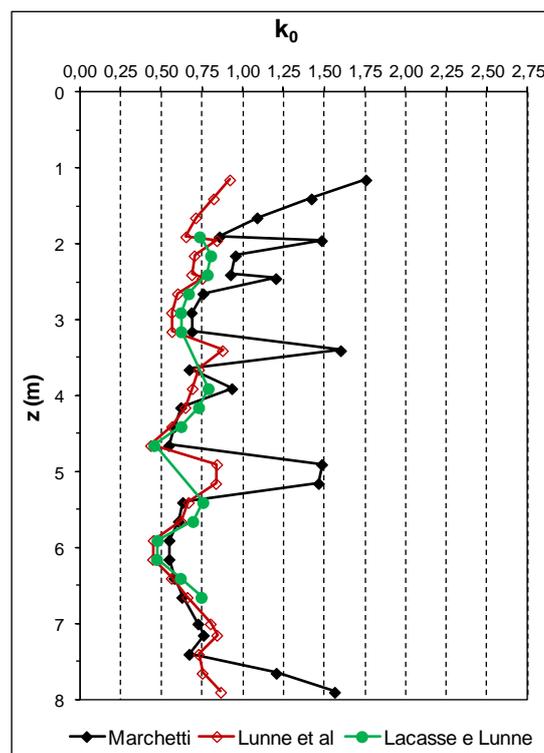


Figura 4.32 - Coeficiente de empuxo em repouso obtido no ensaio DMT

Ortigão *et al.* (1996) apresentou resultados sobre a argila porosa de Brasília obtidos a partir de ensaios dilatométricos e evidenciou que o k_0 tem valores altos nos primeiros metros e depois tende a cair, variando entre 0,5 a 0,7, sendo estes valores obtidos a partir do topo do perfil. Levando em consideração que, em virtude de uma escavação de 7,35 m conforme dito na metodologia, os 2,1 m da referente pesquisa equivalem aos 9,1 m do trabalho citado e assim sucessivamente, podemos observar que o material ensaiado apresenta um comportamento comum da região.

Os valores de k_0 fornecidos pelas correlações de Marchetti (1980) apresentaram variações bruscas em relação aos dados obtidos pelos outros métodos; já as formulações de Lacasse e Lunne (1988) e Lunne *et al.* (1990) foram os que mais se relacionaram. Embora os dados obtidos por Marchetti (1980) apresente picos, de forma geral os mesmos se encontram em uma mesma tendência que os demais.

4.9.1.2 OCR

Para calcular o coeficiente de pré-adensamento (OCR), no caso, de pseudo pré-adensamento, foram utilizadas as correlações de Marchetti (1980), Marchetti e Crapps (1981), Lunne *et al.* (1989), todas destinadas a solos argilosos. A Figura 4.33 apresenta os resultados encontrados.

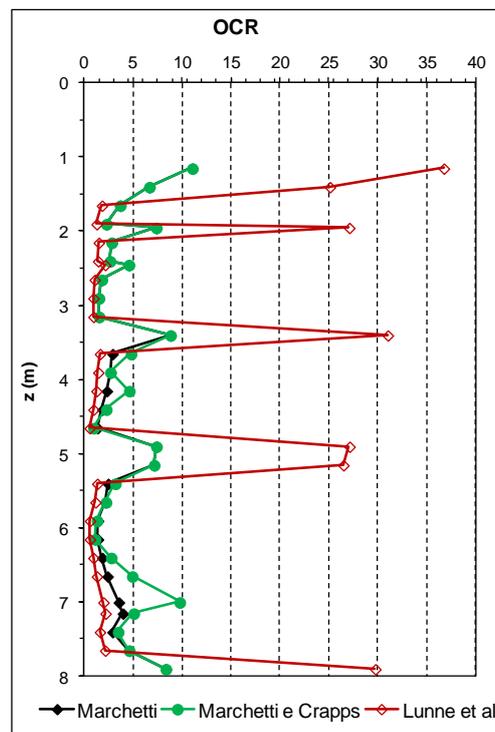


Figura 4.33 - OCR calculado pelo ensaio DMT

Os valores de OCR obtidos nas diversas correlações mencionadas estão baseadas no índice dilatométrico (k_D), que utiliza o valor da tensão geostática calculado sem considerar os efeitos da sucção. Como o ensaio foi feito de forma direta, não temos como conhecer o perfil de umidade do local do ensaio, inviabilizando encontrar a sucção em cada profundidade do ensaio e assim corrigir o valor de OCR.

Dentre as correlações obtidas, Lunne *et al.* (1989) foi a que apresentou maior dispersão entre seus resultados, o que pode ser explicado pelos parâmetros (resistência não drenada e tensão efetiva vertical) utilizados para cálculo do OCR. Os resultados obtidos por Marchetti (1980) e Marchetti e Crapps (1981) indicaram valores praticamente sem diferenças.

4.9.1.3 Ângulo de Atrito

O ângulo de atrito foi obtido com as correlações propostas por Marchetti (1980), Marchetti e Crapps (1981). A figura 4.34 apresenta os resultados obtidos no ensaio DMT.

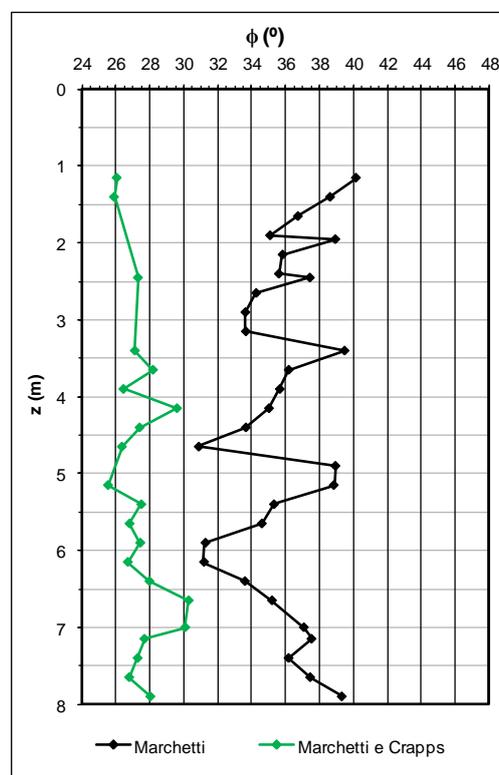


Figura 4.34 - Ângulo de atrito obtido no ensaio DMT

Observa-se que os valores propostos por Marchetti (1980) e Marchetti e Crapps (1981) são bem distintos, o que pode ser explicado pelos parâmetros envolvidos no cálculo do ângulo de atrito. Cabe destacar que as correlações propostas para obtenção deste parâmetro são para solos arenosos, enquanto o perfil de solo estudado é argiloso.

Dentre estas duas correlações, os valores obtidos por Marchetti (1980) são superiores ao proposto por Marchetti e Crapps (1981). O comportamento apresentado nesta dissertação ilustra a mesma tendência de valores obtidos por Jardim (1998) e Mota (2003), com valores variando de 25 a 40 para Marchetti, e 25 a 35 para Marchetti e Crapps.

4.10 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A Figura 4.35 apresenta a curva carga vs recalque último obtida da prova de carga estática. A curva apresentada as equações dos três trechos de comportamento observados.

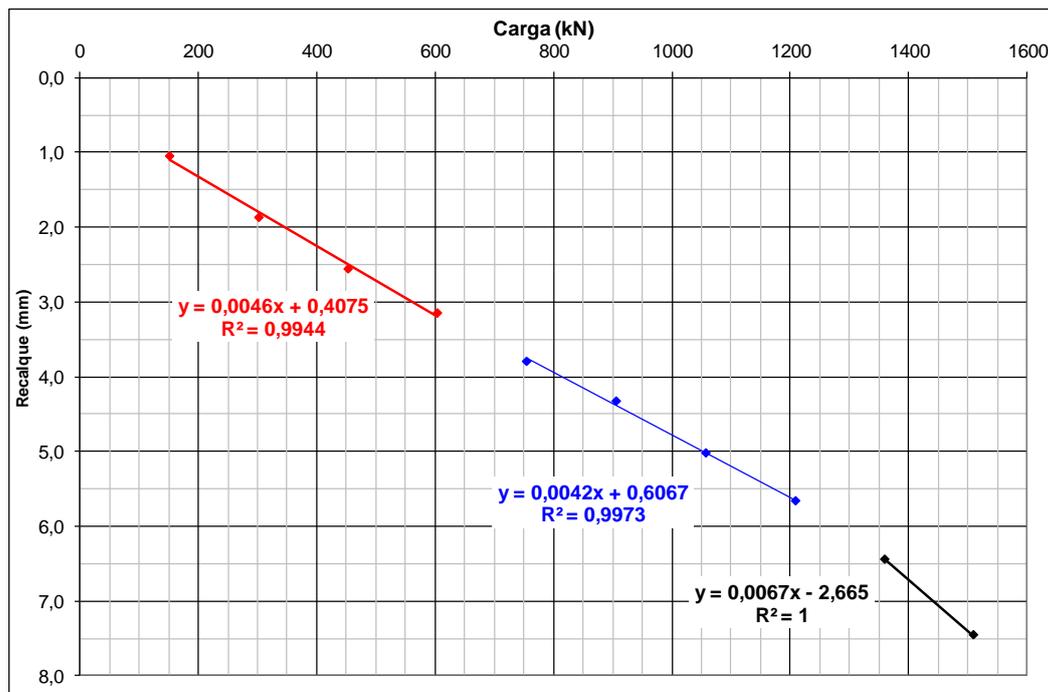


Figura 4. 35 - Curva carga - recalque (Equações dos trechos destacados)

O resultado indicou uma mudança de comportamento em 600 kN (61,18 tf) que corresponderia ao ponto em que o conjunto bloco de coroamento + fuste + base começam a trabalhar conjuntamente, e outra na carga de 1180 kN (120,33 tf) onde se situaria o início de possíveis deformações plásticas na interação solo - estaca ensaiada. A estaca apresentou um recalque final de 8,92 mm, que corresponde a 2,23% do seu diâmetro. Para a carga de trabalho de 755,11 kN (77,0 tf), o valor do recalque obtido foi de 3,80 mm, o que equivale a 0,95% do diâmetro da estaca.

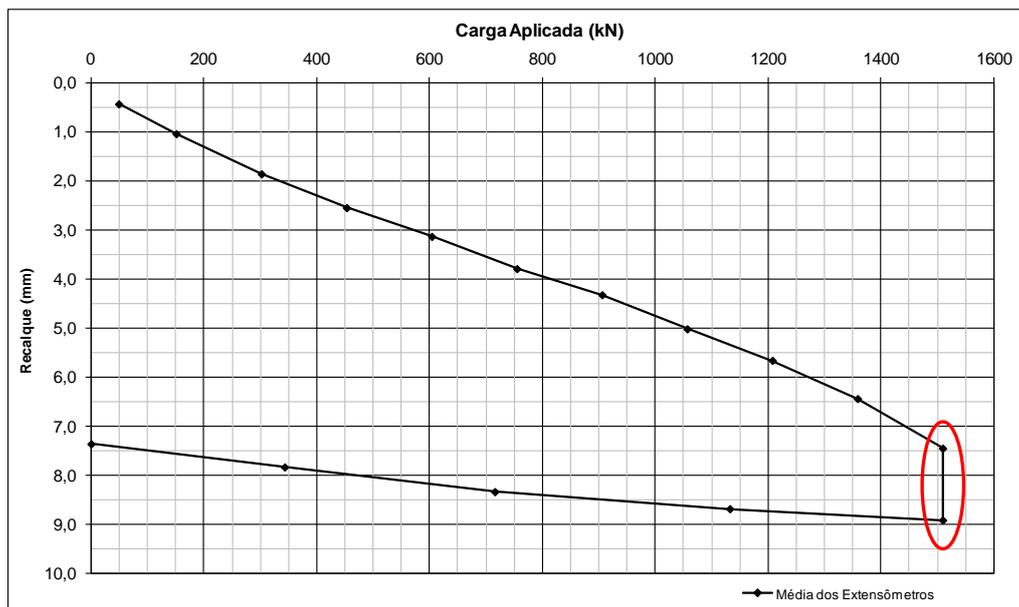


Figura 4.36 - Curva carga x recalque

O trecho destacado na Figura 3.6, representa para o primeiro ponto (carga de 1510,22 kN – 154 tf) o recalque referente ao tempo de estabilização do estágio, e para o segundo ponto, o recalque total do estágio após monitoramento de 12 horas.

A carga de ruptura foi estimada pelo método de Van Der Veen (1953) e seu resultado está apresentado na Figura 4.37. O valor estimado para a capacidade de carga foi de 2200 kN (224,34 tf), sendo este valor superior ao segundo ponto de inflexão a ser apresentado nas Figuras 4.38 e 4.39, cabendo destacar que nestas figuras o ponto de inflexão não corresponde à ruptura, mas ao início das deformações plásticas a partir de 1250 kN, aproximadamente.

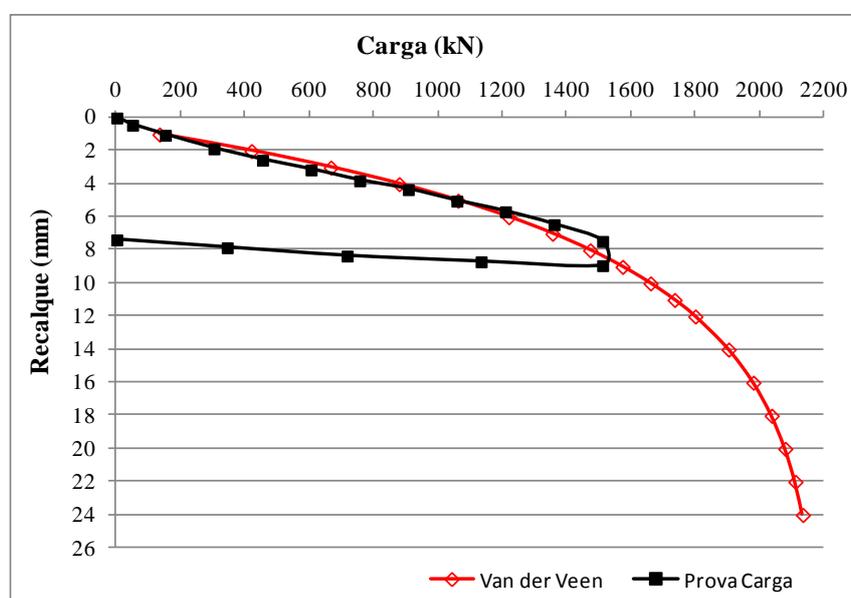


Figura 4.37 - Resultado segundo método de Van der Veen (1953)

De modo complementar foram realizadas análises segundo o proposto por Camapum de Carvalho *et al.* (2008), que utiliza como ferramenta os valores do coeficiente de recalque em função da carga aplicada. Nesta abordagem a Figura 4.38 indica o momento em que o bloco de coroamento + fuste começam a trabalhar, e a estaca sofre pequenos recalques com o carregamento aplicado até 670 kN (68,32 tf). A partir deste valor, começa a trabalhar o conjunto bloco de coroamento + fuste + base de modo integrado até a carga de 1290 kN (131,54 tf). A partir deste carregamento o conjunto solo - estrutura da estaca indica sinais de plastificação, o que não significa necessariamente ruptura, apenas aponta para a carga a partir da qual os recalques passam a ser importantes. Ressalta-se que o coeficiente de deslocamento refere-se à inclinação da curva $\log T \times \Delta H$ para cada carregamento.

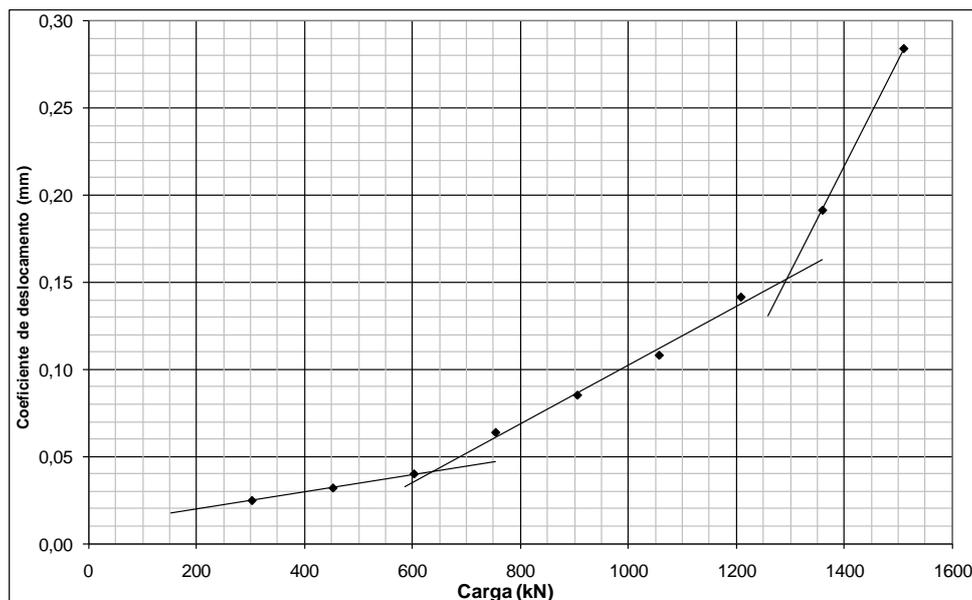


Figura 4.38 - Curva carga x coeficiente de deslocamento (α)

Outra análise proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2008) consiste em avaliar o recalque imediato e o recalque por adensamento e/ou secundário acumulados em função da carga aplicada. O recalque por adensamento e/ou secundário acumulado em função da carga aplicada está representada pela Figura 4.39, confirmando o comportamento indicado anteriormente.

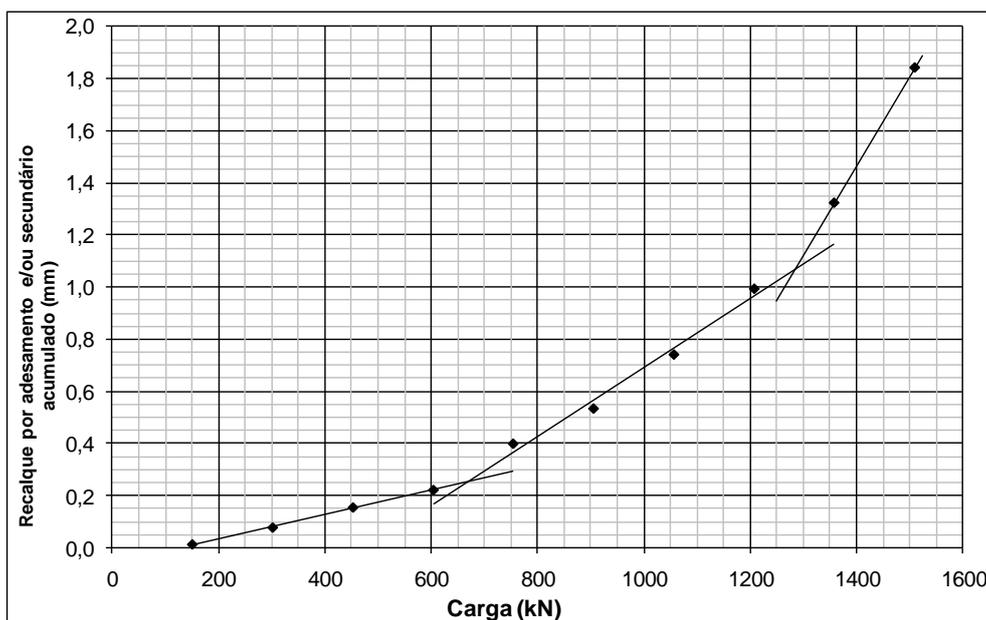


Figura 4.39 - Carga x recalque por adensamento e/ou secundário acumulado

4.11 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ATRAVÉS DE MÉTODOS QUE UTILIZAM SPT, SPT-T E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

No item 2.4 foram apresentados os métodos de previsão de capacidade de carga das estacas utilizados nesta pesquisa. Neste item as capacidades de carga calculadas pelos diferentes métodos serão comparadas com o resultado da prova de carga realizada na obra sob análise, considerando-se as parcelas lateral e de ponta, e o somatório das duas. Para a prova de carga são apresentados os valores referentes ao início da mobilização da ponta, início das deformações plásticas e a carga máxima de ensaio conforme proposta apresentada por Camapum de Carvalho *et al.* (2006).

4.11.1 Aoki e Velloso (1975)

A Tabela 4.9 apresenta os resultados obtidos a partir do método Aoki e Velloso (1975) e os resultados oriundos da prova de carga executada.

Tabela 4.9 - Resultados obtidos pelo método de Aoki e Velloso (1975)

ESTACA	AOKI E VELLOSO (1975)			PROVA DE CARGA		
	PARCELA PONTA (PP - kN)	PARCELA LATERAL (PL - kN)	CARGA TOTAL (PR - kN)	CARGA DE INÍCIO DE MOBILIZAÇÃO DA PONTA (kN)	CARGA DE INÍCIO DAS DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS (kN)	CARGA MÁXIMA DE ENSAIO (kN)
4ea	555	751	1305	600	1180	1510
1ea	555	751	1305	600	1180	1510
11eb	288	726	1014	600	1180	1510
22ea	431	985	1416	600	1180	1510
27ea	431	985	1416	600	1180	1510
20ec	288	726	1014	600	1180	1510
25ea	288	726	1014	600	1180	1510
32ec	431	985	1416	600	1180	1510
33ec	431	985	1416	600	1180	1510
41ee	431	985	1416	600	1180	1510
24eb	288	726	1014	600	1180	1510
MÉDIA	401	848	1249	600	1180	1510

Na prova de carga, a carga de início da mobilização da ponta deve-se tão somente a parcela lateral mais a eventual contribuição gerada pelo contato do bloco de coroamento com o solo. Isto não significa, no entanto, que todo o atrito lateral tenha sido mobilizado até este momento. Já o início da plastificação corresponde ao momento em que o solo mobilizado começa a apresentar deformações plásticas. Isso não significa, no entanto, que se tenha atingido a carga de ruptura da estaca. Porém, este ponto estabelece a carga de projeto a partir da qual os recalques merecem maior atenção.

No cálculo pelo método Aoki e Velloso (1975) verifica-se, dos resultados apresentados, que para a obra em estudo a capacidade de carga devida ao atrito lateral corresponde a aproximadamente 68% e a ponta a 32% da carga total, ou seja, a ponta está oferecendo uma contribuição calculada superior ao admitido pela NBR 6122, que é de 20% para este tipo de estaca em solo.

A carga total média obtida pelo método Aoki e Velloso (1975) apresenta-se superior ao valor obtido para o início das deformações plásticas, e próxima da carga máxima adotada na prova de carga, sem que esta apresentasse sinais claros de ruptura. Deve-se salientar ainda, que mesmo a partir da carga de início das deformações plásticas geralmente ainda se tem a ampliação da mobilização do fuste e da base. Cabe lembrar ainda que as cargas calculadas segundo todos estes métodos empíricos e semi-empíricos de previsão de carga se referem a capacidade de carga uma vez que eles já consideram nas equações de cálculo os coeficientes relativos ao tipo de solo e estaca utilizada.

Caso o atrito lateral seja considerado como correspondente a 80% da carga total, ou seja, limitando-se a carga de ponta a 20% da carga total, verifica-se que a carga de início das

deformações plásticas obtida da prova de carga encontra-se na faixa definida pelos valores extremos de cálculo, que são 908 kN e 1231 kN para atrito lateral de 726 kN e 985 kN, respectivamente. Portanto, considerando-se a variabilidade natural do terreno e o fato de ter sido realizada uma única prova de carga, os cálculos segundo Aoki e Velloso (1975), limitando-se a ponta a 20% pode ser entendido como satisfatório para as estacas analisadas caso seja considerada a carga de início das deformações plásticas como carga limite das estacas. Destaca-se que embora a adoção do critério da carga de início da plastificação como carga limite de projeto restringindo a possibilidade de problemas oriundos de recalque, este não constitui um critério utilizado na prática de fundações.

4.11.2 Décourt-Quaresma (1978)

Os resultados dos cálculos obtidos segundo o método Décourt-Quaresma (1978) estão apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Resultados obtidos pelo método de Décourt-Quaresma (1978)

ESTACA	DÉCOURT E QUARESMA (1978)			PROVA DE CARGA		
	PARCELA PONTA (PP - kN)	PARCELA LATERAL (PL - kN)	CARGA TOTAL (PR - kN)	CARGA DE INÍCIO DE MOBILIZAÇÃO DA PONTA (kN)	CARGA DE INÍCIO DAS DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS (kN)	CARGA MÁXIMA DE ENSAIO (kN)
4ea	133	1423	1556	600	1180	1510
1ea	133	1423	1556	600	1180	1510
11eb	431	1089	1520	600	1180	1510
22ea	106	1729	1836	600	1180	1510
27ea	106	1729	1836	600	1180	1510
20ec	431	1089	1520	600	1180	1510
25ea	431	1089	1520	600	1180	1510
32ec	106	1729	1836	600	1180	1510
33ec	106	1729	1836	600	1180	1510
41ee	106	1729	1836	600	1180	1510
24eb	431	1089	1520	600	1180	1510
MÉDIA	229	1441	1670	600	1180	1510

O cálculo segundo o método Décourt-Quaresma (1978) apresenta uma carga média devida ao atrito lateral correspondendo a aproximadamente 87% e a ponta a 13% da carga total, ou seja, a ponta oferece uma contribuição calculada na faixa admitida pela NBR 6122, que é de 20% para este tipo de estaca em solo. No entanto, apesar disso, observa-se que devido à grande variabilidade apresentada pelos resultados calculados segundo este método, foram obtidos valores que fogem ao limite percentual para a carga da ponta estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2010). Este foi o caso das estacas 11eb, 20ec, 25ea e 24eb para as quais

se obteve carga de ponta correspondendo 28% da carga total. Esta consideração implica na necessidade de se avaliar estatisticamente uma maior quantidade de estacas com provas de carga realizadas em locais próximos daqueles em que foram realizados os SPTs utilizados nos cálculos. Só a partir deste tipo de análise será possível comentar criticamente os resultados obtidos pelos diferentes métodos quanto à variabilidade que oferecem aos resultados calculados. Isso significa dizer, por exemplo, que a menor variabilidade dos resultados obtidos segundo Aoki e Velloso (1975), não torna este método, no contexto desta pesquisa, mais apropriado que o de Décourt-Quaresma (1978) para o cálculo da capacidade de carga das estacas. Este tipo de análise permitiria inclusive avaliar com maior exatidão a relação entre a variabilidade dos cálculos da capacidade de carga em relação à variabilidade dos perfis de SPT.

Pelo método Décourt-Quaresma (1978), a carga total obtida é superior ao valor alcançado no início das deformações plásticas, e localizada próxima à carga máxima adotada na prova de carga, sem que esta apresentasse sinais claros de ruptura. Relembra-se aqui que as cargas calculadas segundo estes métodos se referem a carga de trabalho e não de ruptura.

Finalmente, considerando-se a variabilidade natural do terreno e o fato de ter sido realizada uma única prova de carga, os resultados obtidos segundo Décourt-Quaresma (1978) superestima o cálculo em relação aos valores de prova de carga caso se considere, no intuito de restringir a possibilidade de problemas por recalque, a carga de início das deformações plásticas como carga limite de projeto.

4.11.3 Antunes e Cabral (1996)

Para este método os resultados estão expressos na Tabela 4.11.

O cálculo segundo o método Antunes e Cabral (1996) conduziu a valores de carga média devida ao atrito lateral correspondente a aproximadamente 78% e a ponta a 22% da carga total, ou seja, para a média calculada a ponta oferece uma contribuição próxima ao limite fixado pela NBR 6122, que é de 20% para este tipo de estaca em solo. No entanto, eles foram sem exceção, superiores a este limite fixado em norma.

Pelo método Antunes e Cabral (1996), a carga total obtida é superior ao valor da carga de início das deformações plásticas, e próxima da carga máxima adotada no ensaio de prova de carga.

Considerando o atrito lateral como 80% da carga total, verifica-se que a carga de início das deformações plásticas obtida na prova de carga encontra-se abaixo do menor valor obtido

segundo este critério que foi de 1326 kN para o atrito lateral de 1061 kN. Portanto, considerando a variabilidade do terreno e a realização de uma única prova de carga, os resultados obtidos segundo Antunes e Cabral (1996) superestimam o cálculo da capacidade de carga em relação aos valores oriundos da prova de carga, considerando-se tão somente a carga correspondente ao início das deformações plásticas. Isso significa que projetos executados a partir deste método devem atentar para análises mais detalhada quanto ao recalque.

Tabela 4.11 - Resultados obtidos pelo método de Antunes e Cabral (1996)

ESTACA	ANTUNES E CABRAL (1996)			PROVA DE CARGA		
	PARCELA PONTA (PP - kN)	PARCELA LATERAL (PL - kN)	CARGA TOTAL (PR - kN)	CARGA DE INÍCIO DE MOBILIZAÇÃO DA PONTA (kN)	CARGA DE INÍCIO DAS DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS (kN)	CARGA MÁXIMA DE ENSAIO (kN)
4ea	493	1061	1554	600	1180	1510
1ea	493	1061	1554	600	1180	1510
11eb	370	1478	1847	600	1180	1510
22ea	370	1379	1749	600	1180	1510
27ea	370	1379	1749	600	1180	1510
20ec	370	1478	1847	600	1180	1510
25ea	370	1478	1847	600	1180	1510
32ec	370	1379	1749	600	1180	1510
33ec	370	1379	1749	600	1180	1510
41ee	370	1379	1749	600	1180	1510
24eb	370	1478	1847	600	1180	1510
MÉDIA	392	1357	1749	600	1180	1510

4.11.4 Método Racional

Para a análise deste método utilizou-se a expressão 4.1 para o cálculo da parcela lateral, considerando o método beta. Vale ressaltar que o método teórico foi desenvolvido para solos puramente argilosos ou arenosos, e que todo o procedimento de cálculo será realizado conforme procedimentos usados por Guimarães (2002).

Para a parcela lateral o cálculo é realizado por:

$$f_s = c + \sigma'_v \cdot k \cdot \tan \delta \quad (4.1)$$

Em que,

c é a coesão em situação drenada

σ'_v a tensão vertical;

k o coeficiente de empuxo;

δ o ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural de fundação.

Os parâmetros utilizados foram definidos como se segue:

- Coesão (c)

Foi considerada a coesão média obtida nos ensaios de cisalhamento direto, em condição drenada.

- Tensão Vertical (σ'_v)

Este valor foi obtido pelo produto do peso específico do solo pela profundidade, considerando os dados obtidos no ensaio da balança hidrostática, e na ausência destes, os resultados estimados a partir do SPT para cotas acima do nível d'água (NA) (Godoy, 1972 apud Cavalcante, 2005) e a partir da umidade para as cotas situadas abaixo do NA.

- Coeficiente de Empuxo (k_0)

Adotou-se os valores obtidos a partir do ensaio triaxial tipo k_0 até a profundidade de 6,1 m. A partir desta cota, tendo em vista que o resultado oriundo do ensaio triaxial foi 0,47; adotou-se k_0 igual a 0,5.

- Ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural de fundação (δ)

Potyondy (1961) apud Guimarães (2002) relaciona para diferentes materiais constituintes dos elementos estruturais o ângulo de atrito solo-estacas (δ) com o ângulo de atrito do solo (ϕ), sugerindo para estacas de concreto rugosas em areia secas a relação 0,98. Como para este trabalho não se dispunha de dados experimentais medindo o atrito na interface, adotou-se o valor de 1, o mesmo considerado por Guimarães (2002) por concluir que na interação solo/metal menos favorável foi obtido o valor médio de 1.

Para os cálculos optou-se por seguir o procedimento adotado por Guimarães (2002) utilizando apenas a parcela lateral.

A Tabela 4.12 apresenta os resultados calculados a partir da Equação 4.1 e aqueles oriundos da prova de carga. A carga total foi estimada considerando que a ponta limitava-se a 20% desta. Esta estimativa foi adotada considerando-se que os métodos anteriormente analisados apresentaram de um modo geral valores superiores a este percentual fixado em norma, para a capacidade de carga da ponta neste tipo de estaca estudado.

Segundo este raciocínio, os valores teóricos de carga total calculados (1434 kN a 1520 kN) estão ligeiramente acima da carga de início das deformações plásticas (1180 kN).

Tabela 4.12 - Resultados pelo método teórico

ESTACA	MÉTODO TEÓRICO		PROVA DE CARGA		
	PARCELA LATERAL (PL - kN)	CARGA TOTAL (QT - kN)	CARGA DE INÍCIO DE MOBILIZAÇÃO DA PONTA (kN)	CARGA DE INÍCIO DE DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS (kN)	CARGA MÁXIMA DE ENSAIO (kN)
4ea	1204	1204	600	1180	1510
1ea	1216	1216	600	1180	1510
11eb	1216	1216	600	1180	1510
18eb	1210	1210	600	1180	1510
22ea	1210	1210	600	1180	1510
27ea	1210	1210	600	1180	1510
20ec	1210	1210	600	1180	1510
25ea	1148	1148	600	1180	1510
32ec	1204	1204	600	1180	1510
33ec	1216	1216	600	1180	1510
41ee	1210	1210	600	1180	1510
24eb	1210	1210	600	1180	1510
MÉDIA	1205	1205	600	1180	1510

A partir das análises realizadas, este método apresenta-se se em relação ao início das deformações plásticas como ligeiramente menos conservador.

Embora os resultados obtidos sejam, em relação à carga correspondente ao início da plastificação, satisfatórios, o método termina sendo na prática, de difícil aplicação, devido à dependência de ensaios laboratoriais.

4.12 CONSIDERAÇÕES SOBRE O TRABALHO DISPENDIDO NA EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Buscando entender o comportamento da relação trabalho acumulado - N_{SPT} acumulado metro a metro, foram estudadas relações para cada estaca analisada (Apêndice 2).

A Figura 4.41 apresenta como ilustração, a relação entre o trabalho acumulado e o N_{SPT} acumulado obtida para a estaca 32EC. Observam-se nesta figura três trechos definidores de tendência de comportamento na relação entre os dois parâmetros. Segundo o entendimento da autora desta dissertação, o primeiro trecho corresponderia ao solo profundamente intemperizado (solo laterítico), o segundo a transição e o terceiro ao solo pouco intemperizado (solo saprolítico). Como geralmente a transição não é geralmente muito espessa, pode ser ainda que o segundo trecho corresponda ao solo saprolítico fino e o terceiro ao saprólito. Uma melhor definição desse entendimento requer estudos geológico-geotécnicos mais detalhados.

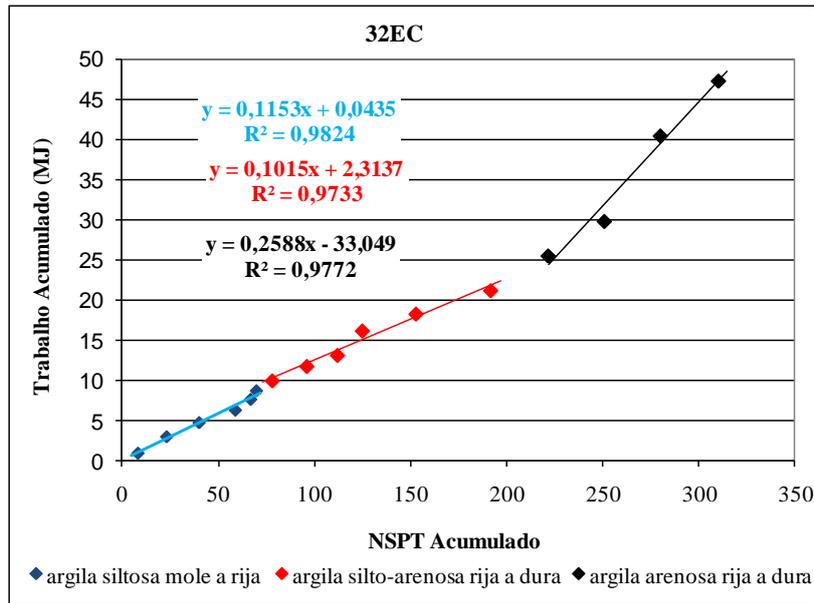


Figura 4.40 - Gráfico trabalho x N_{SPT} para a estaca 33ec

Tendo em vista que o segundo trecho não apareceu em todas as estacas, optou-se por analisar apenas o primeiro trecho e considerar o que se seguia a ele como trecho único.

Na análise dos pontos de todas as estacas estudadas (Figura 4.42), observa-se, apesar da dispersão, tanto para o primeiro como para o segundo trecho, uma tendência bem definida de relação entre o trabalho acumulado e capacidade de carga acumulada. A dispersão se deve, em parte, devido a variabilidade do perfil de solo na área, ao fato dos ensaios SPTs não terem sido realizados exatamente nos pontos de execução das estacas, além da influência da variabilidade do perfil de solo, e da operação no momento da perfuração da estaca, que pode também refletir no trabalho medido. Cabe destacar ainda que o primeiro trecho para o qual se registra maior dispersão encontra-se acima no nível d'água e, portanto, sob efeito de sucção. Isso já não ocorre para o segundo trecho com menor dispersão.

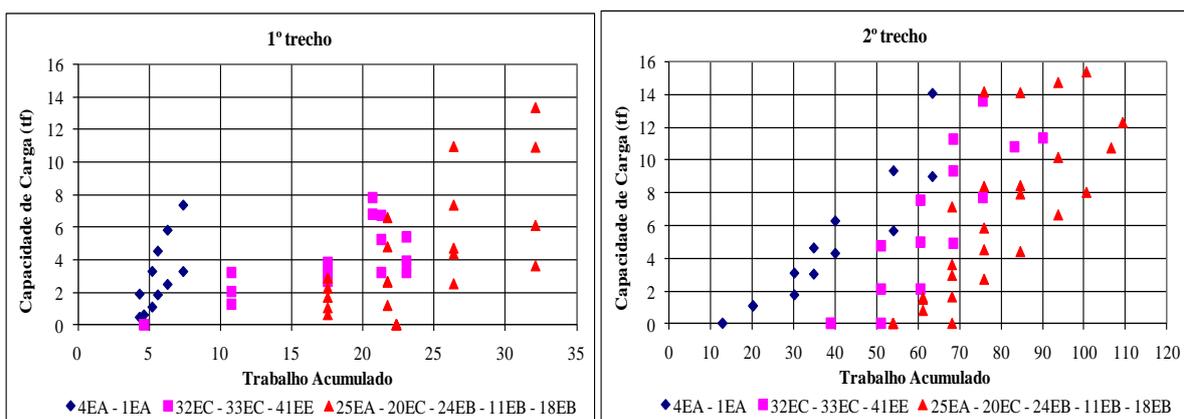


Figura 4.41 - Gráfico trabalho x Capacidade de Carga para o grupo de estacas analisadas

A análise da relação entre a média do N_{SPT} acumulado e a média do trabalho acumulado foi realizada para cada estaca estudada, conforme modelo da Figura 4.43.

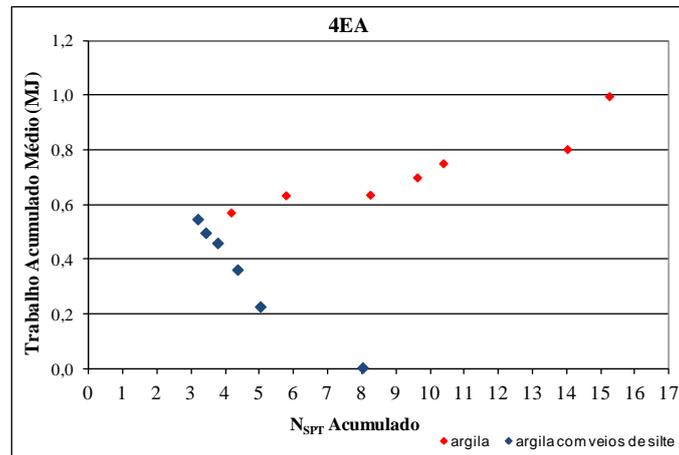


Figura 4.42 - Gráfico trabalho acumulado médio x N_{SPT} médio para uma estaca

É interessante observar que a relação se inverte para os dois trechos considerados, o do solo profundamente intemperizado e o do solo pouco intemperizado. Poder-se-ia dizer que a tendência observada para o solo pouco intemperizado corresponde à esperada. Como explicação para a relação obtida a solos profundamente intemperizados, fica o entendimento de que, neste caso, o SPT subavalia o comportamento dos solos argilosos, porosos, colapsíveis, e o trado oferece maior adesão no contato com os solos argilosos tendendo a inversão da tendência esperada no caso dos solos profundamente intemperizados.

Estas relações obtidas entre o trabalho acumulado e o N_{SPT} acumulado são semelhantes as que serão obtidas entre o trabalho acumulado e a capacidade de carga acumulada calculada segundo os diferentes métodos, respeitadas as diferenças existentes entre eles.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 CONCLUSÕES

Os ensaios de caracterização física e mineralógica realizados permitiram concluir que o perfil de solo existente no local da obra é tipicamente de alteração, indo de solos profundamente intemperizados, solos lateríticos, porosos, colapsíveis, a solos pouco intemperizados, solos saprolíticos. Esta caracterização do perfil mostrou-se relevante para a análise dos resultados oriundos dos ensaios de campo e para a avaliação do trabalho medido durante a execução das estacas hélice contínua.

Nos ensaios oedométricos os resultados obtidos foram coerentes com os geralmente verificados para os perfis de intemperismo regionais, revelando um solo mais compressível, poroso e intemperizado para profundidades até 2,1 m e para as demais profundidades um solo menos compressível. Estes comportamentos se devem a predominância de macroporos nos solos profundamente intemperizados e de microporos nos solos pouco intemperizados regionais. A análise dos resultados destes ensaios permitiu concluir que as estacas hélice contínua executadas em solos profundamente intemperizados, solos porosos colapsíveis, terão a seção ampliada com o aumento da pressão de concretagem interferindo diretamente no consumo de concreto e na interação solo-estrutura. Já para profundidades maiores onde se encontra o solo pouco intemperizado, o aumento da pressão de concretagem pode ser elevada até a tensão de pseudo pré-adensamento sem que ocorram quebras significativas da macroestrutura.

As análises realizadas mostraram que como o comportamento do solo depende da porosidade e da umidade, estas dificultam a associação direta entre os resultados de SPT e SPT-T à umidade. O mesmo pode ser dito quanto ao trabalho realizado.

No ensaio DMT, o módulo dilatométrico apresentou comportamentos distintos para as duas camadas, sendo que até 5 m os valores do módulo estão próximos, com resultados que apontam para alta compressibilidade do maciço devido provavelmente a influência dos macroporos. Para as demais profundidades observou-se a diminuição da compressibilidade com a transição da camada intemperizada não saturada para a saturada pouco intemperizada onde predominam os microporos. Os valores de k_0 obtidos no ensaio DMT indicaram que as relações de Lacasse e Lunne (1988) e Lunne *et al.* (1990) foram as que mais se relacionaram entre si e dos resultados obtidos em laboratório. Para o OCR, os resultados obtidos por Marchetti (1980) e Marchetti e Crapps (1981) indicaram valores praticamente sem diferenças. Para a determinação do ângulo de atrito via correlação com o DMT, as equações

propostas por Marchetti (1980) e Marchetti e Crapps (1981) foram as que melhores se ajustaram entre si, sendo que a de Marchetti (1980) foi a que mais se aproximou dos resultados de laboratório.

Na prova de carga, a curva carga-recalque indicou duas mudanças de comportamento a primeira considerada como correspondente ao início da mobilização da ponta, e a segunda ao início de possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca ensaiada.

Os resultados da prova de carga foram comparados com os obtidos pelos métodos baseados nos ensaios de SPT e aos resultados obtidos da análise teórica fundamentada nos parâmetros de resistência do solo. Como os métodos, exceto o teórico, utilizam a capacidade de carga de trabalho optou-se por comparar os resultados obtidos dos cálculos respeitando-se o limite de 20% da carga total para a ponta, com o resultado da prova de carga correspondente ao início da plastificação. Nesse entendimento é possível concluir que o melhor ajuste foi obtido para o método de Aoki e Velloso (1975). Não se pretende com esta conclusão dizer que este método é o que melhor se ajusta as estacas ensaiadas, pois outras análises como a da variabilidade necessitam ser realizadas. O fato de se ter realizado apenas uma prova de carga também dificulta esta afirmação. O método racional, baseado nos dados obtidos em laboratório, apresentou-se como o método menos conservador, porém com valores, considerando-se a carga de ponta igual a 20% da carga total, próximos daqueles obtidos para o início da plastificação.

Como conclusão final, no intuito de evitar o sobreconsumo de concreto com o crescimento da pressão de concretagem, o que certamente refletirá positivamente na capacidade de carga da estaca, deve-se atentar para o tipo de solo em que a estaca hélice contínua esta sendo executada. Esta pesquisa levou a percepção de que a influência da sucção, da micro, macro e mesoporosidade e da umidade no solo, são fatores primordiais para o entendimento do comportamento das estacas. Sendo assim, torna-se relevante a inclusão da determinação da umidade do solo nos perfis de sondagem.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base em todo o estudo anterior apresentado, são recomendados os seguintes tópicos para futuras pesquisas:

- Realizar provas de carga instrumentadas a fim de se separar com maior precisão a influência da parcela lateral e de ponta na carga de ruptura da estaca;

- Espacializar os diferentes parâmetros de projeto e de controle da execução de modo a que se tenha uma melhor visualização da relação entre eles;
- Avaliar a variabilidade dos diferentes métodos, associando-a ao controle tecnológico da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, L.A. (2010). Contribuições para a Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados para uso em Barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-184/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 127p.

ALONSO, U.R. (1994). Correlações entre o atrito lateral medido com o torque e o SPT. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, 17(3): 191-194.

ALONSO, U.R. (1996a). Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica provisão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais - SEFE III, São Paulo, SP, 2: 425-429.

ALONSO, U.R. (1996b). Estimativa da adesão em estacas a partir do atrito lateral, medido com o torque no ensaio SPT-T. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, 19(1): 81-84.

ANJOS, G.J.M.; CUNHA, R.P. (2006). Uso do ensaio dilatométrico na avaliação da capacidade de suporte de fundações escavadas em solo não saturado no Distrito Federal. XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Curitiba, PR, 2: 631-636.

ANTUNES, W.R; CABRAL, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE III, ABMS, São Paulo, SP, 2: 105-110.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91p.

_____. NBR 6457: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986a. 9p.

_____. NBR 6459: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984b. 6p.

_____. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio, Rio de Janeiro, 2001, 17p.

_____. NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, Rio de Janeiro, 1984a, 8p.

_____. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1988 b. 3p.

_____. NBR 7181. Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1988c. 13p.

_____. NBR 10838. Solo – Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego de balança hidrostática - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1988a. 4p

_____. NBR 12007. Solo – ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990. 15p.

_____. NBR 12131. Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 8p

ASTM, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM D 3080, 2004, 7p.

ASTM, Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. ASTM D 5298, 2003, 4p.

ASTM, Standard Test Method for Performing the Flat Plat Dilatometer. ASTM D 6635, 2001, 15p.

AVIZ, L. B. M. (2006). Estimativa da capacidade de carga de estacas por métodos semi-empíricos e teóricos. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC, Rio de Janeiro, RJ, 133p.

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M., MARCHETTI, S., e PASQUALINI, E. (1986). Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers. Proc. In Situ '86 ASCE Spec. Conf. on Use of In Situ Tests in Geotechn. Engineering. Virginia Tech, Blacksburg, VA, ASCE Geotechn. Special Publ., 6: 431 – 446.

BELINCANTA, A.; DIONISI, A.; MACHADO, J. R. A.; ALVIM, F. M.; RAMIRES SOBRINHO, R.; NAVAJAS, S.; TACHIBANA, L.S. (1994). Medidas de energia dinâmica no SPT, sistema IPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10. ABMS. Foz do Iguaçu Vol. 2.

BELINCANTA, A.; CINTRA, J.C.A. (1998). Fatores Intervenientes em Variantes do método ABNT para execução do SPT. Revista Solos e Rochas, ABMS, 21(3): 119-133.

BELINCANTA, A.; FERRAZ, R.L. (2000). Contribuição da Universidade Estadual de Maringá no entendimento da sondagem de simples reconhecimento com SPT. Acta Scientiarum (UEM), Maringá, PR, 22(5): 1463-1472.

BROWN, D.A., DAPP, S.D., THOMPSON, W.R., LAZARTE, C.A. (2007). Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles. Geotechnical Engineering No. 8.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1985). Etude du Comportement Mecanique d'une Marne Compactee. These, nº 9, l'Institut National des Sciences Appliquees de Toulouse, Toulouse, 181 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., GUIMARÃES, R.C., CARDOSO, F.B.F., PEREIRA, J.H.F. (1996). Proposta de uma Metodologia para Ensaio de Sedimentação, 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, BA, 520-531p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., PEREIRA, J.H.F. (2001). Estudo do Comportamento Mecânico dos Solos Não-Saturados com Base na Sucção Normalizada. 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre-RS, vol. único: 134-148.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., GUIMARÃES, R.C., PEREIRA, J.H.F. (2002). Courbes de retention d'eau d'un profil d'alteration. UNSAT - 3rd International Conference on Unsaturated Soils, Recife, PE, 1: 289-294.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., LEROUEIL, S. (2004) . Curva característica de sucção transformada. Solos e Rochas, São Paulo, 27(3): 231-242

CAMAPUM DE CARVALHO, J. ; GITIRANA JR, G. (2005). Considerações sobre parâmetros de resistência de solos tropicais. II Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, 2005, Goiânia, GO, 1: 183-191.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. ; GONZÁLEZ, Y.V.; SILVA, C.M.; BENEVELI, R.M. (2006). Análise de resultados de provas de carga estáticas um terreno no Distrito Federal. In: XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. ; SILVA, C.M.; PAOLUCCI, H.V.N.; GONZÁLEZ, Y.V.; VALENCIA, L.A.L. (2008). Considerações sobre a análise dos resultados de provas de carga estáticas. In: VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia SEFE VI, São Paulo, SP, ABEF, 1:355-369

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2011). Os solos não saturados no contexto de alguns problemas socioambientais no Brasil. Pirenópolis – GO, VII Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados. Aceito para publicação.

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K. (1991). Use and interpretation of a research dilatometer. Canadian Geotechnical Journal, 28: 113-126.

CAVALCANTE, E. H. (2002). Investigação teórico-experimental do SPT. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 410p.

CAVALCANTE, E. H. (2005). FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS. Capítulo 4 – Capacidade de Carga. Universidade Federal de Sergipe. Notas de Aula. Disponível em: <http://skynet.eng.br/projetos/geopav/SISTEMA/ARQUIVOS2/13000378873321.pdf>. Acesso: 03/03/2011

CINTRA, J.C.A., AOKI, N. (2010). Fundações por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 1 vol., 96p.

CONCIANI, W., BEZERRA, R. L., SOARES, J.M. (2000). Avaliação de parâmetros geotécnicos de uma areia marinha através de SPT com medida de torque. In: VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Portugal, 1: 85-91.

CUNDA, A. V. (2009). Otimização de custos em projetos de fundação do tipo sapata em função das propriedades dos solos. Trabalho de Graduação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRS, Porto Alegre, RS, 66p.

DE CAMPOS, T. M. P.(1997). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Rio de Janeiro, RJ, 1: 399-417.

DÉCOURT, L., ALBIERO, J.H. & CINTRA, J.C.A. (1996). Análise e Projeto de Fundações Profundas. Fundações: Teoria e Prática, Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 265-327.

DECOURT, L. e QUARESMA FILHO, A.R.(1991). The SPT-CF, an Improved SPT. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, II. São Paulo. 2:106-110.

DECOURT, L; QUARESMA FILHO, A R. (1994). Practical Applications of the Standard Penetration Test Complemented by Torque measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends. In: ICSMFE, XIII. 1994. Proceedings... ISSMGE. New Delhi. India. p.143-146.

DOS SANTOS, C.R.B. (2003). Influência da modificação do estado de tensões e da sazonalidade nos parâmetros geotécnicos oriundos de ensaios de campo na argila porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-116A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 118p.

FARIAS, W. M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, G. F.; CAMPOS, I. C. O.; SANTOS NETO, P. M. (2011). Influência da compactação nos micro e mesoporos nanoestruturados e na área superficial específica de um solo laterítico. Pirenópolis – GO, VII Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados. Aceito para publicação.

FERREIRA, A.M. (2010). Avaliação de proposições matemáticas para interpretação do comportamento de solos residuais não saturados. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 243p.

FEUERHARMEL, C. (2007). Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, RS, 329p.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress State variables for unsaturated soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT5): 447-466.

FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. New York, USA, 1 vol, 517p.

FREDLUND, D.G., XING, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31(4): 521-532.

FREDLUND, D.G., XING, A., FREDLUND, M. D., BARBOUR, S. L. (1996). "The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve". Canadian Geotechnical Journal, 33(3): 440-448.

FUNDESP (2009). Fundações Especiais. Disponível em: <http://www.fundesps.com.br/2009/estacashelice.html>. Acesso em 09/08/2010.

GARCIA, J. R. (2006). Estudo do Comportamento Carga vs Recalque de Estacas Raiz Carregadas à Compressão. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 186p.

- GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-090A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.
- HEISS, F.L. (2008). Manifestações Patológicas em Estacas do Tipo Hélice Contínua. Trabalho de Especialização. Universidade Tuiuti do Paraná, Curitiba, PR, 82p.
- HERNANDEZ MONCADA, M.P. (2008). Avaliação de Propriedades Hidráulicas de Solos Tropicais Não Saturados. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 324p.
- JARDIM, N.A. (1998). Metodologia de previsão de capacidade de carga vertical e horizontal com o Dilatômetro de Marchetti. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-054A/98, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141p.
- LOBO, B. O. (2005). Método de Previsão de capacidade de carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT. Dissertação de Mestrado. Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 139p.
- LOPES, M. B. L. (2006). Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC, Rio de Janeiro, RJ. 175p.
- LUNNE, T.; POWELL, J. J. M.; HAUGE, E. A.; UGLOW, I. M.; MOKKELBOST, K. H. (1990). Correlation for dilatometer readings with lateral stress in clays. 69Th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC, USA, 183-193
- MAGALHÃES, P.H.L. (2005). Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua via Provas de Carga. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 243p.
- MARCHETTI, S. (1980). "In situ Tests by Flat Dilatometer". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106(GT3): 299-321.
- MARCHETTI, S., CRAPPS, D.K. (1981). Flat Dilatometer Manual. International Report of GPE Inc., Gainesville, Flórida, USA.
- MARCHETTI, S. (1997). "The Flat Dilatometer: Design Applications", 3rd Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Egypt, 421-448.
- MARINHO, F.A.M. (1994). Medida de sucção com o método do papel filtro. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundação (X COBRAMSEF), Foz do Iguaçu, 2: 515-522
- MASCARENHA, M.M.A. (2003). Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141p.

MASSAD, F., ALBUQUERQUE, P.J.R., CARVALHO, D. (2005). Bored, Continuous Flight Auger and Omega Instrumented Piles: Behavior Under Compression. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japão, 4: 2075-2078.

MENDES, R.M. (2008). Estudo das propriedades geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP). Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 236p.

MIGUEL, M.G., TEIXEIRA, R.S., PADILHA, A.C.C. (2004). Curvas características de sucção do solo laterítico da região de Londrina/PR. Revista de ciência & tecnologia, Brasil, 12(24): 63-74

MOTA, N.M.B. (2003). Ensaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-013A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.

MUCHETI, A.S. (2008). Estacas hélice segmentada: execução, verificação de integridade e estudo do comportamento. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 123p.

NACINOVIC, M.G.G. (2009). Estudo de Erosão pela Análise de Sucção e Escoamento Superficial na Bacia do Córrego Sujo (Teresópolis, RJ). Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 167p.

NETO, J. A. A. (2002). Análise do Desempenho de Estacas Hélice Contínua e Ômega – Aspectos Executivos. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo, SP.

ODEBRECHT, E. (2003). Medidas de energia no ensaio do SPT. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRS, Porto Alegre, RS, 232p.

ORTIGÃO, J.A.R.; CUNHA, R.P; ALVES, L.S. (1996). *In situ* tests in Brasília porous Clay. Canadian Geotechnical Journal, 33: 189-198.

PASCHOALIN FILHO, J. A. (2008). Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Agrícola. Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP, Campinas, SP, 427p.

PEIXOTO, A.S.P. (2001). Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Agrícola. Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP, Campinas, SP, 510p.

PEREIRA, J.H.F., MARINHO, F. (1998). Apostila do Curso de Mecânica dos Solos Não Saturados. XI COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, Brasília, DF.

PRESA, E.P. (1982). Indeformabilidad de las arcillas expansivas bajo succion controlada. 1982, Tese de Doutorado, Universidad Politécnica de Madrid, 676p.

QUEIROZ, A.C.G. (2008). Uso do DMT na Avaliação de maciços compactados. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 96p.

RAMOS, R.E. (2011). Análise do Comportamento Energético de Estacas Monitoradas Tipo Hélice Contínua. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 96p.

RANZINI, S. M. T. (1988). SPTT. Solos e Rochas, 11(1): 29-30.

RANZINI, S. M. T.(1994). SPTFT: 2º Parte. Solos e Rochas, 17(3): 189-190.

RANZINI, S. M. T.(1996). Estimativa da adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T – Discussão. Solos e Rocha, ABMS/ABGE, 19 (3): 247-248

RICHARDS, L.A. (1928). The usefulness of capillary potential to soil moisture and plant investigators. Journal of the Agricultural Research, 37(12): 719–742.

RUIZ, D.F., VÉLEZ, P.M., GONZÁLEZ, Y.V. (2010). Estabilización del sistema de medición de la succión por el método del papel filtro. XV COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Gramado, RS, 3: 1591-1598

SANTOS, C.R. (2004). Análise paramétrica da infiltração e sua influencia na estabilidade de taludes em solo não saturado. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, USP, São Carlos, SP, 118p.

SCHMERTMANN, J.H. (1983). Revised Procedure for Calculating k_0 and OCR From DMT's With I.D. > 1.2 and Which Incorporate the Penetration Force Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle, DMT Digest GPE Inc., Gainesville, 1: 32611p.

SCHNAID, F. (2000). Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, 189p.

SILVA, C.M., CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2010). Monitoramento e Controle de Qualidade dos Estaqueamentos Tipo Hélice Conínua Durante a Execução da Obra. XV COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, RS, XXXp.

SILVA, M. T. M. G. (2009). Metodologia para Determinação de Parâmetros para Solos Não Saturados Utilizando Ensaio com Umidade Conhecida. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 109 p.

SIVIERO, C., PINTO, C.S. (2006). Tensão admissível para fundações diretas pelo dilatômetro de Marchetti em comparação com a NBR 6122/1996. COBRAMSEG, Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, ABMS, Curitiba, PR, 2: 675-680.

SOARES, E.P. (2008). Caracterizações geotécnica e mineralógica de um filito dolomítico do quadrilátero ferrífero com vistas ao estudo de estabilidade de taludes incorporando a sucção. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Viçosa, UFV, Viçosa, MG, 177p.

TAVARES, C.A.A. (2009). Elaboração e aplicação de uma metodologia de controle de qualidade para o processo executivo de estacas hélice contínua monitoradas. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117 p.

VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D.G., PUFAHL, D.E., CLIFTON, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3): 379-392.

VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D.G., PUFAHL, D.E. (1999). The Influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Géotechnique*, 49(2): 143-159

VARGAS, M. (1978). Introdução à Mecânica dos Solos. Ed. McGraw-Hill do Brasil – Editora da Universidade de São Paulo, SP, 509 p.

VELLOSO, D.A., ALONSO, U.R. (2000). Previsão, controle e desempenho de fundações. Cap. 5, Previsão de Desempenho x Comportamento Real, ABMS/NRSP, p. 95-139, 2000.

VICENTE, F. A. SPT: Necessidade da Utilização da Padronização e Correlações. In: BIC - SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, IV. 2000. Anais... ABMS. USP: São Paulo. Vol. III, p. 101-112.

VIVIAN, J. B. (2008). Utilização do método do papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, RS, 102p.

www.brasfond.com.br. Brasfond fundações especiais S.A. Disponível em: <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/ehcontinua.html>. Acesso em 12/12/2010.

www.damascopenna.com.br. Ensaios com o Dilatômetro de Marchetti (DMT). Disponível em: <http://www.damascopenna.com.br/downloads/>. Acesso em 19/09/2010.

ZHOU, J., YU, J.L. (2005). Influences affecting the soil-water characteristic curve. *Journal of Zhejiang University Science*, 6(8): 797-804.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS COMPLEMENTARES (NÃO CONSULTADAS)

ANTUNES, F. S. Comunicação pessoal. 2005.

AOKI, N. & VELLOSO, D.A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, 1: 367-376.

AOKI, N. (1976). Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. UGF. Curso de extensão universitária em Engenharia de Fundações.

AUBERTIN, M., RICARD, J.F., CHAPIUS, R.P. (1998). A Predictive Model for the Water Retention Curve: Application to Tailings from Hard-Rock Mines. Canadian Geotechnical Journal, 35(1): 55-69.

BELINCANTA, A. (1998). Avaliação de Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1: 2.361p

BISHOP, A.W. (1959). The principle of effective stress. Teknisk Ukeblad, 106(39): 859-863.

BRIAUD, J.L. & MIRAN, J. (1992). The Flat Dilatometer Test. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, FHWA-SA-91-044, Washington, USA, 102p.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. (1992). A Low-Cost Method of Assessing Clay Desiccation for low-rise buildings. Proceedings of the Institute of Civil Engineering. 92(2): 82-89.

CHIN, F.K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. Proc. 2nd Southeast Asian Conf. on Soil Engng, pp. 81-90

CÔTÉ, J., KONRAD, J.M., ROY, M. (2002). Influence of Grain Size Distribution and Mineralogy of Unbound Aggregates on Soil-Water Characteristic Curves. 3rd International Conference Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brasil, 1: 255-260.

DAVISSON, M.T. (1973). High Capacity Piles. Lecture Series Innovations in Foudation Construction. Chicago, USA.

DE CAMPOS, T.M.P., DELGADO, C.C., TIBANA, S., SAEN AGUILAR, S.A. e FONSECA, E.C. (1992). Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório. 1^a Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (1^o COBRAE), Rio de Janeiro, 3: 835-851.

DÉCOURT, L. (1992). SPT in non classical materials – U.S./ Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, Belo Horizonte, p. 64-100.

DÉCOURT, L. (1995). Prediction of Load Settlement Relationships for Foundations on the Basis of the SPT-T. Ciclo de Conferências Internacionais Leonardo Zeev Aert. México. pp. 87-103.

Décourt, L. (1989). The standard penetration test. State of the art report. Proc XII ICSMFE, A.A.Balkema, Rotterdam, Rio Janeiro, 4: 2405-2416.

DÉCOURT, L. e NIYAMA, S. (1994). Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. Proceedings of XIII ICSMFE, New Delhi, 2: 477-486.

DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, 1: 45-53.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1982). Fórmula Décourt/Quaresma: como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca. Construção, São Paulo, revista semanal, ano XXXV, nº 1800, separata de 9 de agosto.

DUARTE, A. P. L. (2004). Avaliação de propriedade termo-hidráulicas de solos requeridas na aplicação da técnica de dessorção térmica. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – Rio), Rio de Janeiro, RJ, 290p.

ESCARIO, V. (1988). Formulaciones para la definición de La resistencia a esfuerzo cortante de los suelos parcialmente saturados. Ingeniera Civil, vol. 68, CEDEX

Escario, V. and Sáez, J., 1986, "The Shear Strength of Partly Saturated Soils," Geotechnique, Vol. 36(3): 453–456.

FLETCHER, G.F.A. (1965). Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division – ASCE – 91(SM4): 67-75.

FREDLUND, D.G., MORGENSTEN, N.R. & WINDGER, R. A. (1978). The shear strenght of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 15: 313-321.

FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H., GAN, J. K. M. – Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. Proc. International Conference on Expansive Soils, New Dehli, 1987, 1: 49-54.

GALLIPOLI, D.G, WHEELER, S.J., e KARSTUNEN, M. (2003). Modeling the Variation of Degree of Saturation in a Deformable Unsaturated Soil. Géotechnique, 53(1): 105-112.

HOPMANS, J.W.; DANE, J.H. (1986). Temperature Dependence of Soils Hydraulic Properties, Soil Sci. Soc., American Journal. 50: 562-567

HOUSTON, S.L., HOUSTON, W.N., WAGNER, A.M. (1994). Laboratory Filter Paper Suction Measurements. Geotechnical Testing Journal, 17(2): 185-194.

JAMIOLKOWSKI, M., GHIONNA, V.N., LANCELLOTTA, R. & PASQUALINI, E. (1988). New Correlations of Penetration Test for Designe Praticce. 1^a International Symposium on Penetration Test, ISOPT – 1, Orlando, Flórida, 1: 263-296.

JUCÀ, J. F. T. (1990). Comportamiento de los solos parcialmente saturados bajo succión controlada. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, 244p.

KOVACS, W.D. (1994). Effects of SPT Equipment and Procedures on the Design of Shallow Foundations on Sand. In: Proceedings of Settlement 94, ASCE, Geotechnical Special Publication, New York, 1(40): 121-131.

LACASSE, S. & LUNNE, T. (1988). Calibration of Dilatometer Correlations, Proc. ISOPT-1, Orlando, Flórida, 1: 539-548.

LUNNE, T., LACASSE, S. & RAD, N.S. (1989). SPT, CPT, Pressu remeter Testing and Recent Developments on in Situ Testing of Soils – General Report Session. 12th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Rio de Janeiro, RJ, 2339-2404.

LUNNE, T., POWELL, J.J.M., HAUGE, E.A., UGLOW, I.M., e MOKKELBOST, K.H. (1990). Correlation of Dilatometer Readings to Lateral Stress. 69th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC, USA.

LUTENEGGER, A.J. & KELLEY, S.P. (1998). Standard Penetration Tests With Torque Measurement. In: Geotechnical Site Characterization. Proceedings... Balkema. Atlanta, USA. P. 939 a 945.

MARINHO, F.A.M. (1995). A técnica do papel filtro para medição de sucção. Encontro sobre Solos Não Saturados, Rio Grande do Sul, 1: 112-125.

MAZURKIEWICZ, B.K. (1972). Test Loading of Piles According to Polish Regulations. Royal Sw. Acad. of Eng. Sciences, Stockholm, Comm. On Pile Research Report, 35: 20.

NG, C.W.W., PANG, Y.W. (2000). Influence of stress state on soil-water characteristics and slope stability. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(2):157-166.

RÖHM, S. A., VILAR, O. M. – Shear strength of an unsaturated sand soil. In: International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), 1995, Paris, França, 1: 189-193.

SKEMPTON, A. W. (1986). “Standard penetration testing procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation”, London, Géotechnique, 36(3): 425-443,

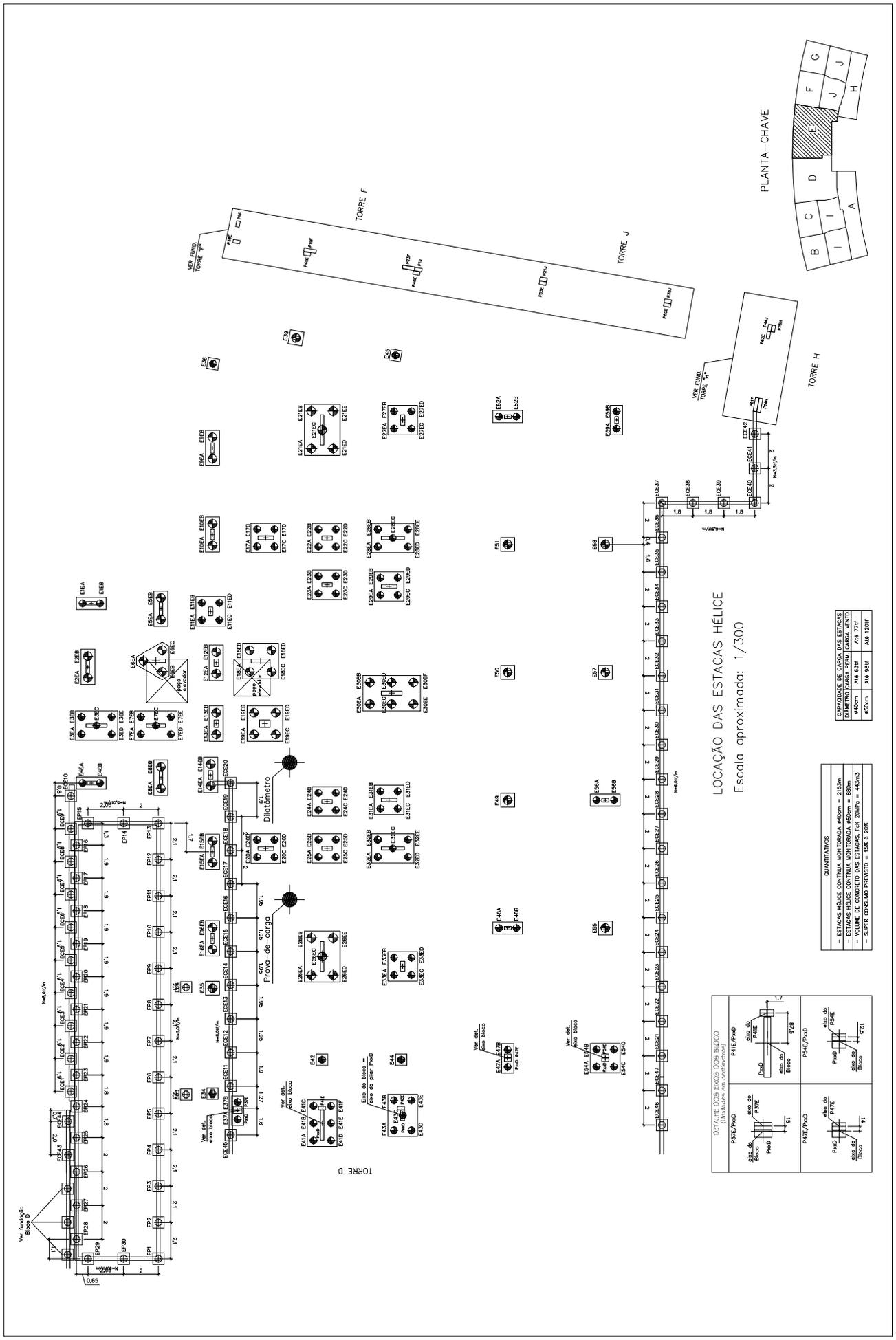
SOARES, R. M. (2005). Resistência ao cisalhamento de um solo coluvionar não saturado do Rio de Janeiro, RJ. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 196 p.

SPECHT, L.P. Standard Penetration Test. Ijuí: UNIJUÍ (Apostila da disciplina de Fundações, Curso de Engenharia Civil). Disponível em <<http://www2.unijui.tche.br/~specht/fund/aula3/pdf>>.

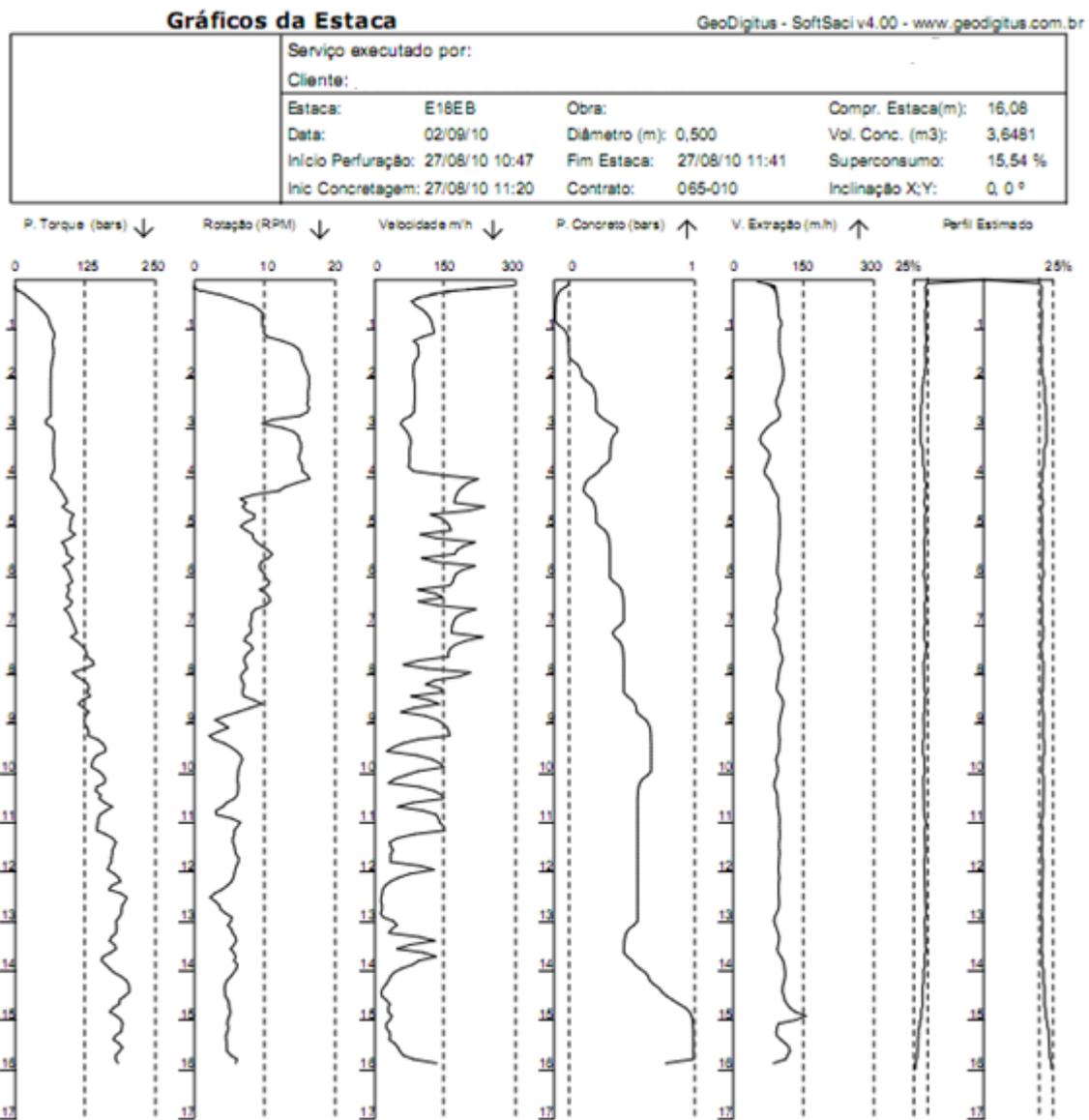
SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F. & CHUNG, R.M. (1985). Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resultance Evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering – ASCE* – 111(12): 1425-1445.

VAN DER VEEN, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 2: 84-90.

ANEXO 1 - PLANTA DE FUNDAÇÃO COM LOCALIZAÇÃO DAS FUNDAÇÕES, PROVA DE CARGA E DILATÔMETRO



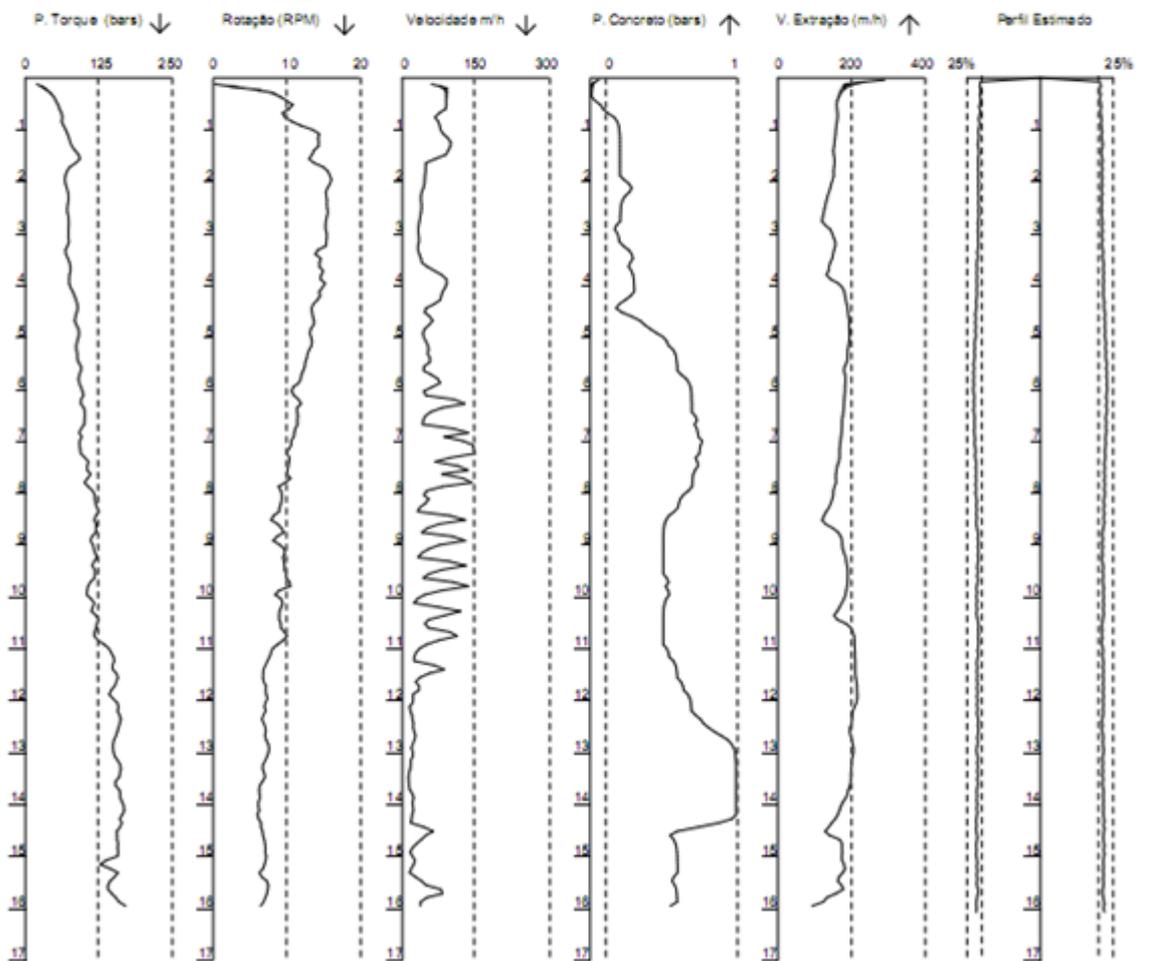
ANEXO 2 – MONITORAMENTO DAS ESTACAS SELECIONADAS



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v4.00 - www.geodigitus.com.br

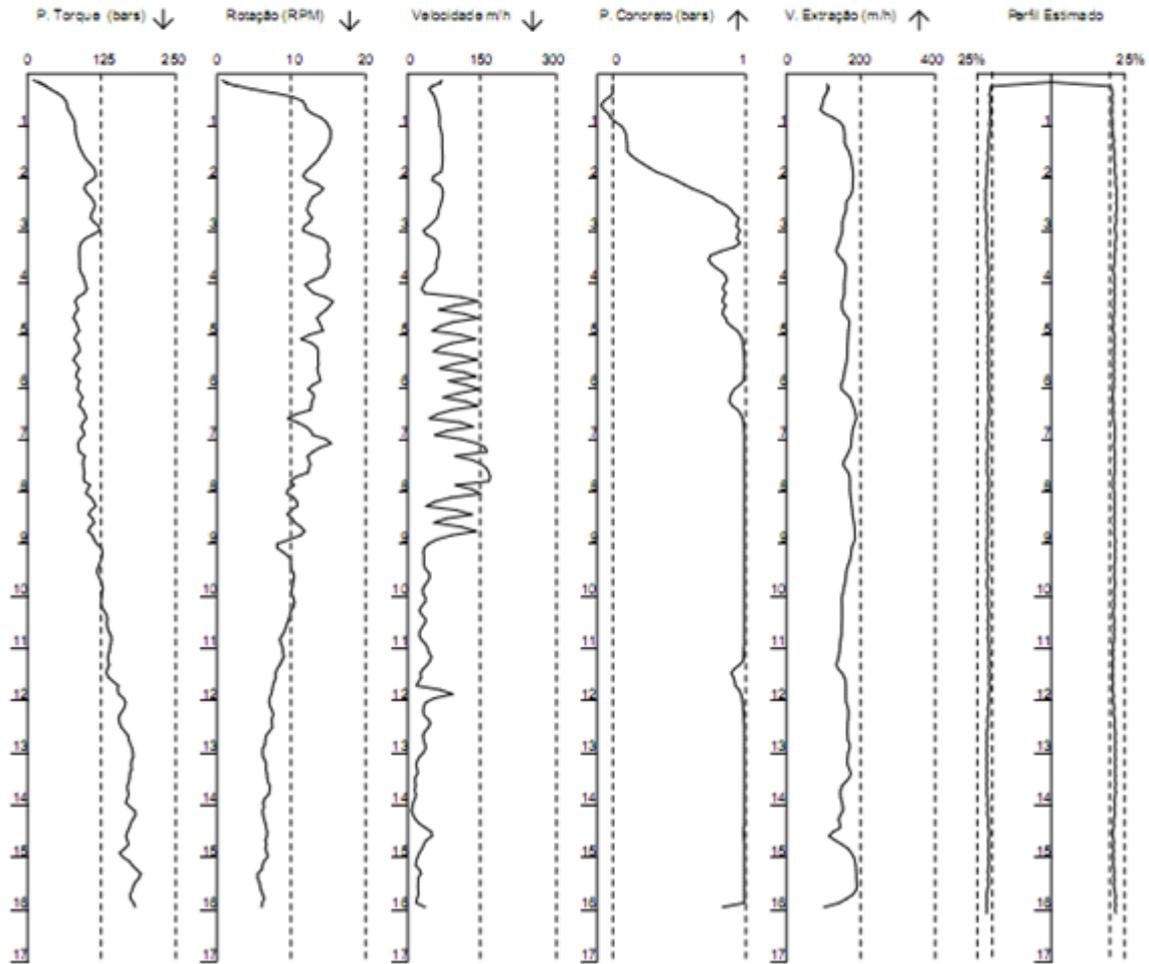
Serviço executado por:			
Cliente:			
Estaca:	E01EA	Obra:	Compr. Estaca(m): 16,16
Data:	23/09/10	Diâmetro (m): 0,400	Vol. Conc. (m3): 2,4038
Início Perfuração:	15/09/10 14:36	Fim Estaca:	15/09/10 15:22
Inic Concretagem:	15/09/10 15:14	Contrato:	065-10
			Inclinação X:Y: 0, 0 °



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v4.00 - www.geodigitus.com.br

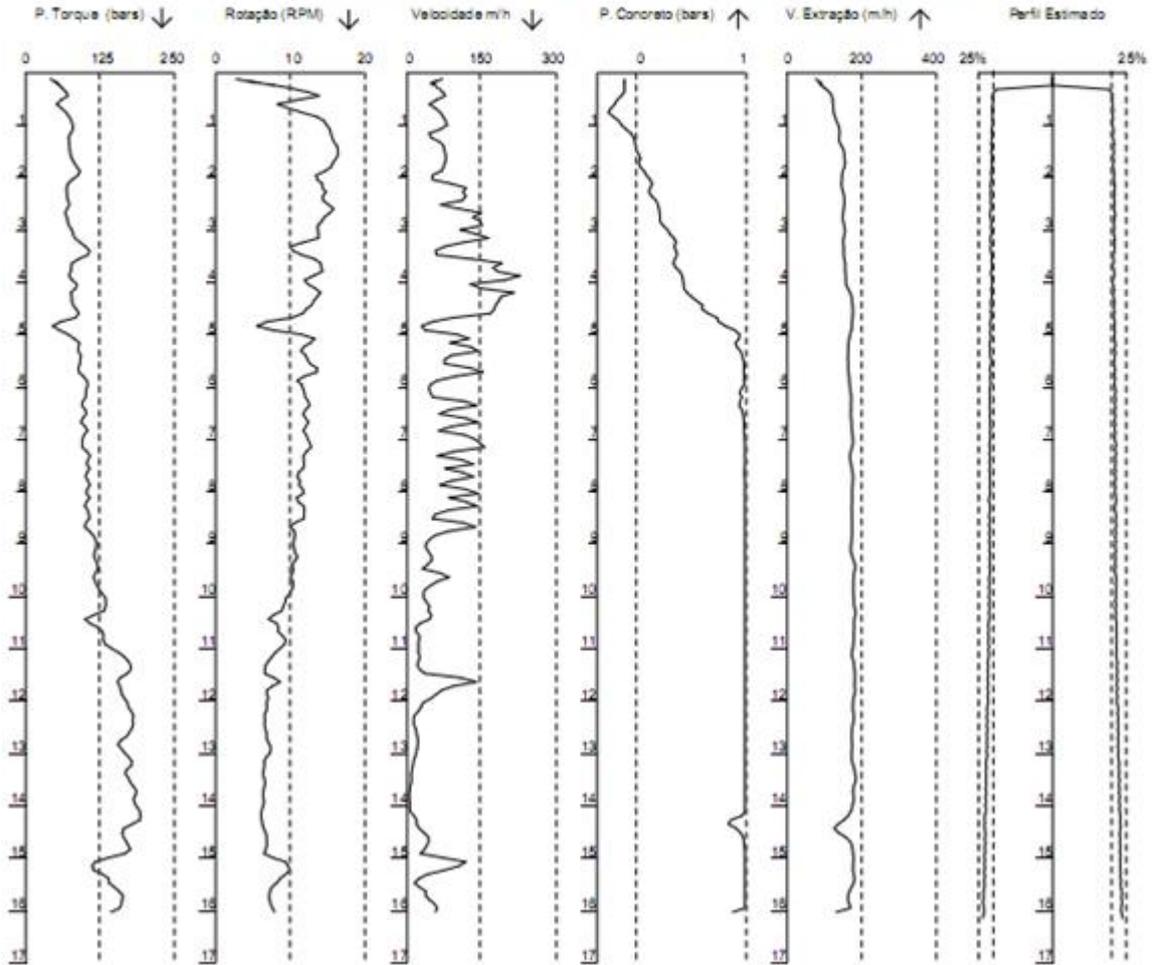
Serviço executado por:					
Cliente:					
Estaca:	E20EC	Obra:	Compr. Estaca(m): 16,08		
Data:	23/09/10	Diâmetro (m):	0,400	Vol. Conc. (m ³):	2,3324
Início Perfuração:	16/09/10 09:58	Fim Estaca:	16/09/10 10:47	Superconsumo:	15,43 %
Inic Concretagem:	16/09/10 10:35	Contrato:	065-10	Inclinação X;Y:	0, 0 °



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v4.00 - www.geodigitus.com.br

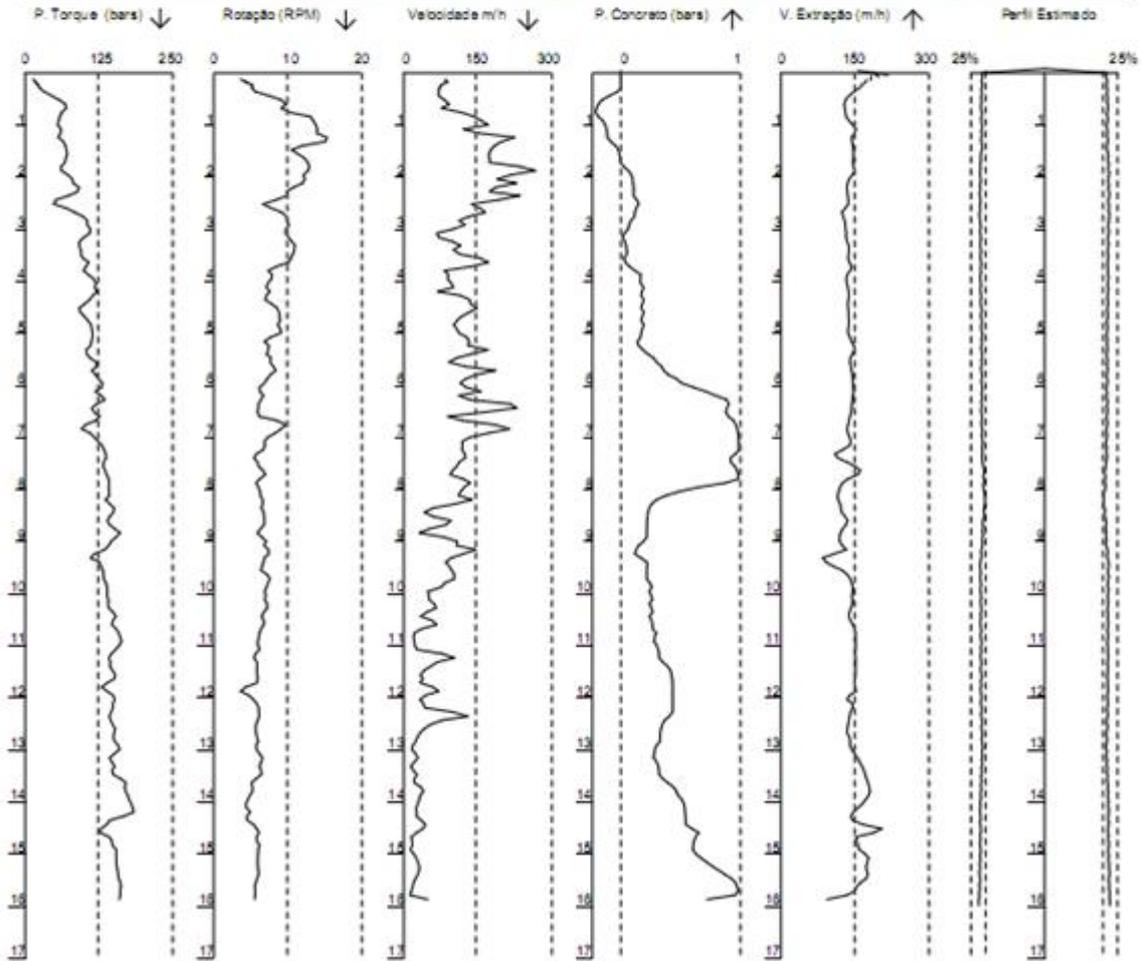
Serviço executado por:			
Cliente:			
Estaca:	E33EC	Obra:	Compr. Estaca(m): 16,16
Data:	23/09/10	Diâmetro (m): 0,400	Vol. Conc. (m3): 2,3324
Início Perfuração:	16/09/10 10:59	Fim Estaca:	16/09/10 12:11
Início Concretagem:	16/09/10 12:03	Contrato:	065-10
			Inclinação X;Y: -2, 0 °



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v4.00 - www.geodigitus.com.br

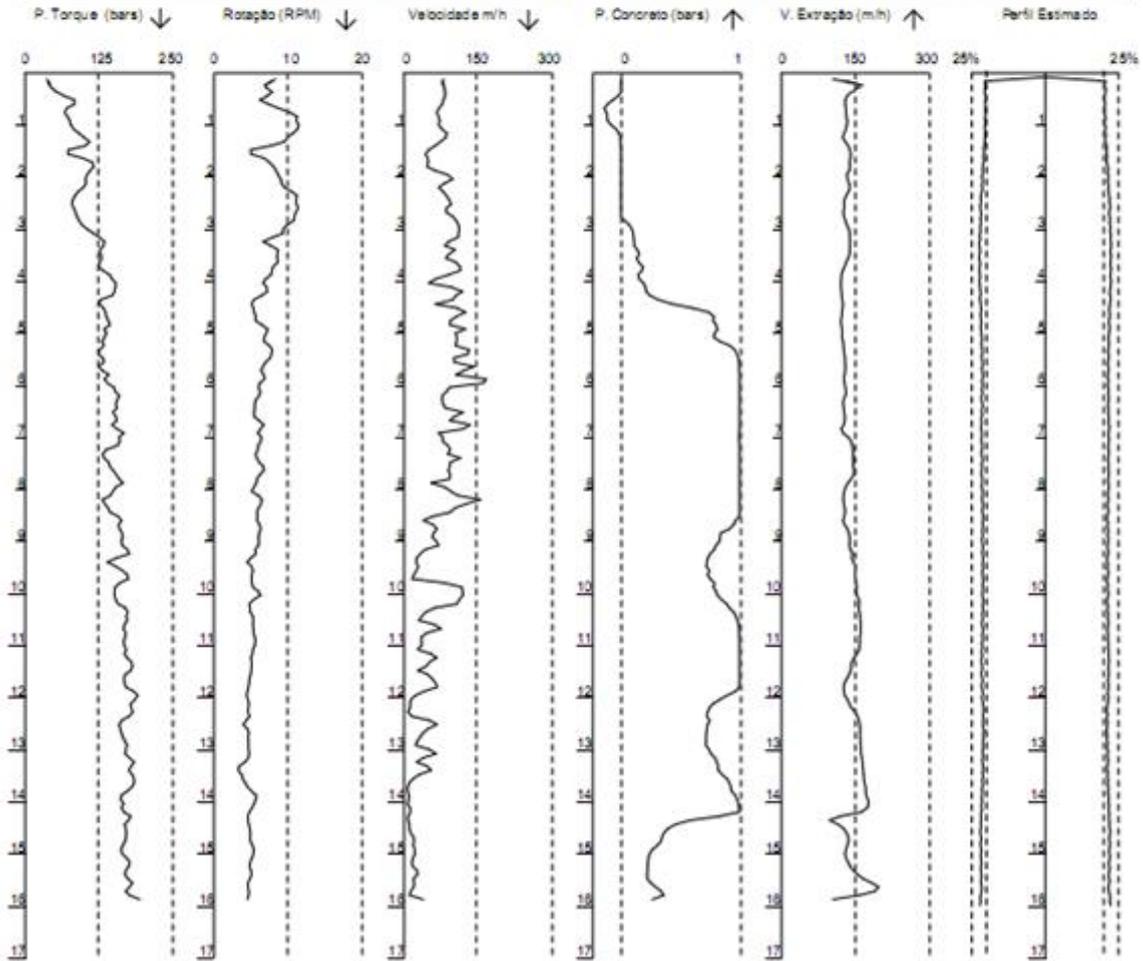
Serviço executado por:					
Cliente:					
Estaca:	E11EB	Obra:			
Data:	11/09/10	Diâmetro (m):	0,400	Compr. Estaca(m):	16,16
Início Perfuração:	01/09/10 16:33	Fim Estaca:	01/09/10 17:24	Vol. Conc. (m3):	2,3875
Inic Concretagem:	01/09/10 17:15	Contrato:	065-010	Superconsumo:	17,57 %
			Inclinação X;Y:	0, 0 °	



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v4.00 - www.geodigitus.com.br

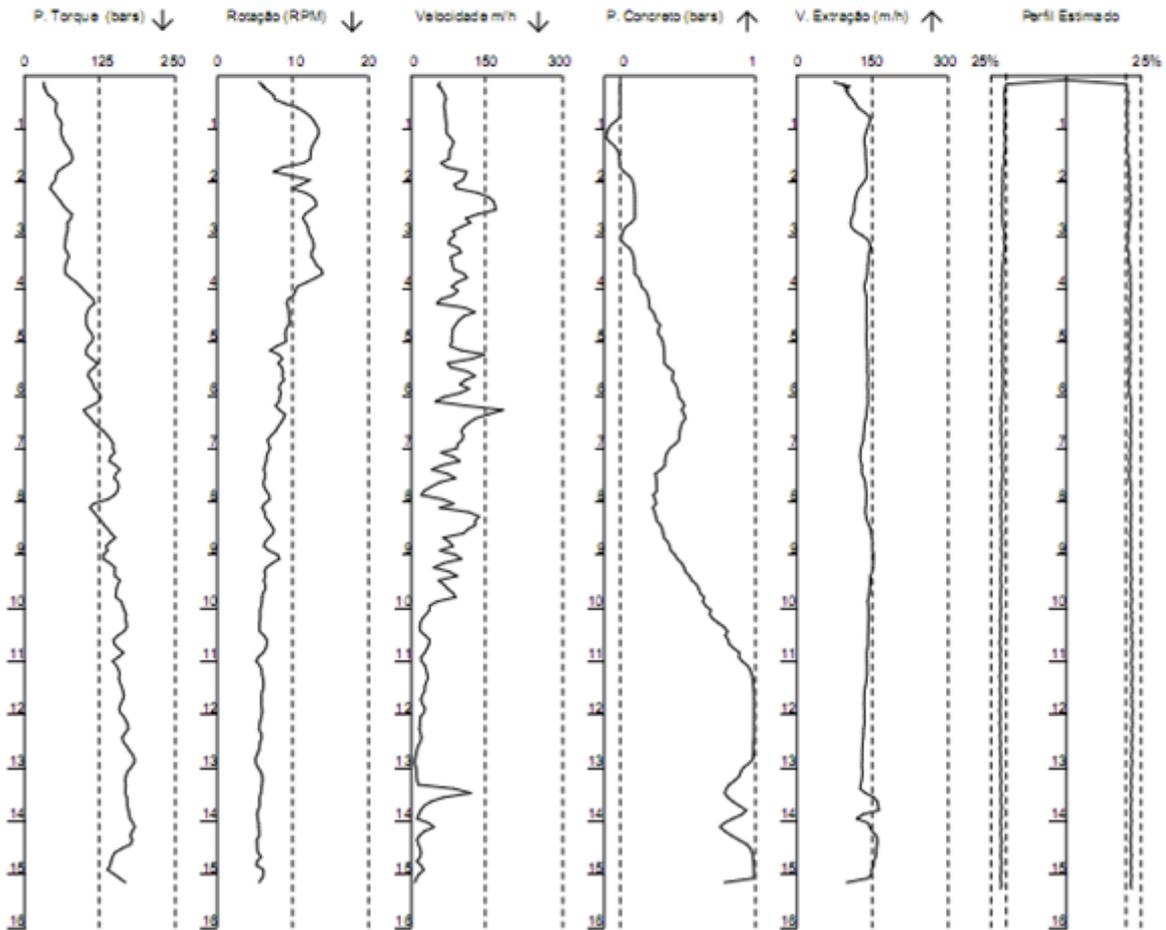
Serviço executado por:					
Cliente:					
Estaca:	E32EC	Obra:			
Data:	11/09/10	Diâmetro (m):	0,400	Compr. Estaca(m):	16,00
Início Perfuração:	02/09/10 15:06	Fim Estaca:	02/09/10 16:10	Vol. Conc. (m3):	2,3493
Inic Concretagem:	02/09/10 16:01	Contrato:	065-010	Superconsumo:	16,84 %
			Inclinação X;Y:	0, . 1 °	



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v4.00 - www.geodigitus.com.br

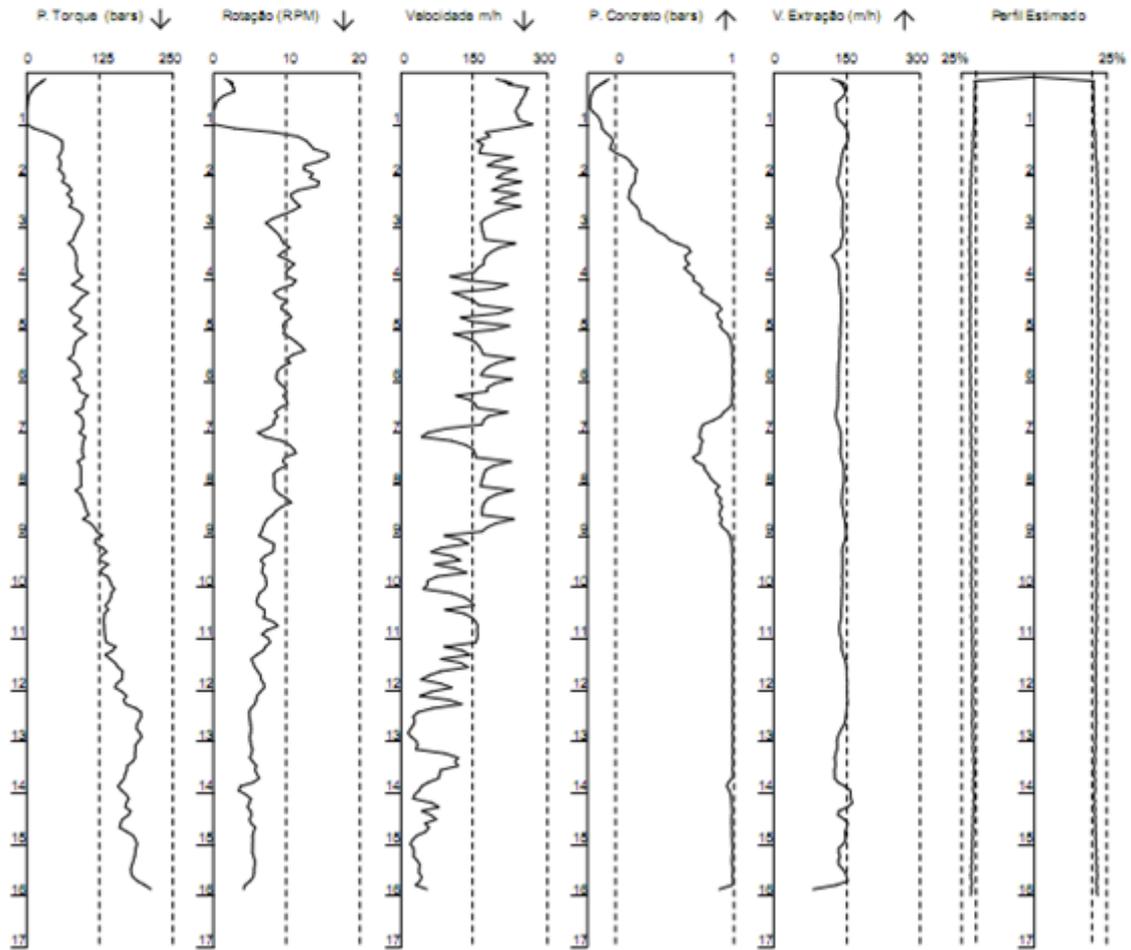
Serviço executado por:		
Cliente:		
Estaca: E25EA	Obra:	Compr. Estaca(m): 15,28
Data: 11/09/10	Diâmetro (m): 0,400	Vol. Conc. (m3): 2,2156
Início Perfuração: 02/09/10 16:20	Fim Estaca: 02/09/10 17:19	Superconsumo: 15,39 %
Inic Concretagem: 02/09/10 17:11	Contrato: 065-010	Inclinação X;Y: -1, .1 °



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v4.00 - www.geodigitus.com.br

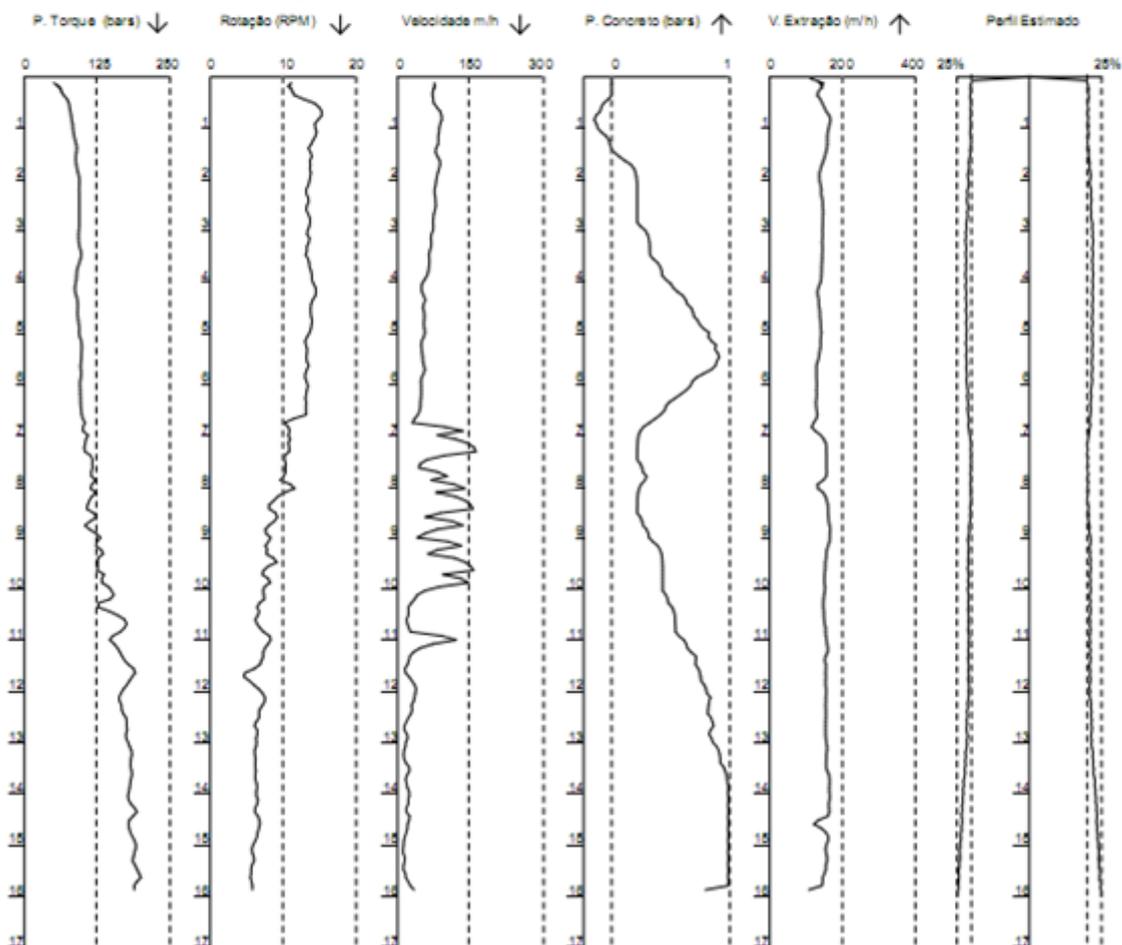
Serviço executado por:		
Cliente:		
Estaca: E04EA	Obra:	Compr. Estaca(m): 16,00
Data: 11/09/10	Dímetro (m): 0,400	Vol. Conc. (m3): 2,3493
Início Perfuração: 03/09/10 11:16	Fim Estaca: 03/09/10 12:05	Superconsumo: 16,84 %
Inic Concretagem: 03/09/10 11:56	Contrato: 065-010	Inclinação X;Y: 0, 0 °



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v4.00 - www.geodigitus.com.br

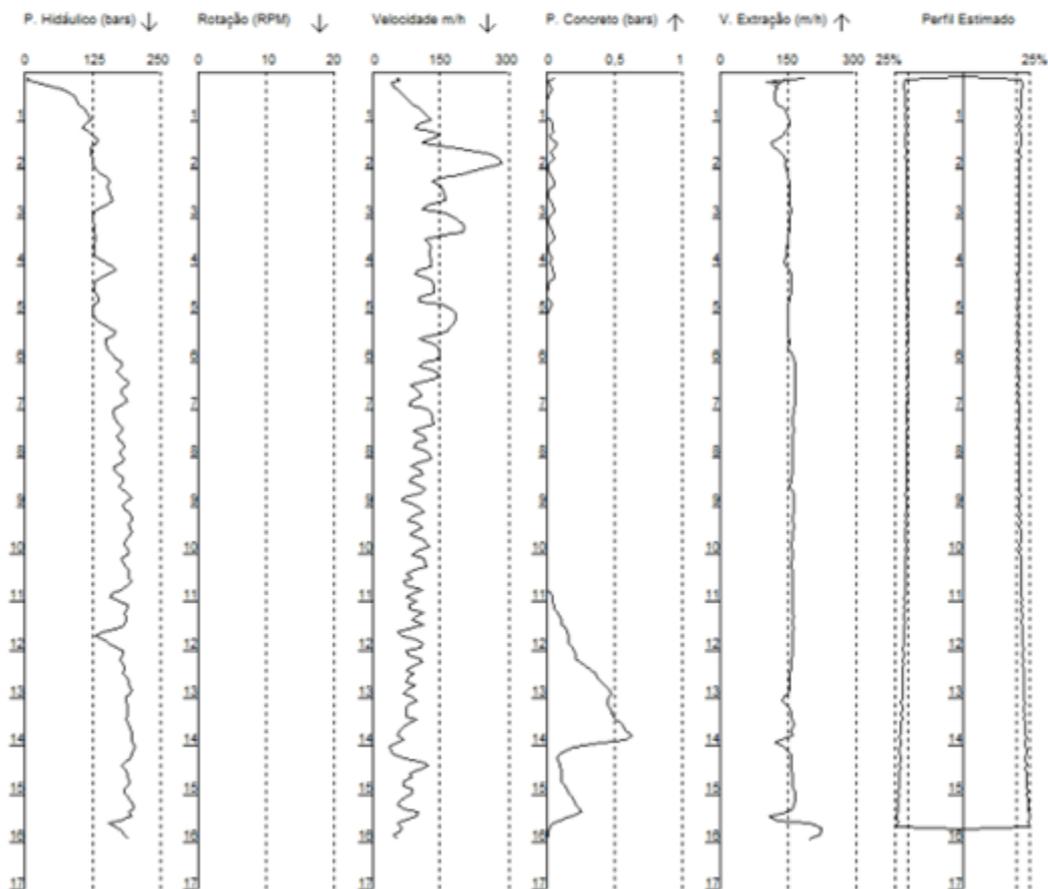
Serviço executado por:			
Cliente:			
Estaca:	E24EB	Obra:	Compr. Estaca(m): 16,08
Data:	15/09/10	Diâmetro (m):	0,400
Início Perfuração:	10/09/10 16:18	Fim Estaca:	10/09/10 17:03
Inic Concretagem:	10/09/10 16:54	Contrato:	065-010
		Superconsumo:	15,32 %
		Inclinação X,Y:	0, 0°



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci V5.06 - www.geodigitus.com.br

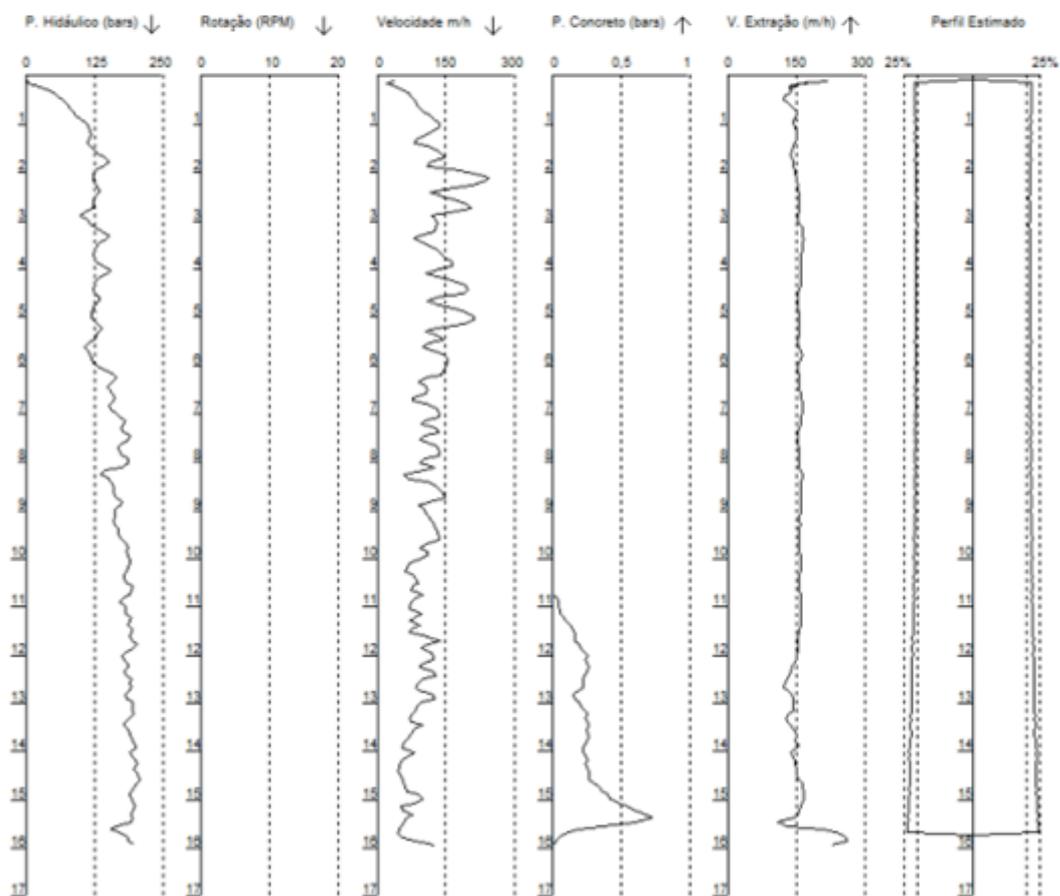
	Serviço executado por:		
	Cliente: .		
	Estaca: E22EA	Obra:	Compr. Estaca(m): 16,08
	Data: 02/09/10	Diâmetro (m): 0,400	Vol. Conc. (m3): 2,3493
	Início Perfuração: 31/08/10 08:45	Fim Estaca: 31/08/10 09:28	Superconsumo: 16,26 %
	Inic Concretagem: 31/08/10 09:19	Contrato: 065-10	Inclinação X;Y: 0, .4 °
	Brevini Numerador: 0	Cilindrada1: 0	Diâmetro tubo: 0
	Brevini denominador: 0	Cilindrada2: 0	Massa: 0
Trabalho Total (MJ): 0	Pinhão: 0	Speed Sensor: 0	
Limite (MJ): 0	Coroa: 0	Passo do trado: 0	Eficiência: 0



Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci V5.06 - www.geodigitus.com.br

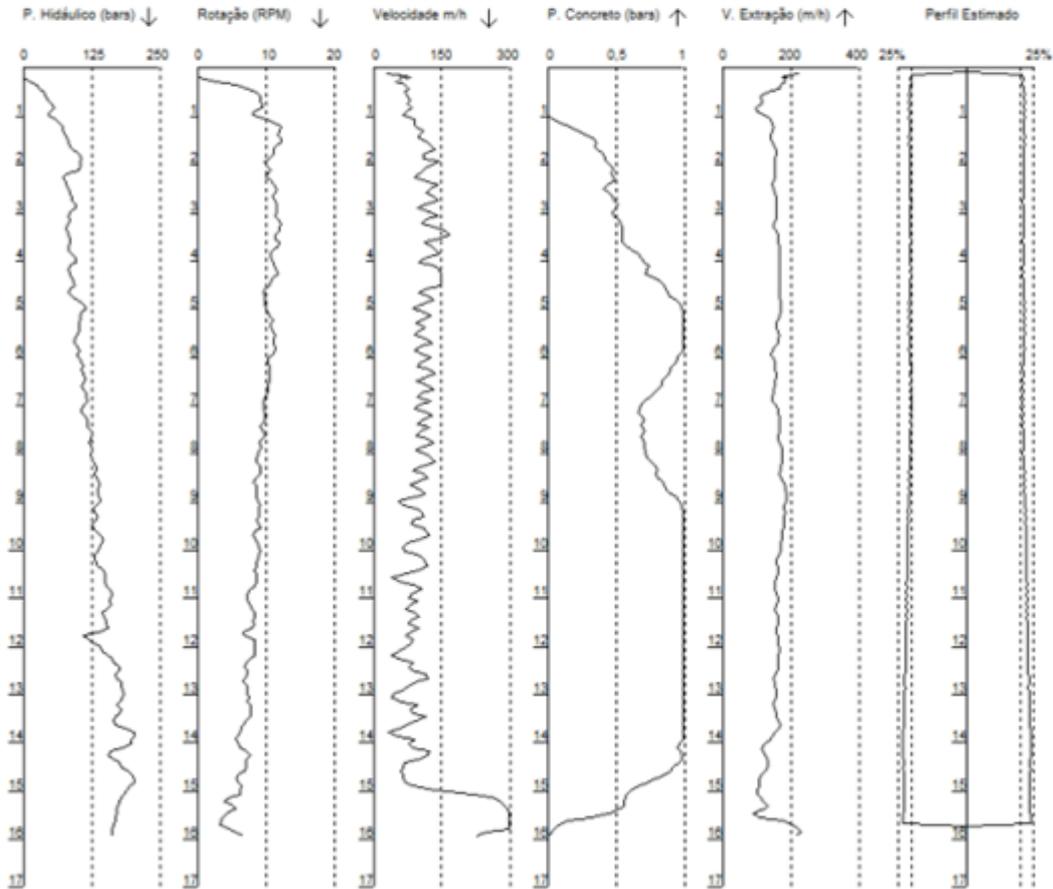
Serviço executado por:		
Cliente:		
Estaca: E27EA	Obra:	Compr. Estaca(m): 16,08
Data: 02/09/10	Diâmetro (m): 0,400	Vol. Conc. (m3): 2,3493
Início Perfuração: 31/08/10 10:28	Fin Estaca: 31/08/10 11:41	Superconsumo: 16,26 %
Inic Concretagem: 31/08/10 11:29	Contrato: 065-10	Inclinação X;Y: 0, ,1 °
Brevini Numerador: 0	Cilindrada1: 0	Diâmetro tubo: 0
Brevini denominador: 0	Cilindrada2: 0	Massa: 0
Pinhão: 0	Speed Sensor: 0	Eficiência: 0
Coroa: 0	Passo do trado: 0	
Trabalho Total (MJ): 0		
Limite (MJ): 0		



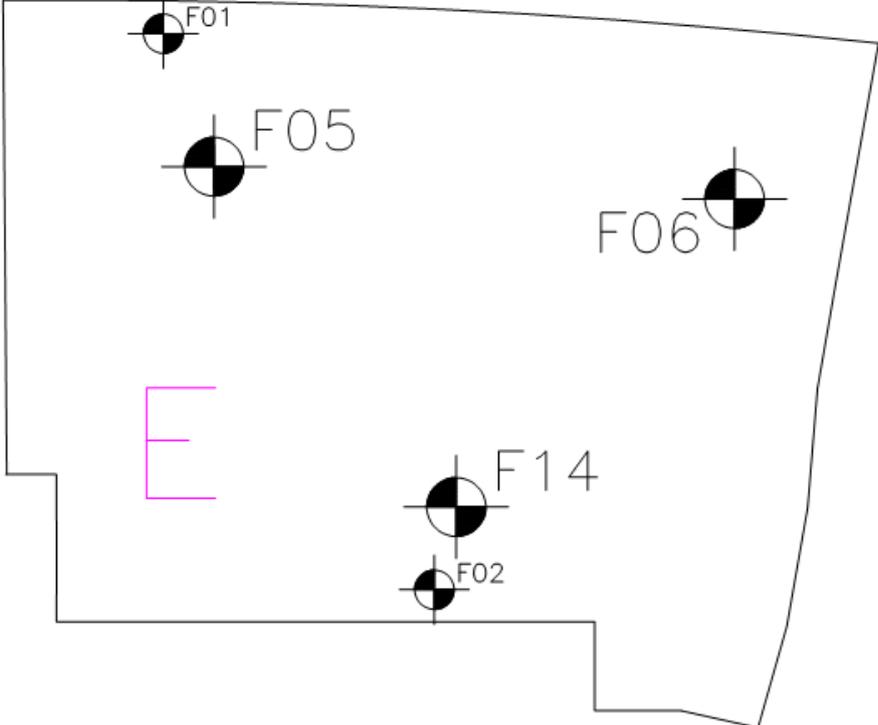
Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci V5.06 - www.geodigitus.com.br

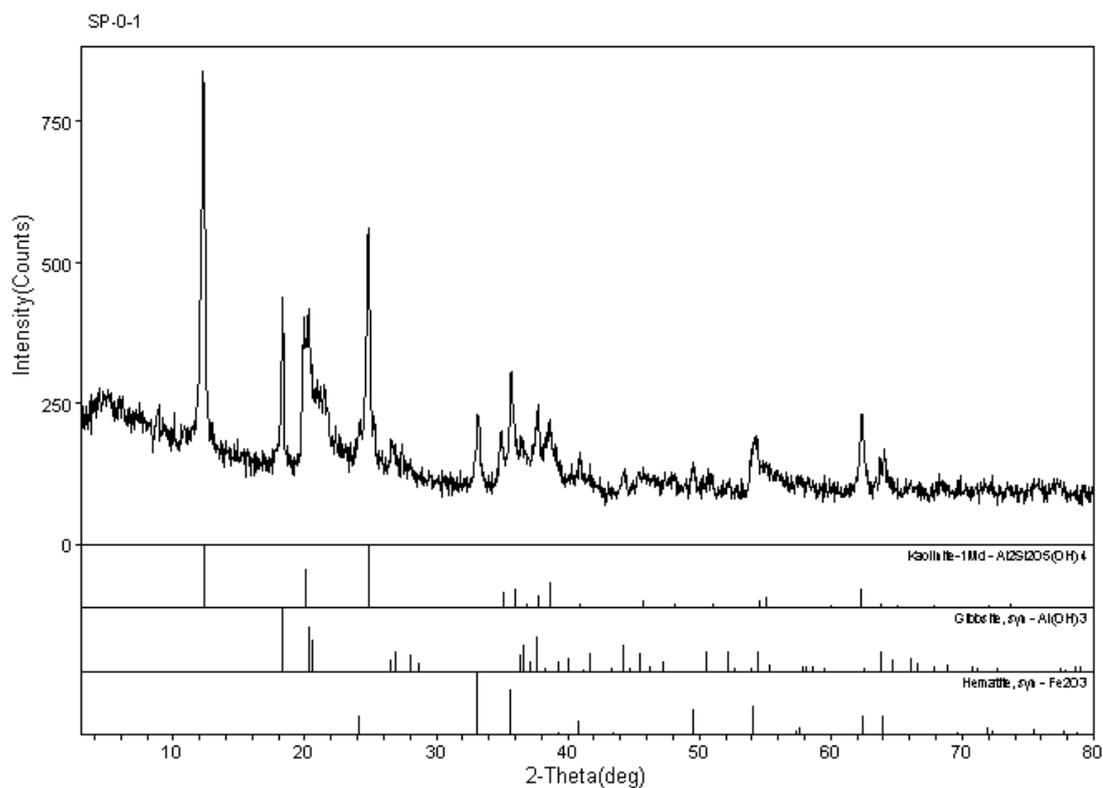
		Serviço executado por:			
		Cliente:			
		Estaca: E41EE	Obra:	Compr. Estaca(m): 16,08	
		Data: 24/09/10	Diâmetro (m): 0,400	Vol. Conc. (m ³): 2,3256	
		Início Perfuração: 18/09/10 11:41	Fim Estaca: 18/09/10 12:20	Superconsumo: 15,09 %	
		Inic Concretagem: 18/09/10 12:10	Contrato: 065-10	Inclinação X,Y: 0, -4 °	
		Brevini Numerador: 0	Cilindrada1: 0	Diâmetro tubo: 0	
		Brevini denominador: 0	Cilindrada2: 0	Massa: 0	
Trabalho Total (MJ): 0		Pinhão: 0	Speed Sensor: 0		
Limite (MJ): 0		Coroa: 0	Passo do trado: 0	Eficiência: 0	



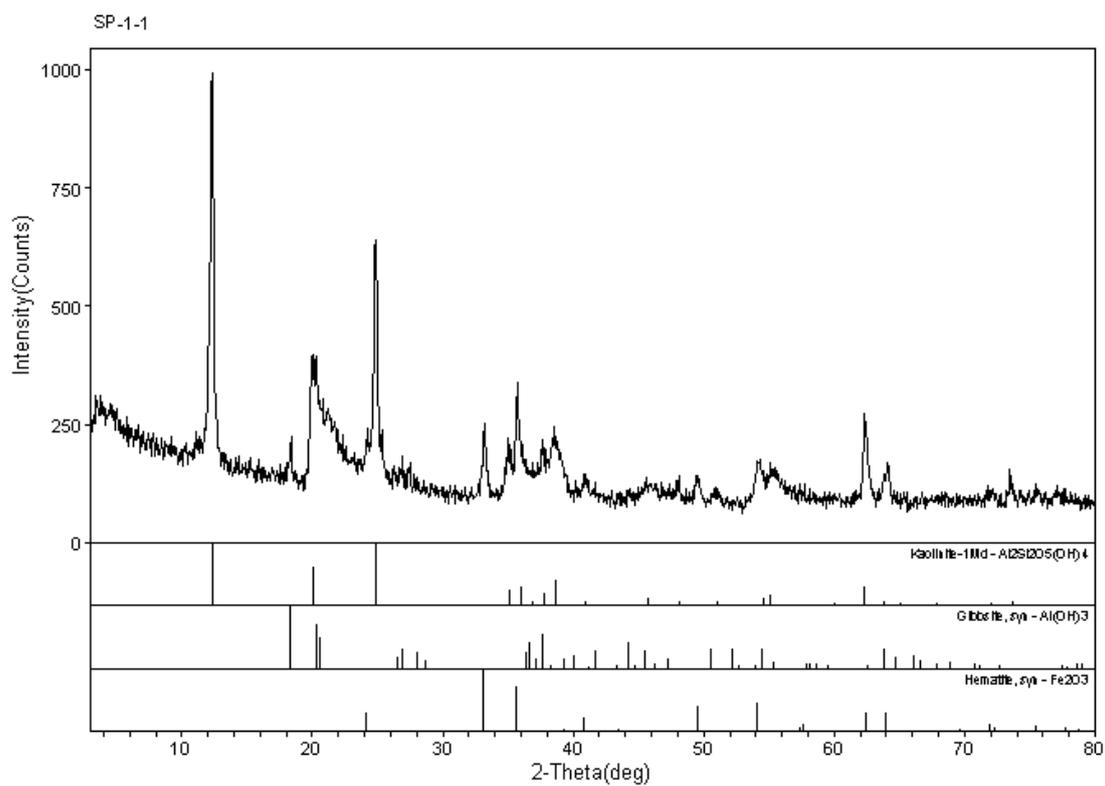
ANEXO 3 – CROQUI DE LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS SPT ANTES E APÓS PROVA DE CARGA



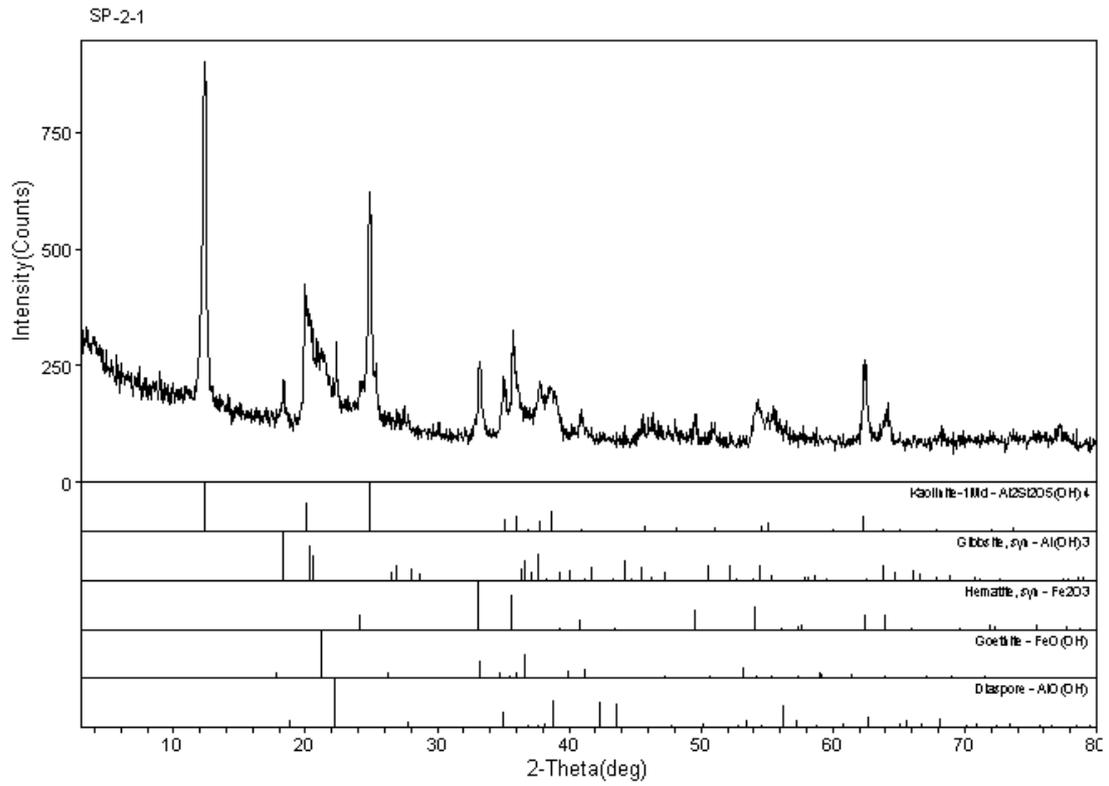
ANEXO 4 – DIFRATOGRAMAS



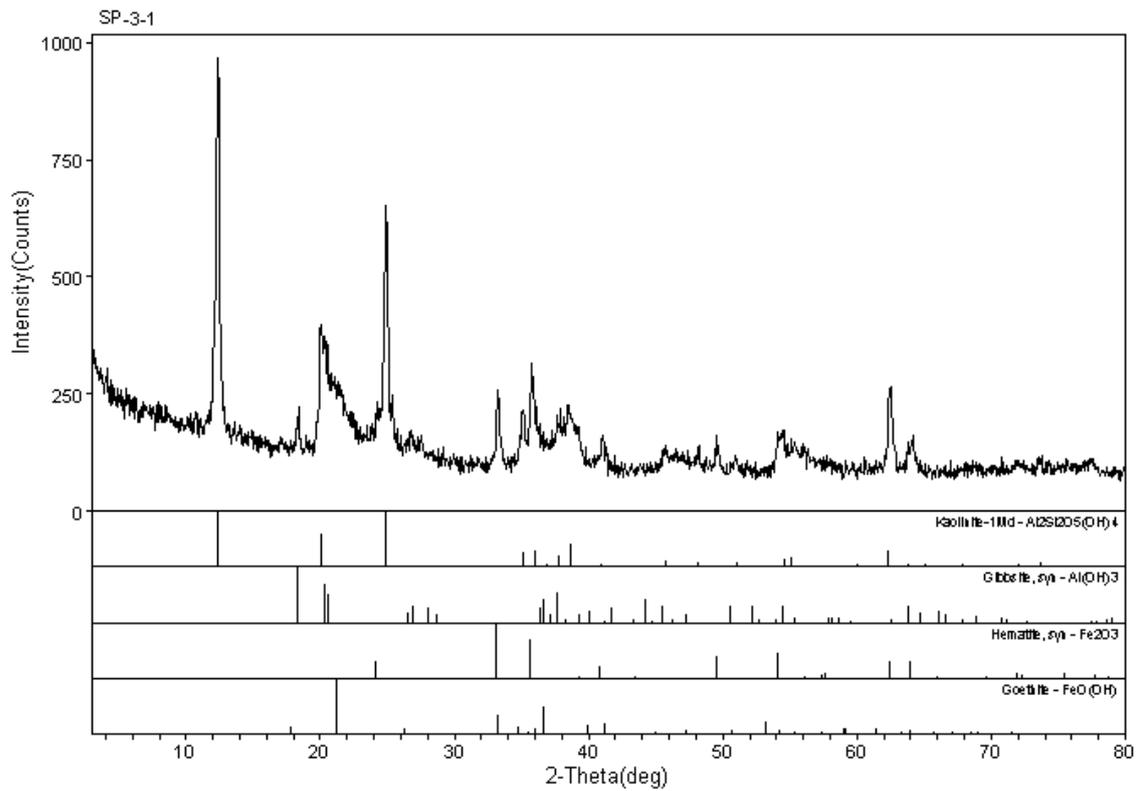
Laboratorio de DRX - IG/UnB



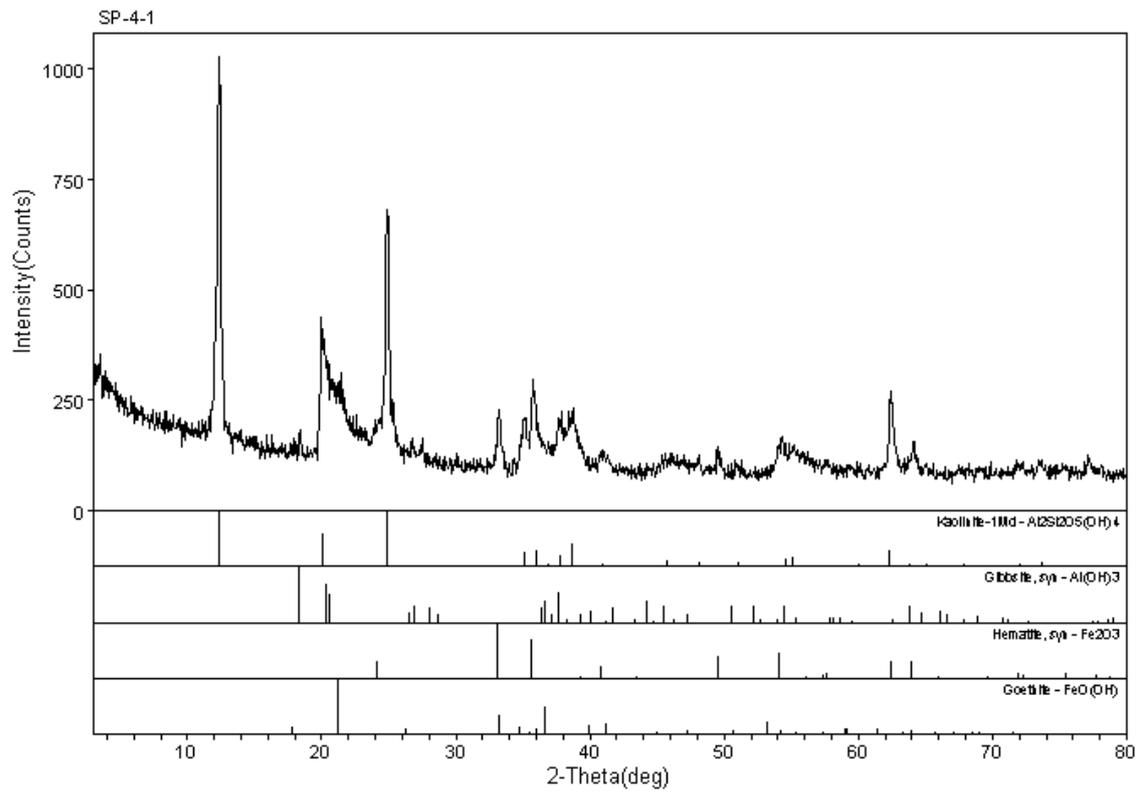
Laboratorio de DRX - IG/UnB



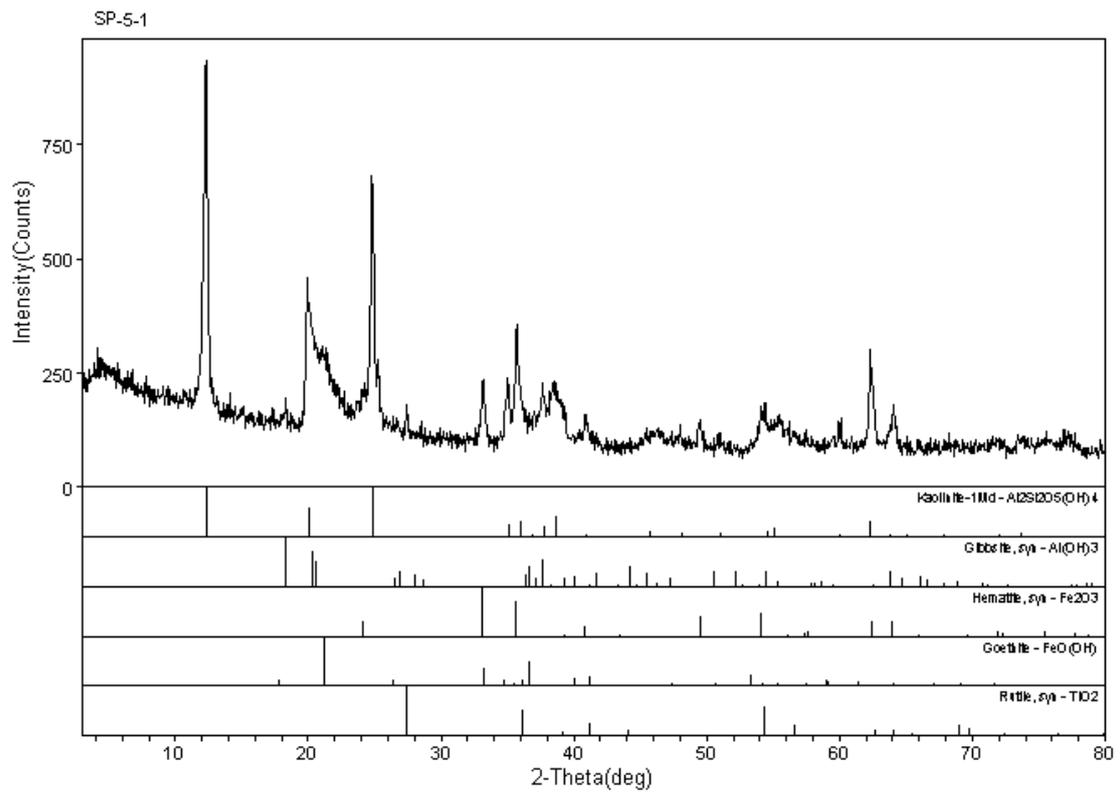
Laboratorio de DRX - IG/UJNB



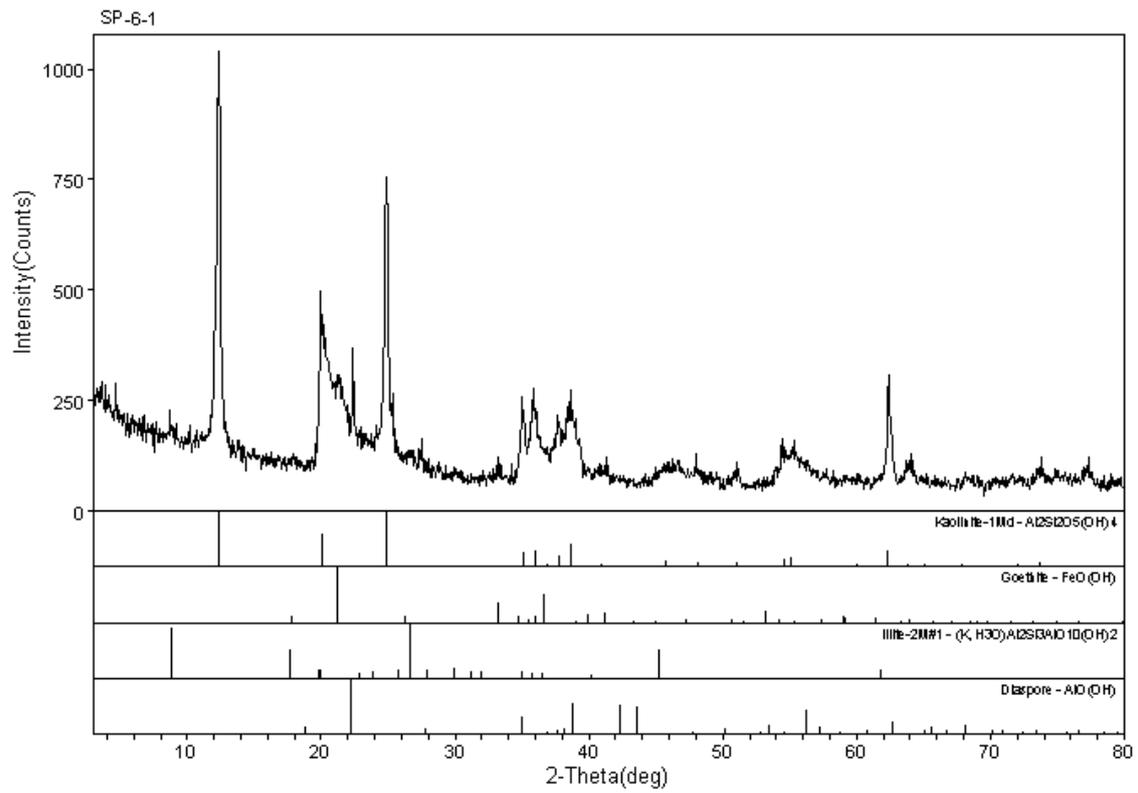
Laboratorio de DRX - IG/UJNB



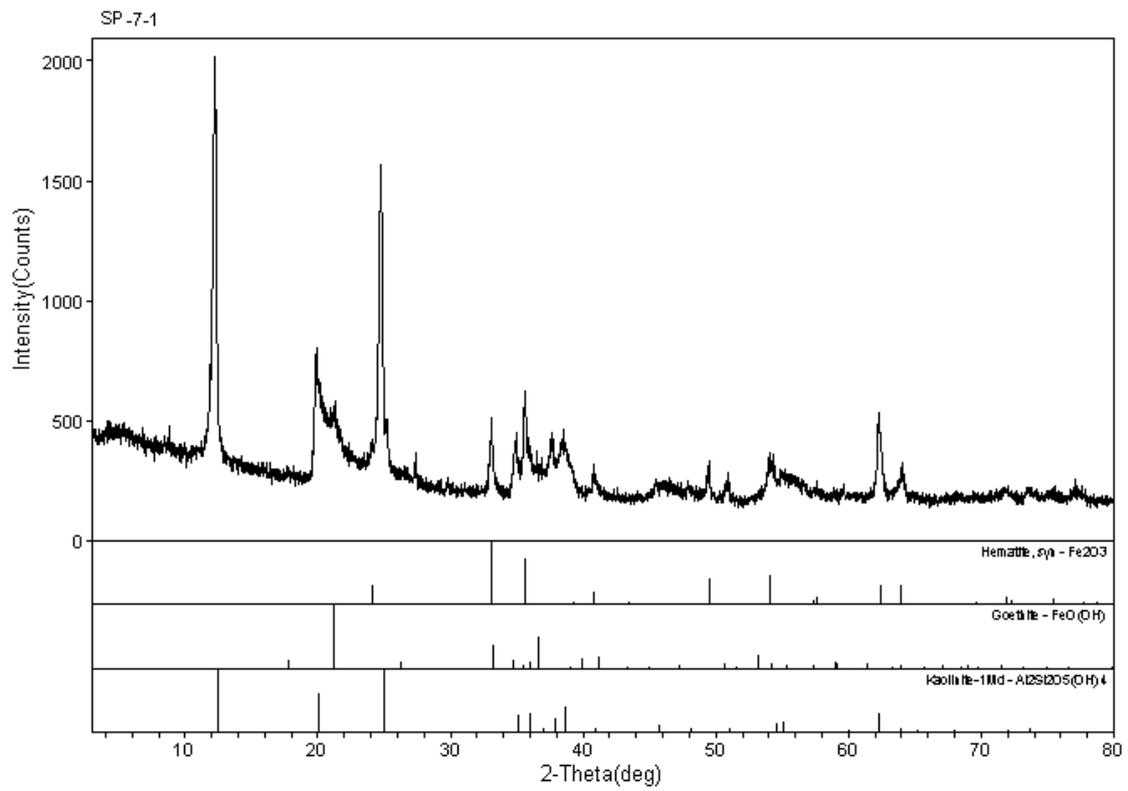
Laboratorio de DRX - IG/UnB



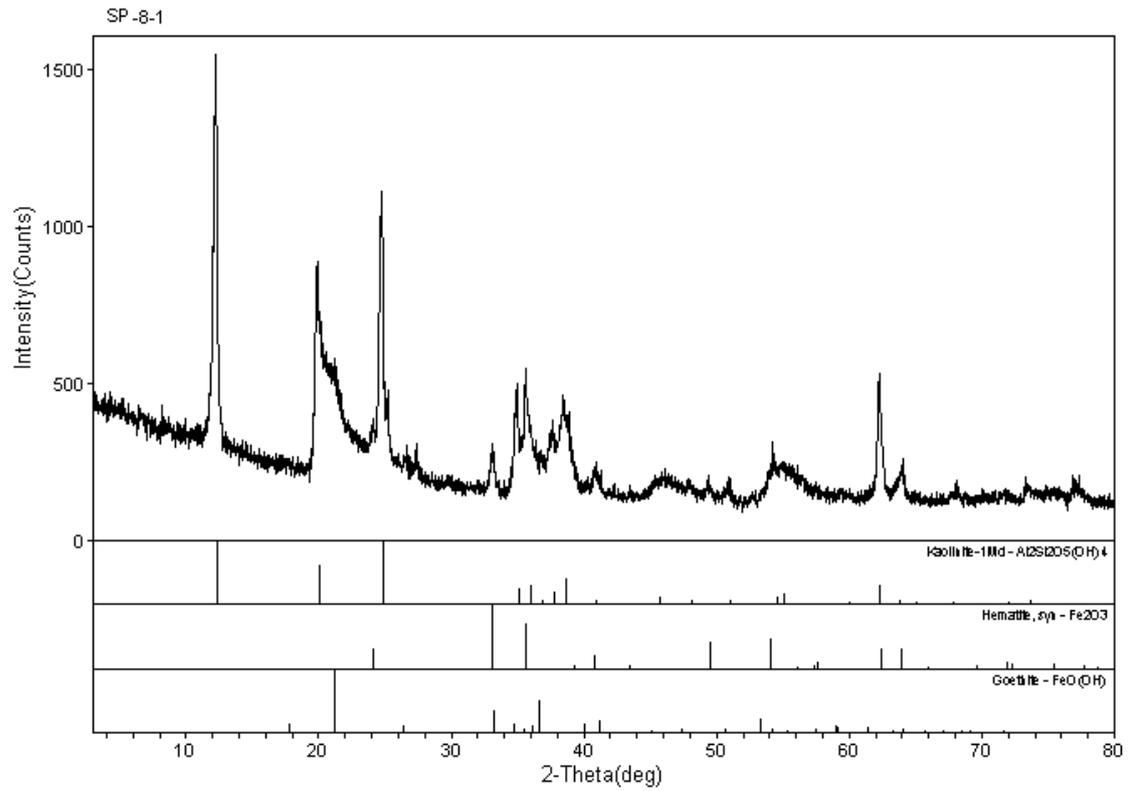
Laboratorio de DRX - IG/UnB



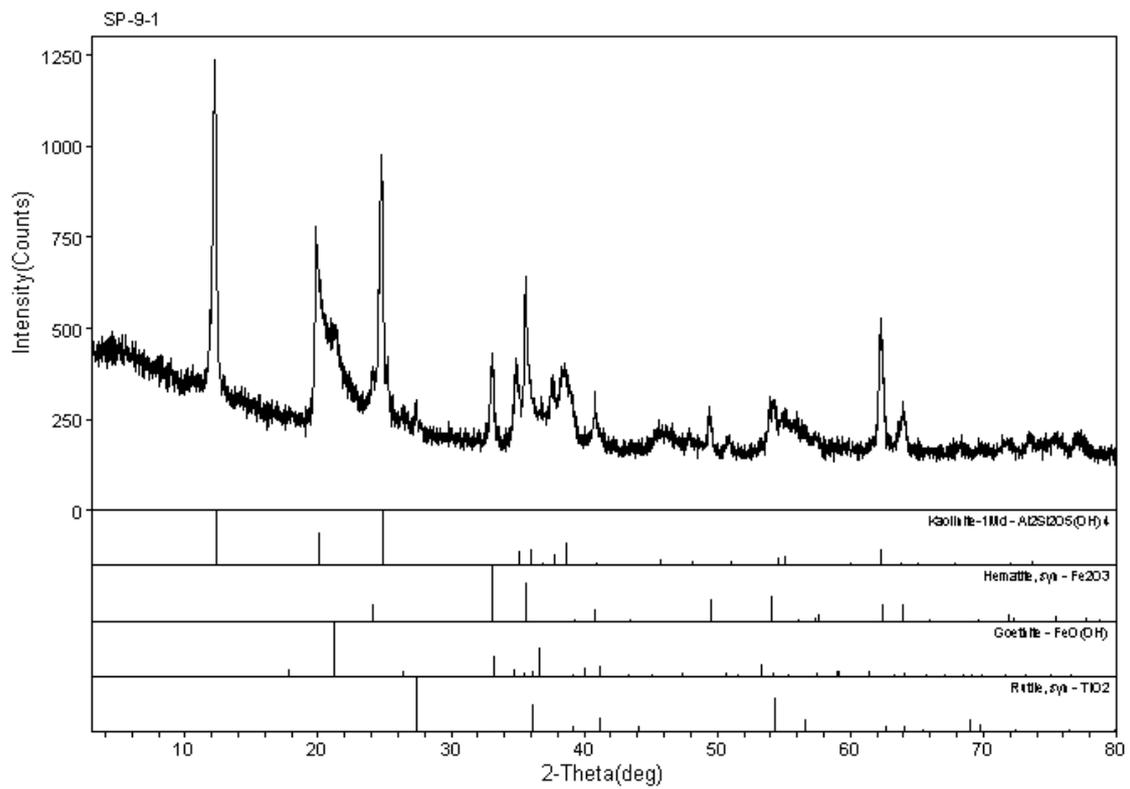
Laboratorio de DRX - IG/UnB



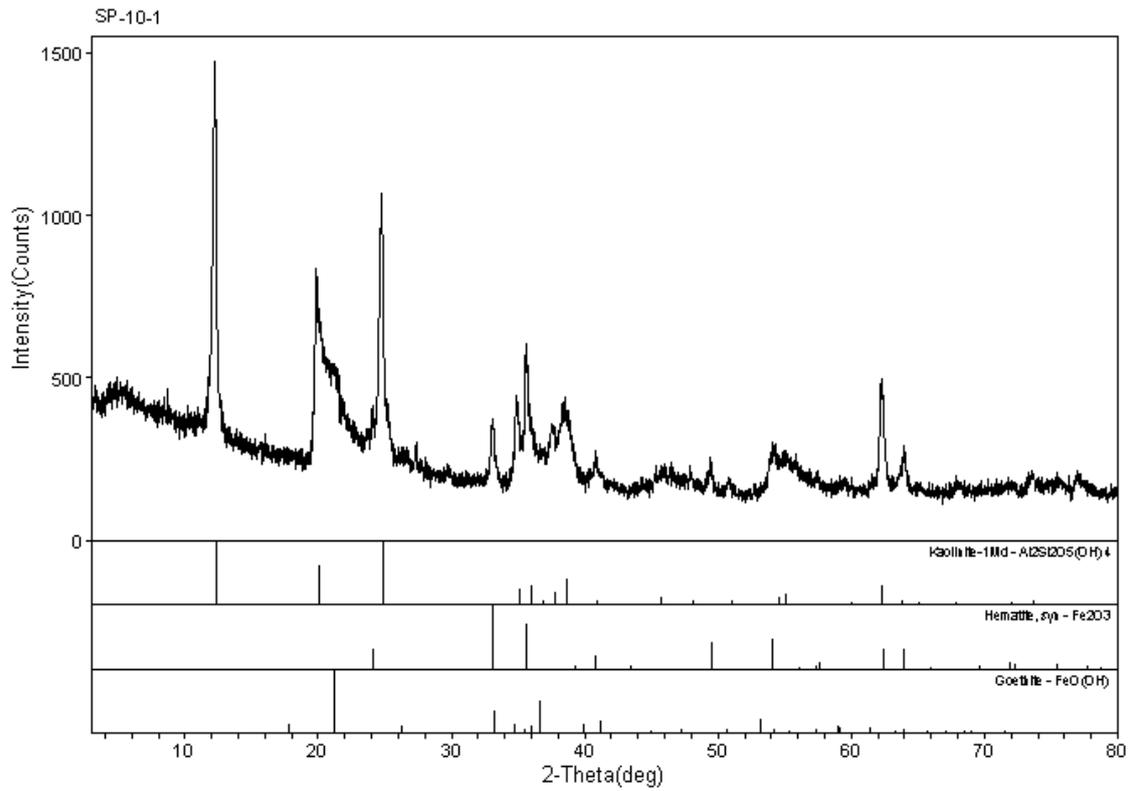
Laboratorio de DRX - IG/UnB



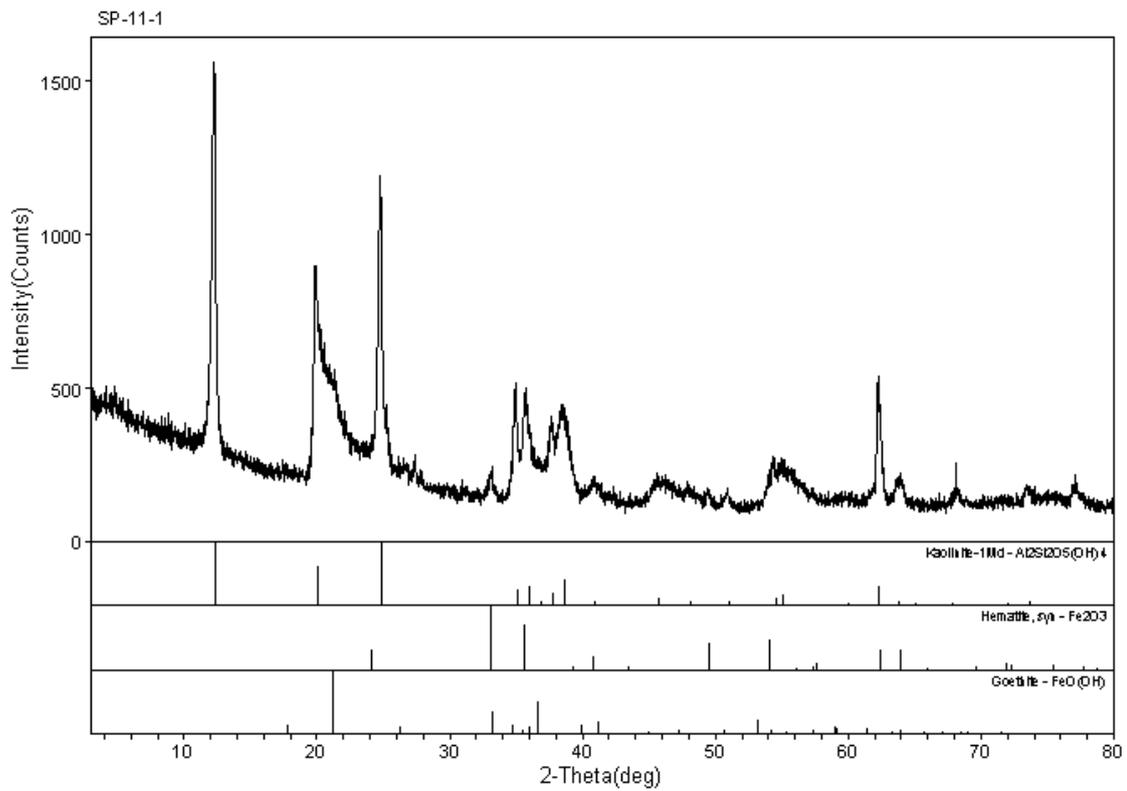
Laboratorio de DRX - IG/UnB



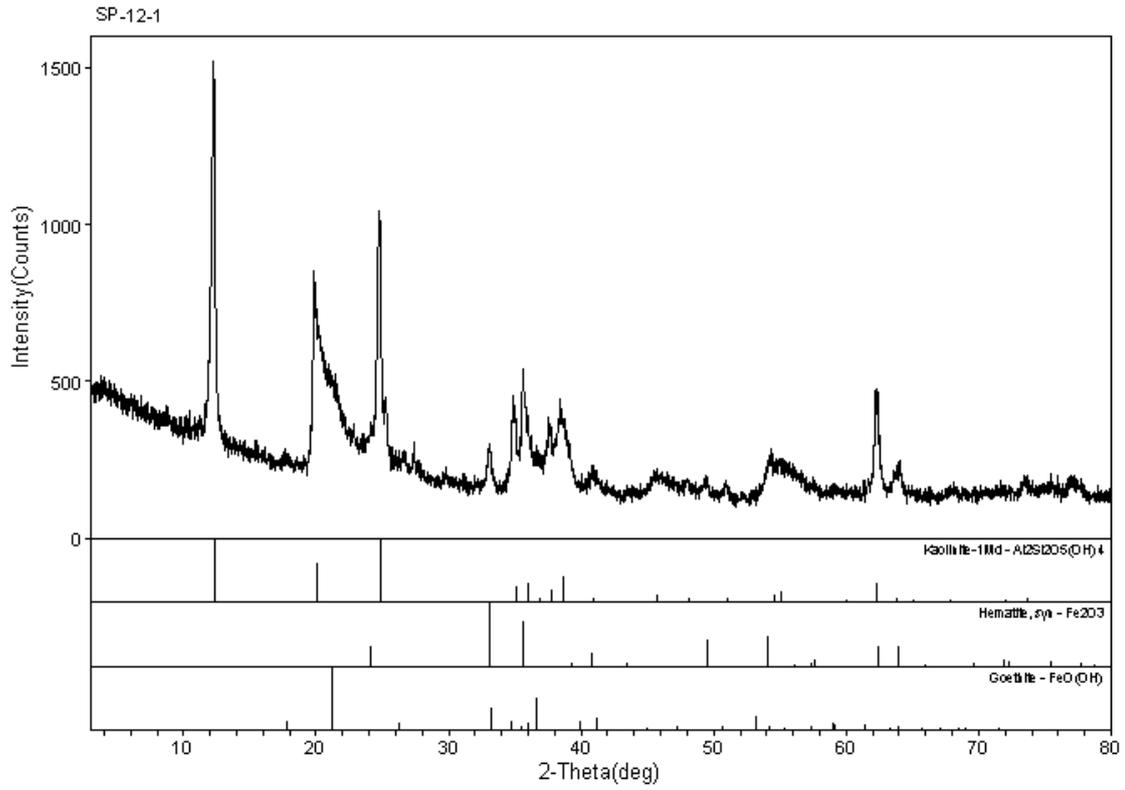
Laboratorio de DRX - IG/UnB



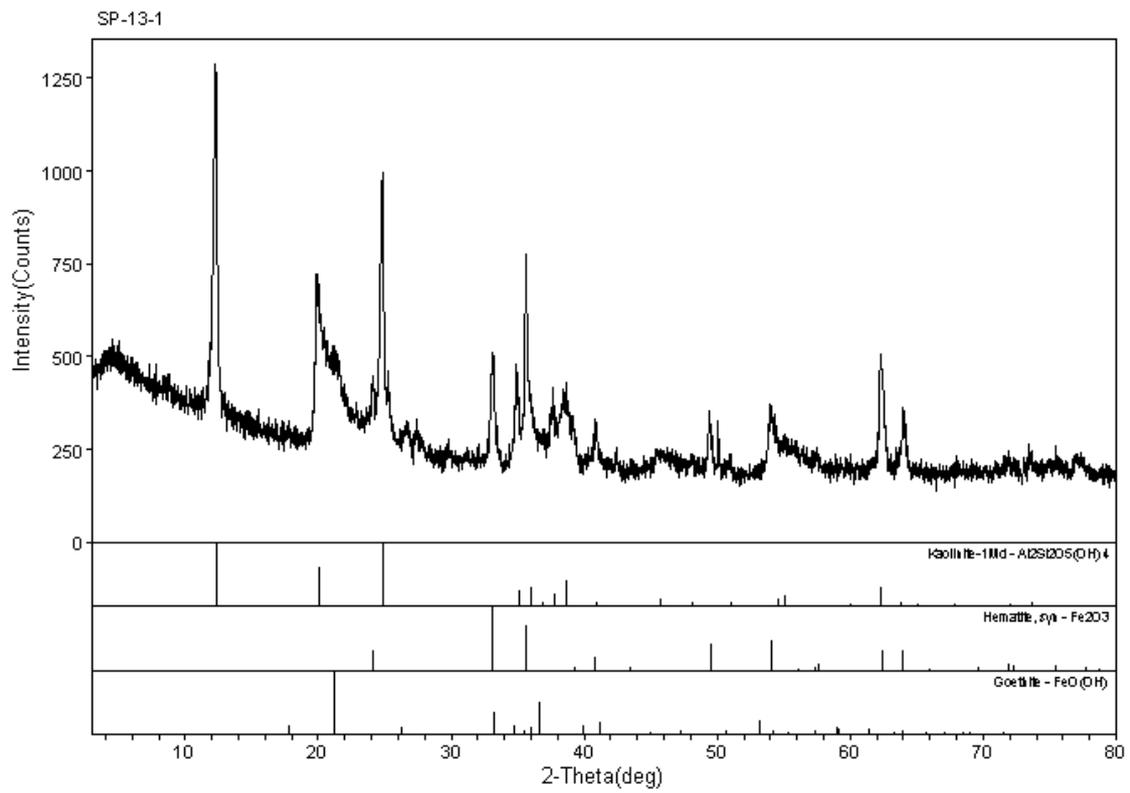
Laboratorio de DRX - IG/UnB



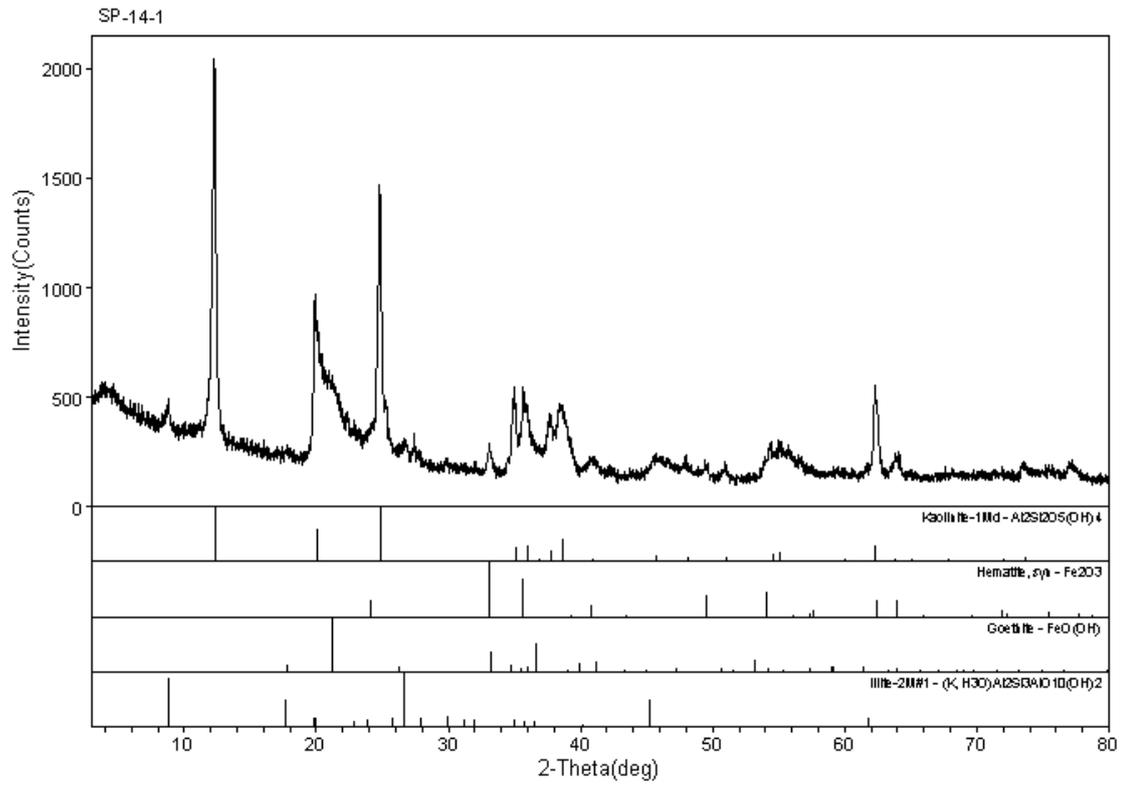
Laboratorio de DRX - IG/UnB



Laboratorio de DRX - IG/UnB



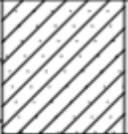
Laboratorio de DRX - IG/UnB



Laboratorio de DRX - IG/UnB

ANEXO 5 – RELATÓRIO DE SONDAGEM ANTES DA CONSTRUÇÃO

SONDAGEM DE RECONHECIMENTO ϕ 2 1/2"										FURO F05	COTA 1092,100
GRÁFICO SPT X PROFUNDIDADE	PENETRAÇÕES GOLPES/15cm			S P T	MÉTODO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUN- DIDADE	CAMADAS	ESPESURA (m)	CLASSIFICAÇÃO	
	10	20	30								1°
	1	1	1	2	TC			/ /		Argila siltosa, de muito mole a mole, cor avermelhada.	
	20	1	1	2	3			/ /			
	1	1	2	3	3			/ /			
	1	2	2	4	4			/ /			
		1	2	2	4			/ /	5,00	5,00	Argila arenosa, de média a rija, cor avermelhada.
		2	3	3	6	TH			/ /		
		6	5	4	9			/ /			
		14	19	21	40			/ /			
		1	2	4	6		- 9,00		/ /		Argila arenosa, de rija a dura, cor avermelhada com nódulos amarelos e brancos.
		4	6	7	13		EM		/ /	10,00	
		5	7	8	15		24/11/2009		/ /	9,90	
		6	8	10	18				/ /		
		8	10	12	22				/ /		
		8	11	13	24				/ /		
		9	13	17	30				/ /		
	8	12	16	28	CA			/ /	15,00		
	8	12	15	27				/ /			
	10	13	18	31				/ /			
	12	18	15	33				/ /			
	10	17	26	43				/ /	20,00		
Continua ...											
REVESTIMENTO ϕ 2 1/2"					PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA			DADOS DA EXECUÇÃO			
AMOSTRADOR ϕ Interno 1 3/8"					INICIAL : 10,30m em 21/11/2009			INÍCIO : 21/11/2009			
PESO 65 Kg - Altura de Queda 75cm					FINAL : 9,00m em 24/11/2009			TÉRMINO : 23/11/2009			
PROCESSO DE PERFURAÇÃO					OBSERVAÇÕES :			DATA : 29/12/2009		FOLHA : 09/43	
								RL.MEK.DF.1121/09		ESCALA : 1:100	
TC - Trado Cavadeira								ENG* :		DES.	
TH - Trado Helicoidal											
CA - Circulação de Água											

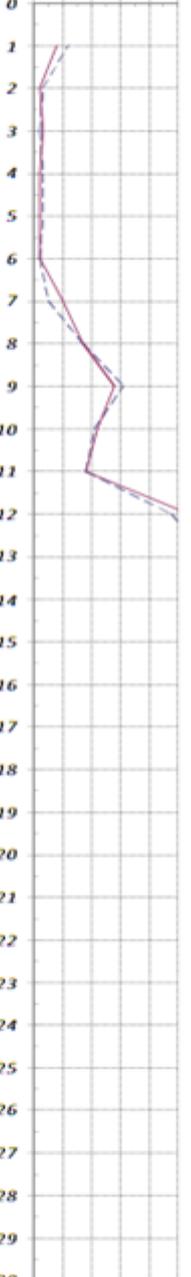
SONDAGEM DE RECONHECIMENTO ϕ 2 1/2"										FURO	F05	COTA	1092,100				
GRÁFICO SPT X PROFUNDIDADE			PENETRAÇÕES GOLPES/15cm			SPT	MÉTODO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUN-DIDADE	CAMADAS	ESPESSURA (m)	CLASSIFICAÇÃO					
10	20	30	1ª	2ª	3ª												
			19	26 10		26 10	CA				Continuação...						
			21	28 10		28 10					Argila arenosa, dura, cor averme- lhada com nódulos amarelos e brancos.						
			25	20 8		20 8				22,23	Limite do Furo						
								25,00									
								30,00									
								35,00									
								40,00									
REVESTIMENTO ϕ 2 1/2"						PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA				DADOS DA EXECUÇÃO							
AMOSTRADOR { ϕ Interno 1 3/8 ϕ Externo 2"						INICIAL : 10,30m em 21/11/2009				INÍCIO : 21/11/2009							
PESO 65 Kg - Altura de Queda 75cm						FINAL : 9,00m em 24/11/2009				TÉRMINO : 23/11/2009							
PROCESSO DE PERFURAÇÃO						OBSERVAÇÕES :				PROF. DO REVESTIMENTO : 10,00m							
TC - Trado Cavadeira										DATA : 29/12/2009				FOLHA : 10/43			
TH - Trado Helicoidal										RL.MEK.DF.1121/09				ESCALA : 1:100			
CA - Circulação de Água										ENG* :				DES.			

SONDAGEM DE RECONHECIMENTO ϕ 2 1/2"								FURO F06	COTA 1092,783						
GRÁFICO SPT X PROFUNDIDADE	PENETRAÇÕES GOLPES/15cm			SPT	MÉTODO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUN- DIDADE	CAMADAS	ESPESSURA (m)	CLASSIFICAÇÃO					
	10	20	30								1ª	2ª	3ª		
				27 15						Continuação...					
				32 18	CA					Argila arenosa, dura, cor averme- lhada com nódulos amarelos e brancos.					
				30 26											
				25 11					23,26	Limite do Furo					
							25,00								
							30,00								
							35,00								
							40,00								
REVESTIMENTO ϕ 2 1/2"				PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA				DADOS DA EXECUÇÃO							
AMOSTRADOR $\left\{ \begin{array}{l} \phi \text{ Interno } 1 \frac{3}{8} \\ \phi \text{ Externo } 2" \end{array} \right.$				INICIAL : 7,11m em 10/11/2009				INÍCIO : 10/11/2009							
PESO 65 Kg - Altura de Queda 75cm				FINAL : 7,20m em 13/11/2009				TÉRMINO : 12/11/2009							
PROCESSO DE PERFURAÇÃO				OBSERVAÇÕES :				PROF. DO REVESTIMENTO : 10,00m							
TC - Trado Cavadeira								DATA : 29/12/2009				FOLHA : 12/43			
TH - Trado Helicoidal								RL.MEX.DF.1121/09				ESCALA : 1:100			
CA - Circulação de Água								ENG* : DES.							

SONDAGEM DE RECONHECIMENTO ϕ 2 1/2"										FURO F14	COTA 1095,697						
GRÁFICO SPT X PROFUNDIDADE			PENETRAÇÕES GOLPES/15cm			SPT	MÉTODO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUN-DIDADE	CAMADAS	ESPESURA (m)	CLASSIFICAÇÃO					
10	20	30	1*	2*	3*												
			1	1	2	3	TC				0,90	Aterro (argila siltosa, cor amarronzada).					
			30	25	25												
			1	1	2	3											
			1	2	2	4				5,00			Argila siltosa, de mole a rja, cor avermelhada.				
			1	2	2	4		TH									
			2	2	2	4											
			3	3	5	8											
			5	7	8	15						8,30					
			5	8	9	17				10,00							
			7	10	9	19											
4	4	4	8														
1	1	2	3				-12,85										
4	4	4	8			EM	19/11/2009				Argila arenosa, de rija a dura, cor avermelhada com nódulos brancos.						
7	8	10	18														
6	8	8	16		CA		15,00										
5	6	7	13														
8	11	17	28														
9	14	25	39														
9	13	17	30						20,00								
Continua ...																	
REVESTIMENTO ϕ 2 1/2"			PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA					DADOS DA EXECUÇÃO									
AMOSTRADOR { ϕ Interno 1 3/8 ϕ Externo 2"			INICIAL : 12,95m em 17/11/2009					INÍCIO : 17/11/2009									
PESO 65 Kg - Altura de Queda 75cm			FINAL : 12,85m em 19/11/2009					TÉRMINO : 18/11/2009									
PROCESSO DE PERFURAÇÃO			OBSERVAÇÕES :					PROF. DO REVESTIMENTO : 13,00m									
TC - Trado Cavadeira								DATA : 29/12/2009					FOLHA : 24/43				
TH - Trado Helicoidal								RL.MEK.DF.1121/09					ESCALA : 1:100				
CA - Circulação de Água								ENG* :									
								DES.									

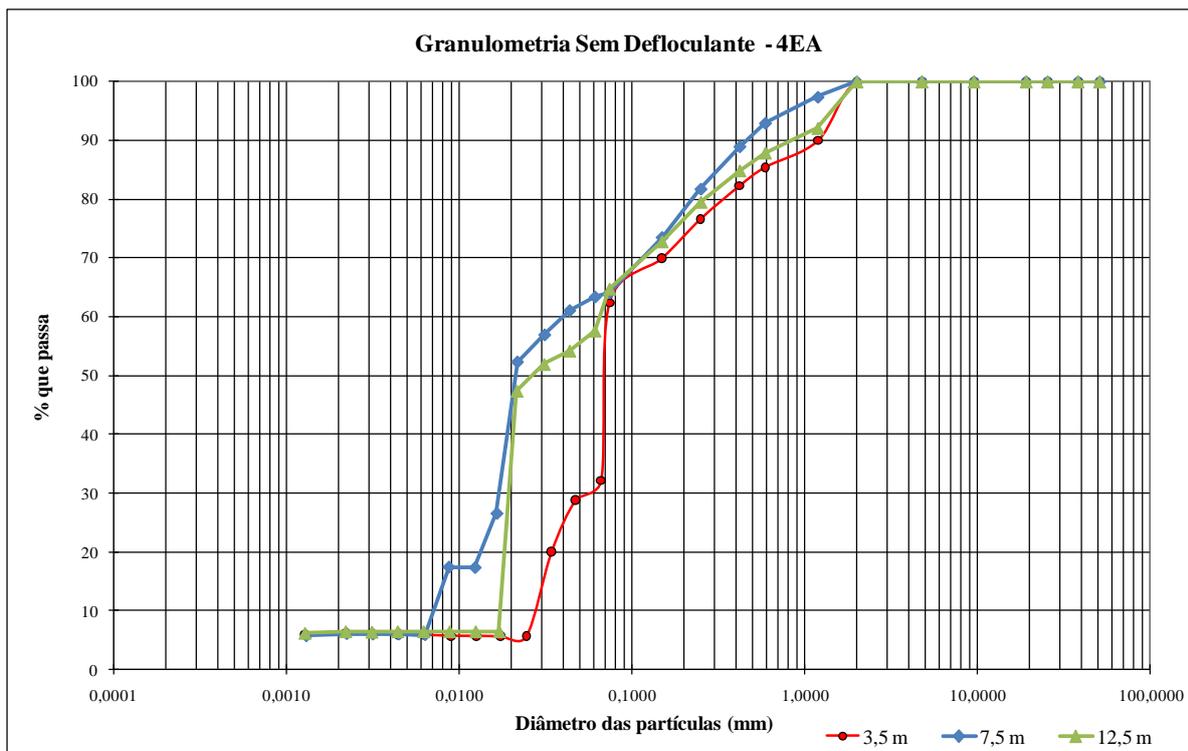
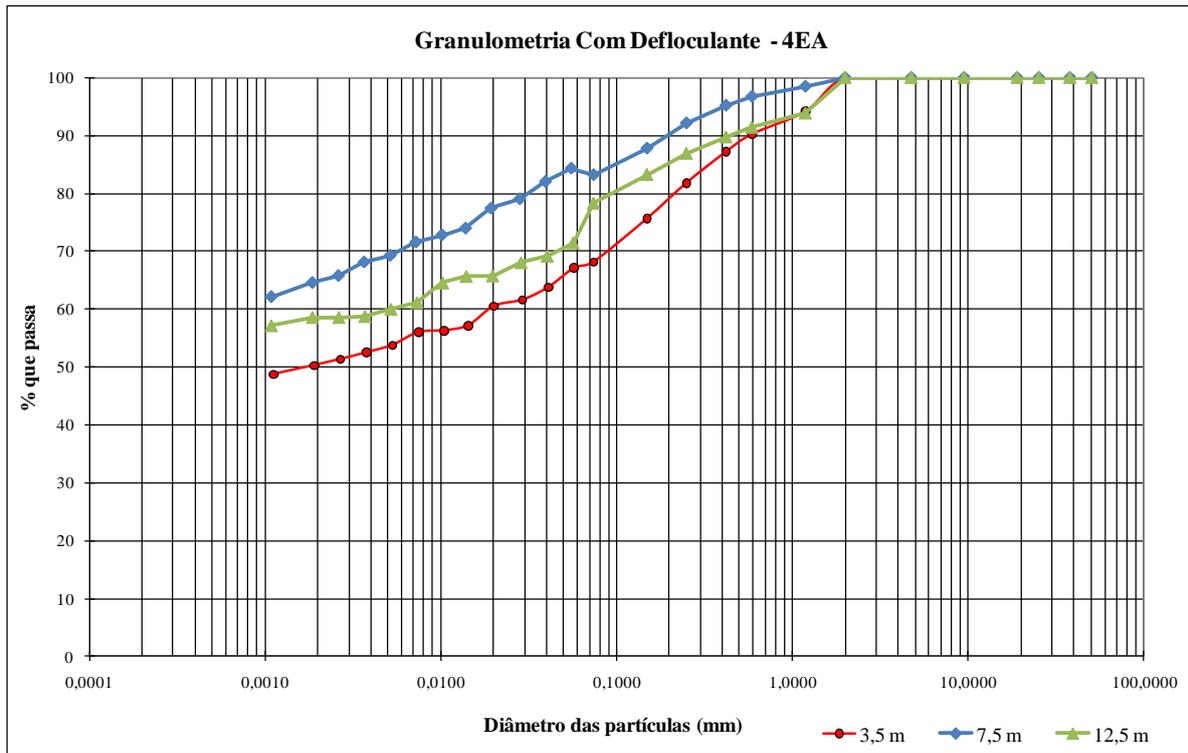
SONDAGEM DE RECONHECIMENTO ϕ 2 1/2"										FURO F14	COTA 1095,697			
GRÁFICO SPT X PROFUNDIDADE			PENETRAÇÕES GOLPES/15cm			SPT	MÉTODO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUN-DIDADE	CAMADAS	ESPESSURA (m)	CLASSIFICAÇÃO		
10	20	30	1°	2°	3°									
			10	13	16	29	CA				Continuação...			
			10	13	16	29						Argila arenosa, dura, cor avermelhada com nódulos brancos.		
			10	13	17	30								
			9	12	15	27								
			9	10	20	30								
			10	10	9	19								
			7	8	10	18								
			17	20	10	30				25,00				
			20	25	25	25								
			22	23	23	23								
			30	45	45	45								
										26,70	Argila arenosa com pedregulhos, dura, cor avermelhada com veios amarelos.			
										30,19				
											Limite do Furo			
										35,00				
										40,00				
REVESTIMENTO ϕ 2 1/2"						PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA			DADOS DA EXECUÇÃO					
AMOSTRADOR { ϕ Interno 1 3/8 ϕ Externo 2"						INICIAL : 12,95m em 17/11/2009			INÍCIO : 17/11/2009					
PESO 65 Kg - Altura de Queda 75cm						FINAL : 12,85m em 19/11/2009			TÉRMINO : 18/11/2009					
PROCESSO DE PERFURAÇÃO						OBSERVAÇÕES :			PROF. DO REVESTIMENTO : 13,00m					
TC - Trado Cavadeira									DATA : 29/12/2009			FOLHA : 25/43		
TH - Trado Helicoidal									RL.MEK.DF.1121/09			ESCALA : 1:100		
CA - Circulação de Água									ENG* :			DES.		

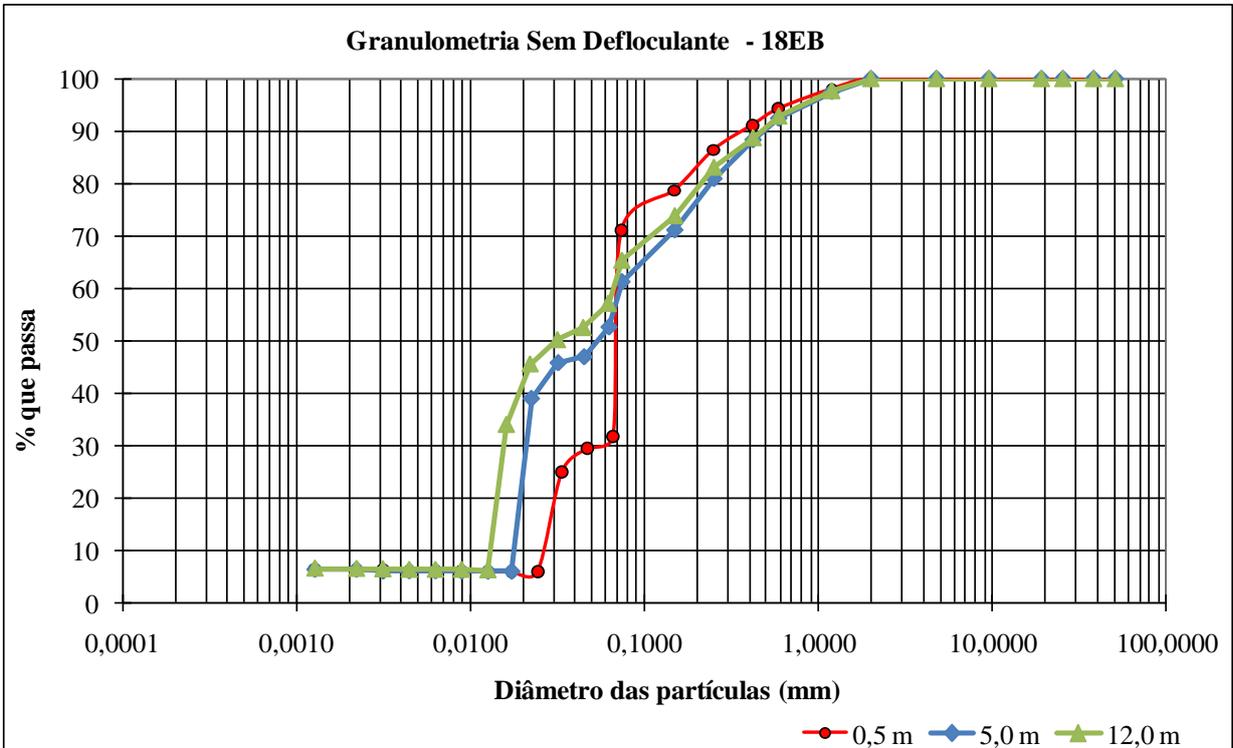
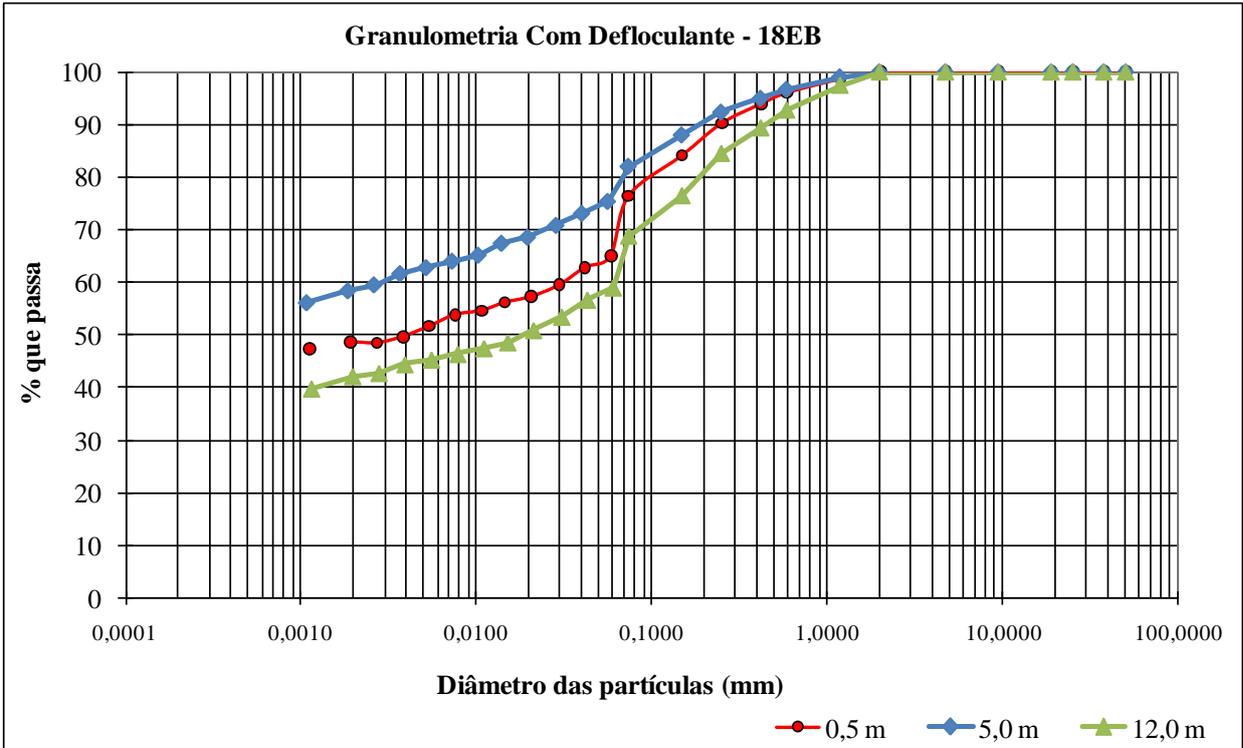
ANEXO 6 – RELATÓRIO DE SONDAGEM APÓS PROVA DE CARGA

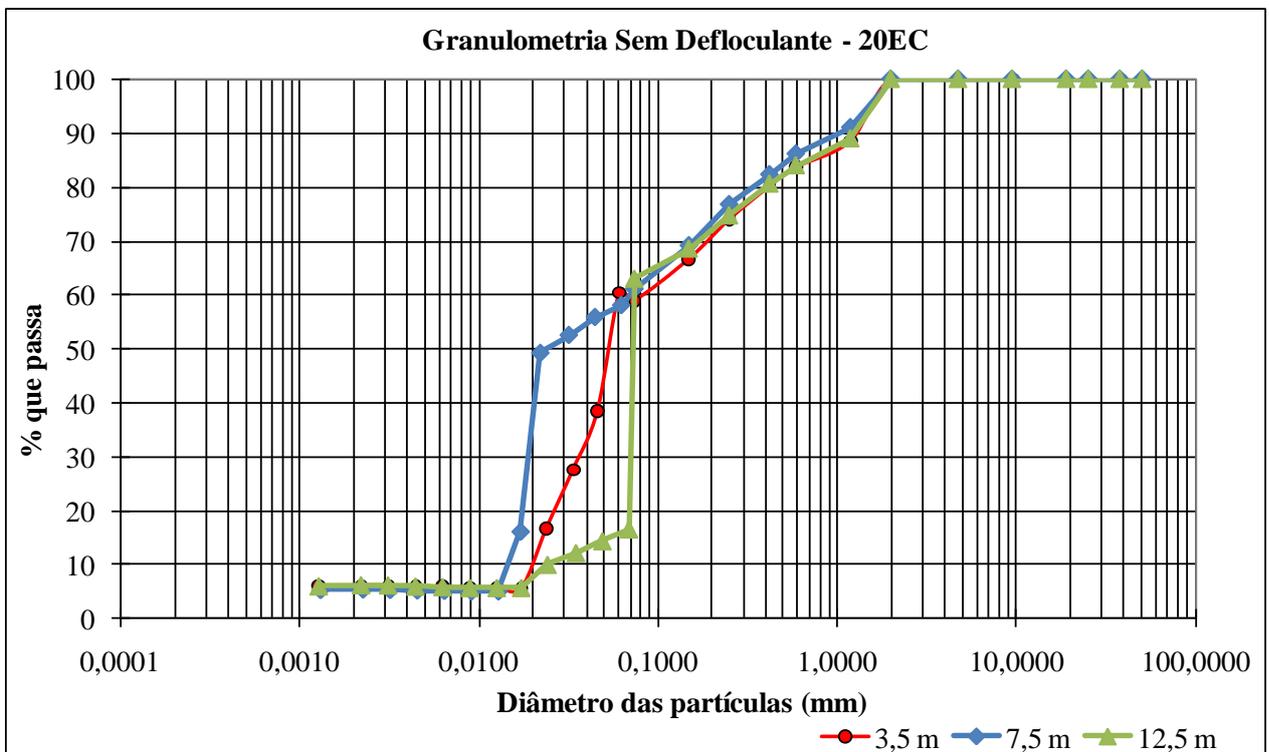
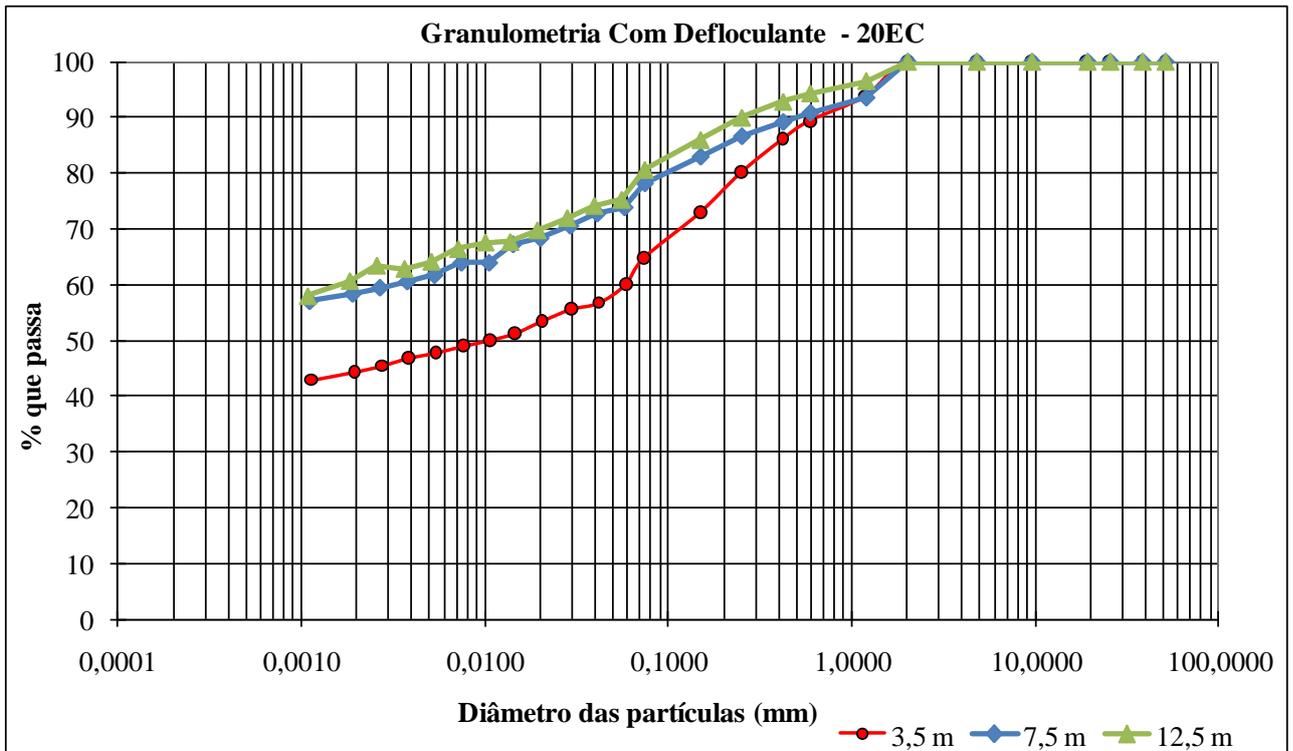
Cód.Obra 4982		OBRA: CLIENTE: MYLANE VIANA HORTEGAL		FURO N. F01		SONDAGEM A PERCUSSÃO PARA FINS DE RECONHECIMENTO DO SOLO	
LOCAL: GUARÁII/DF				DATA INÍCIO: 20/10/2010			
				DATA TÉRMINO: 21/10/2010		N. RELATÓRIO: 4982/2010	
						FOLHA: 03	
NÍVEL DE ÁGUA E MÉTODO 	Profundidade (m)	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO - SPT		GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N 30 cm INICIAIS/FINAIS 		
			30 cm Inicial 1. e 2.	30 cm Final 2. e 3.			
	1	Argila	12	8			
	TC 2	Argila	3	2			
	3	Argila	2	3			
	4	Argila	3	2			
	5	Argila	3	2			
	6	Argila	2	2			
	7	Argila	5	10			
	TH 8	Argila	17	17			
	9	Argila	31	28			
	10	Argila	21	22			
	11	Argila	18	18			
	12	Argila	48	54			
13	Argila	60/20	30/5				
OBS:		IC: Trado Concha; TH- Trado Helicoidal; CA: Circulação de Água; REV: Revestimento; Sondador: LICMAR					
RV:	0,00	Área/Profd.	Eng. Responsável: Sondagens Fundações				
Cota:	7,35	1563,69	Projetos Consultorias				
NA:	7,20 m						

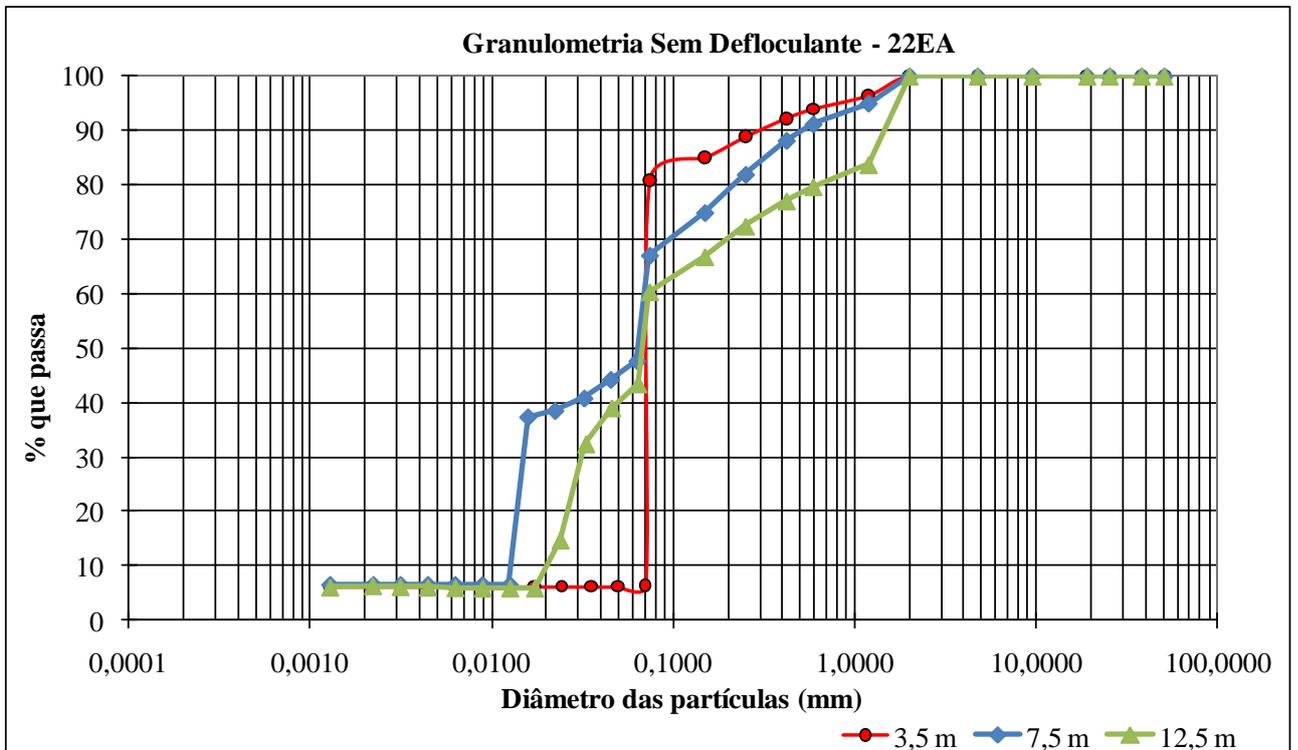
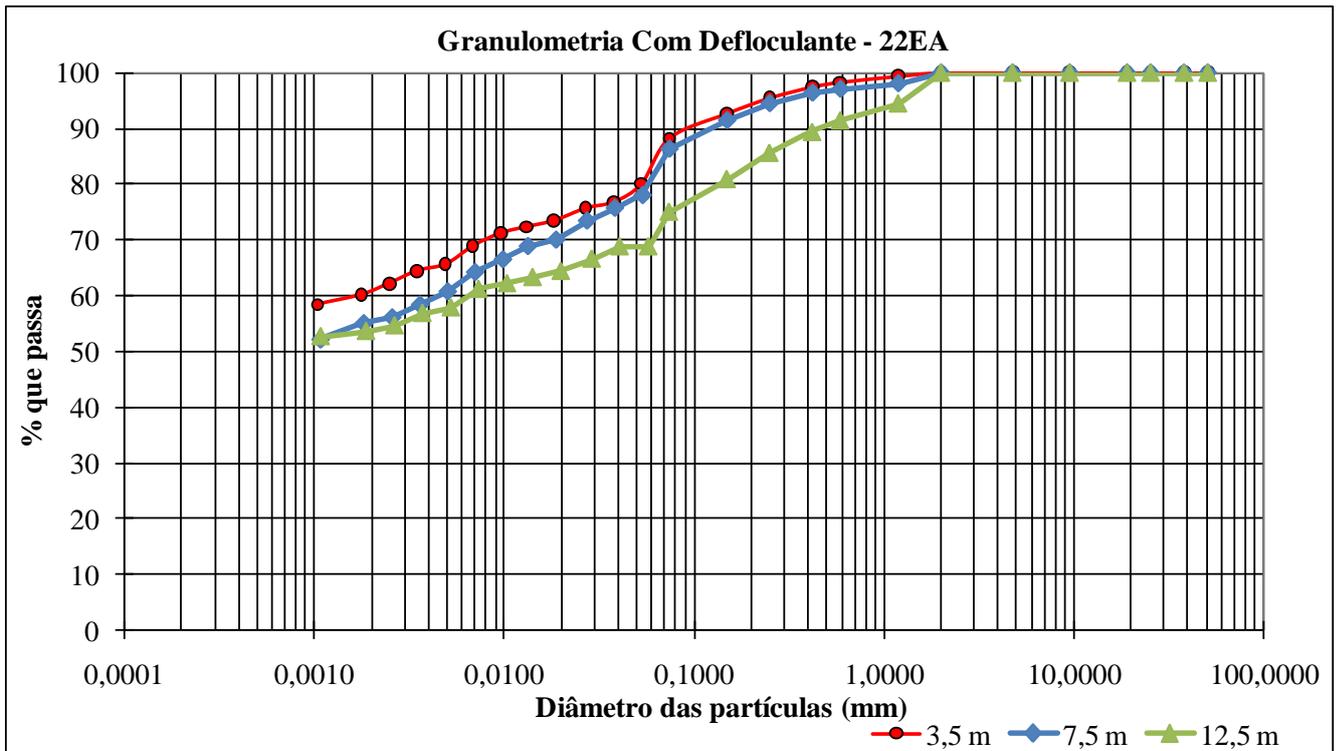
Cód.Obra 4982		OBRA: CLIENTE: MYLANE VIANA HORTEGAL		FURO N. F02		SONDAGEM A PERCUSSÃO PARA FINS DE RECONHECIMENTO DO SOLO	
LOCAL: GUARÁII/DF				DATA INÍCIO: 21/10/2010		N. RELATÓRIO: 4982/2010	
				DATA TÉRMINO: 22/10/2010		FOLHA: 04	
NÍVEL DE ÁGUA E MÉTODO	Profundidade (m)	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO - SPT		GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N 30 cm INICIAIS/FINAIS	limite sondagem= 14,20 m - SPT 66/20 - 36/5 NA inicial=6 m NA (24h)= 6,80 m	
			30 cm Inicial 1. e 2.	30 cm Final 2. e 3.		CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	
NEV	1	Argila	2	2		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Muito mole	
TC	2	Argila	2	2		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Muito mole	
	3	Argila	2	2		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Muito mole	
	4	Argila	2	2		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Muito mole	
	5	Argila	2	3		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Mole	
	6	Argila	8	8		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Média(o), OBS: Com veios de silte amarelado	
	7	Argila	11	12		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Fija(o), OBS: Com veios de silte amarelado	
TH	8	Argila	14	14		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Fija(o), OBS: Com veios de silte amarelado	
	9	Argila	33	34		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Dura(o), OBS: Com veios de silte amarelado	
	10	Argila	39	44		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Dura(o), OBS: Com veios de silte amarelado	
	11	Argila	35	38		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Dura(o), OBS: Com veios de silte amarelado	
	12	Argila	20	20		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Dura(o), OBS: Com veios de silte amarelado	
	13	Argila	32	34		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Dura(o), OBS: Com veios de silte amarelado	
	14	Argila	66/20	36/5		Argila Arenosa, Cor Vermelha, Dura(o), OBS: Com veios de silte amarelado	
OBS:		TC: Trado Concha; TH - Trado Híbrido; CA: Circulação de Água; REV: Revestimento; Sondador: EOMAR					
RN:	0,00	Área/Profde.	Eng. Responsável:				
Cota:	7,38	14,07					
NA:	6,80 m						

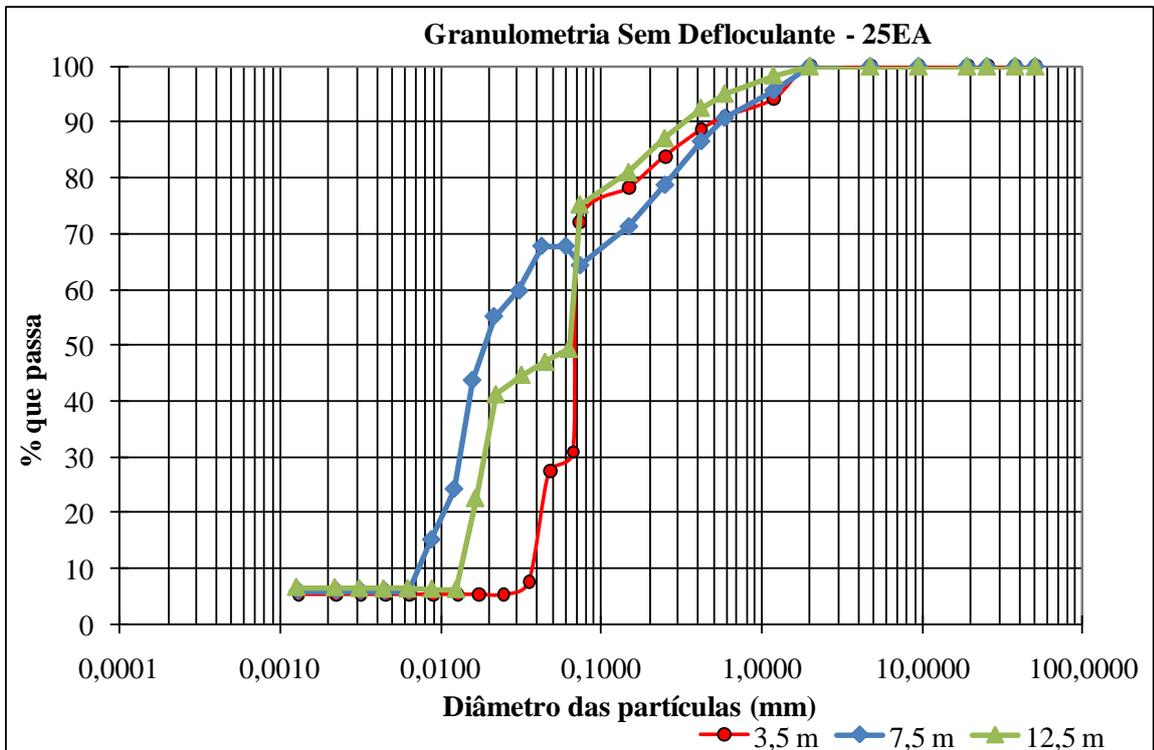
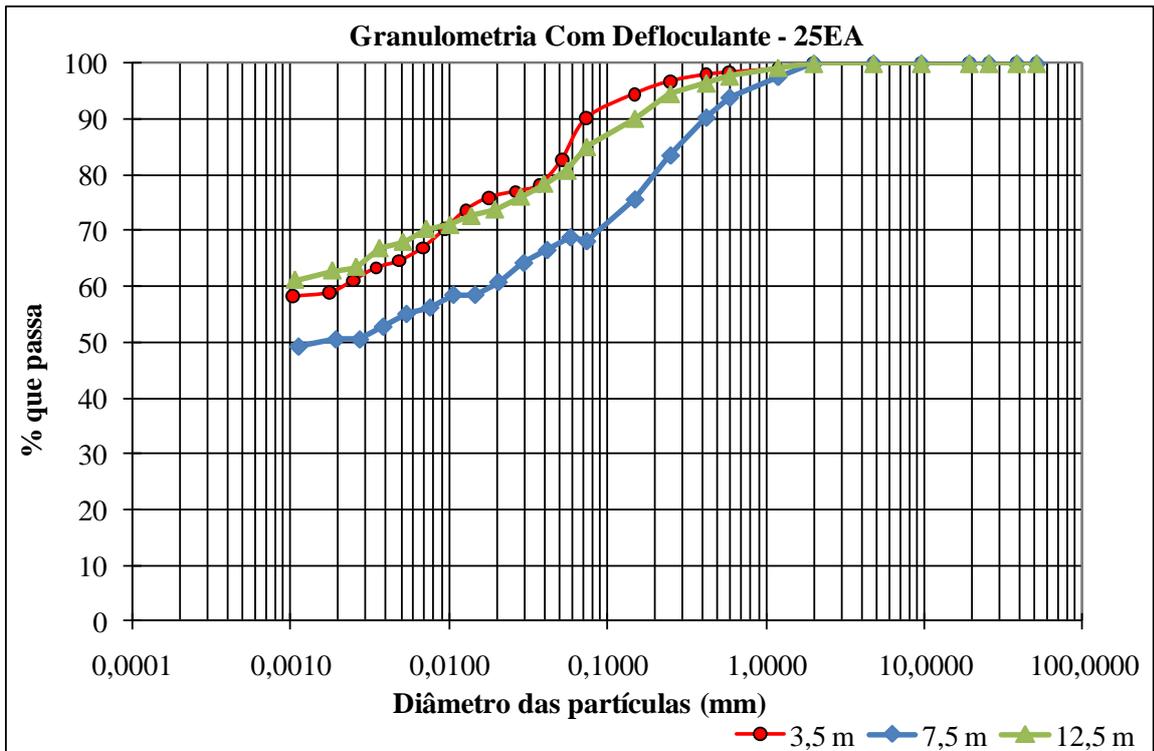
APÊNDICE 1 – GRANULOMETRIAS

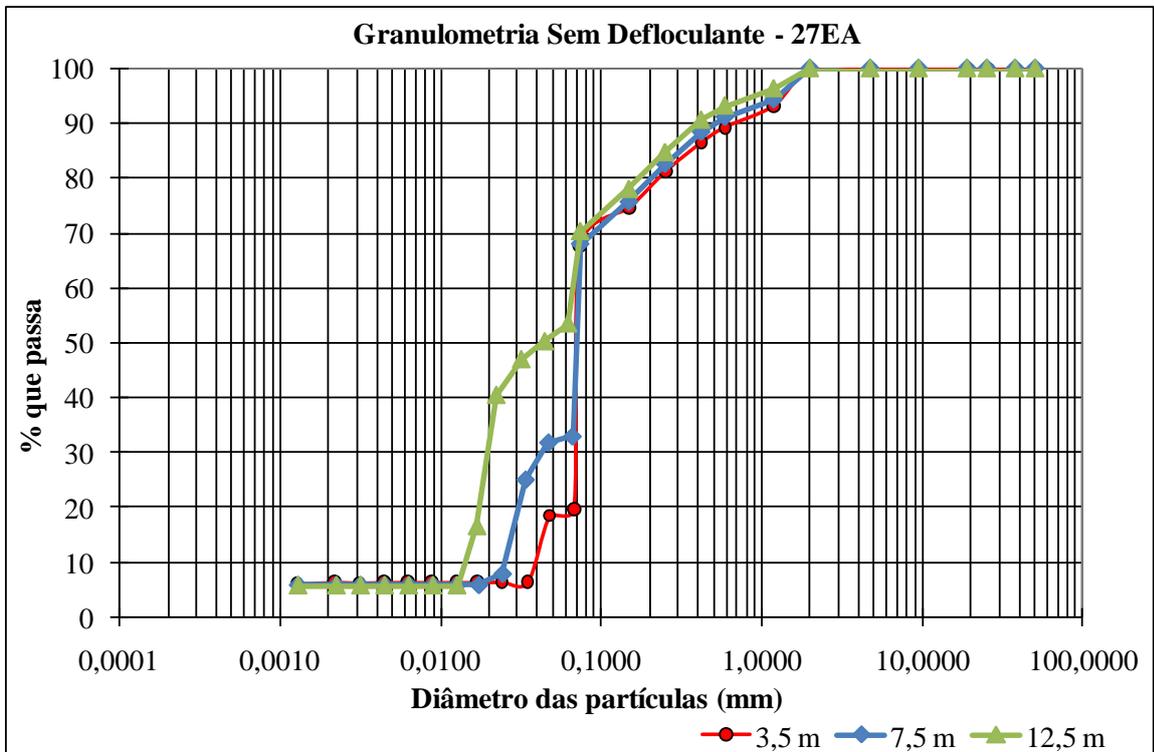
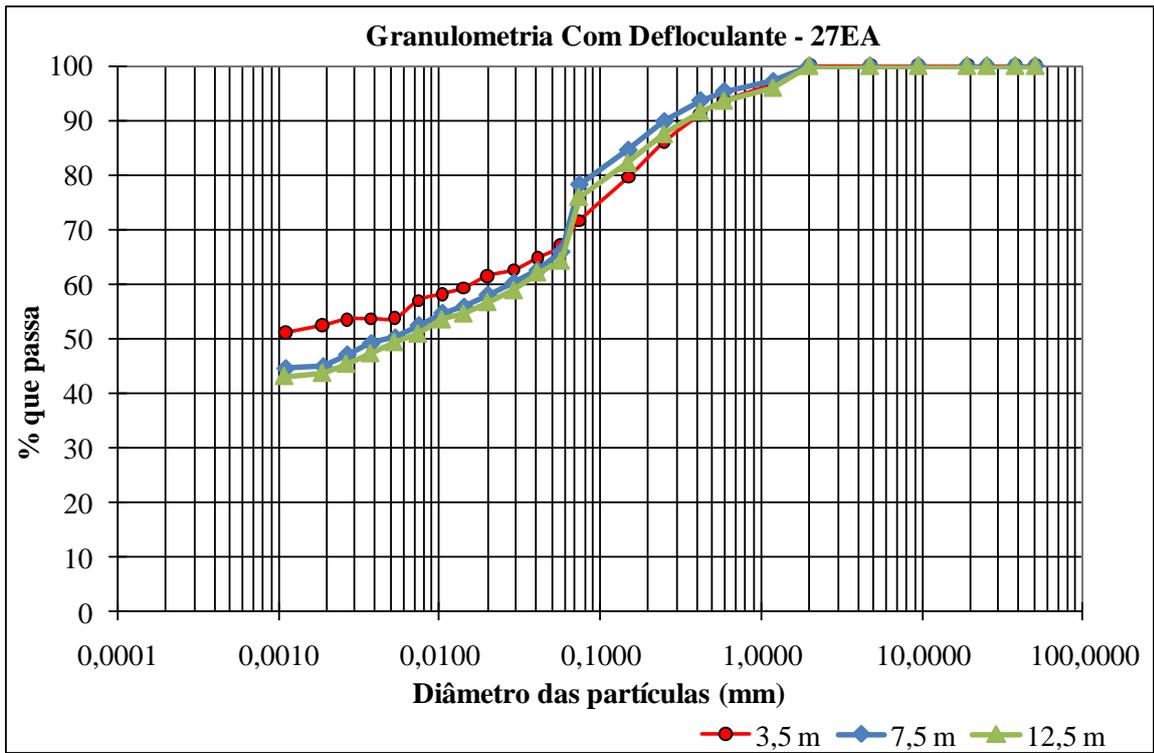


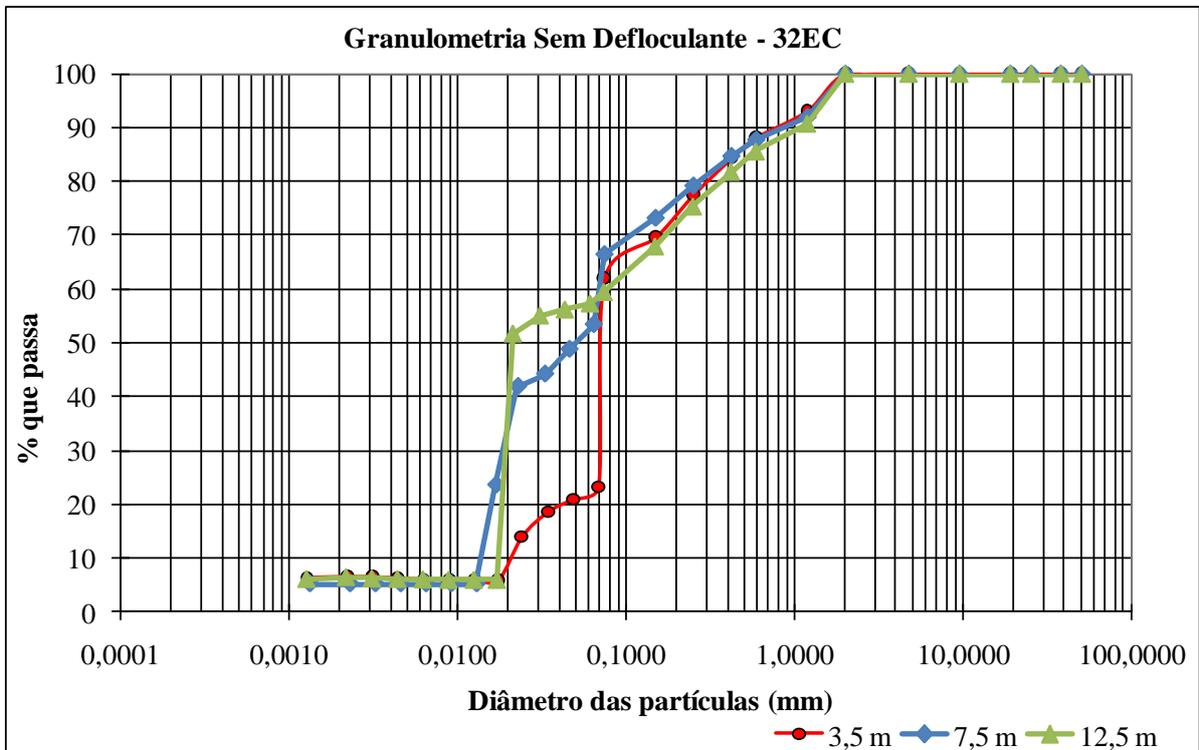
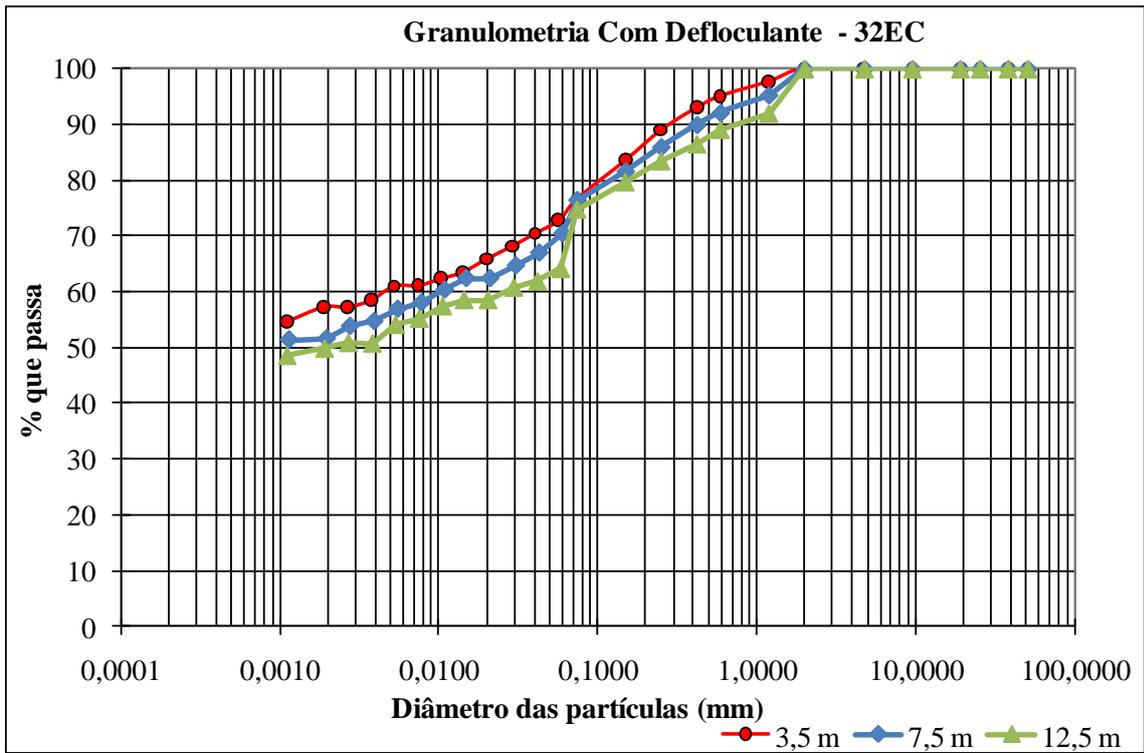


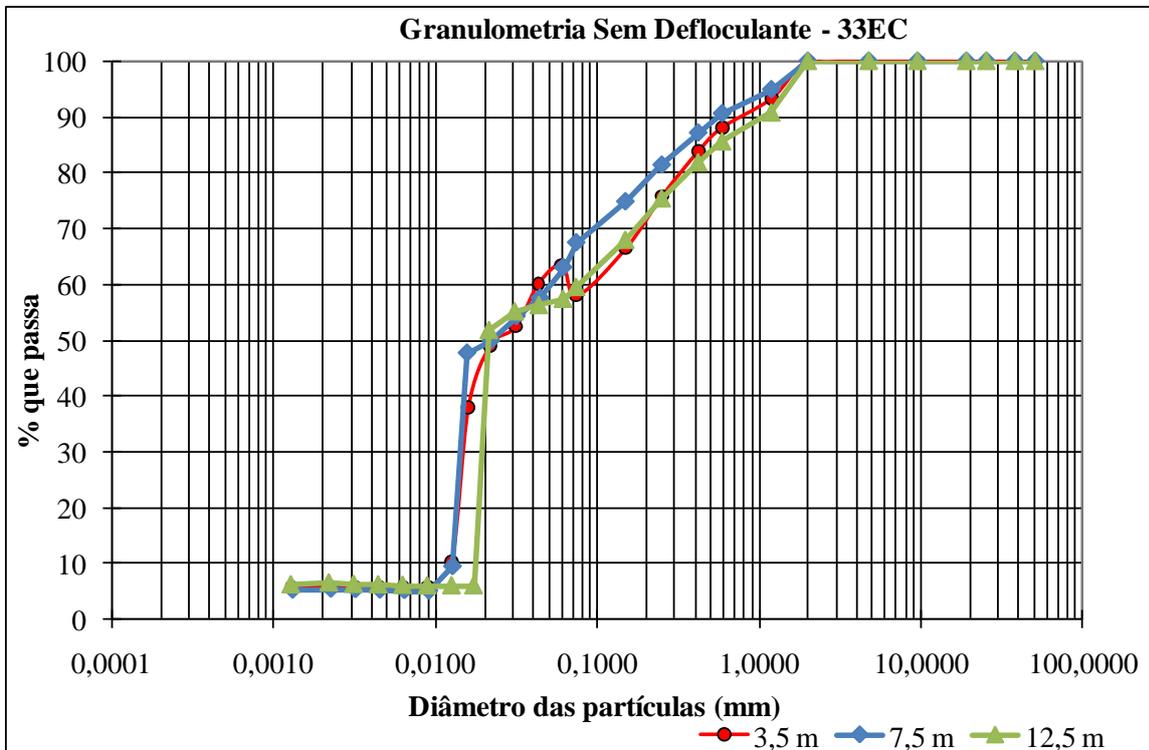
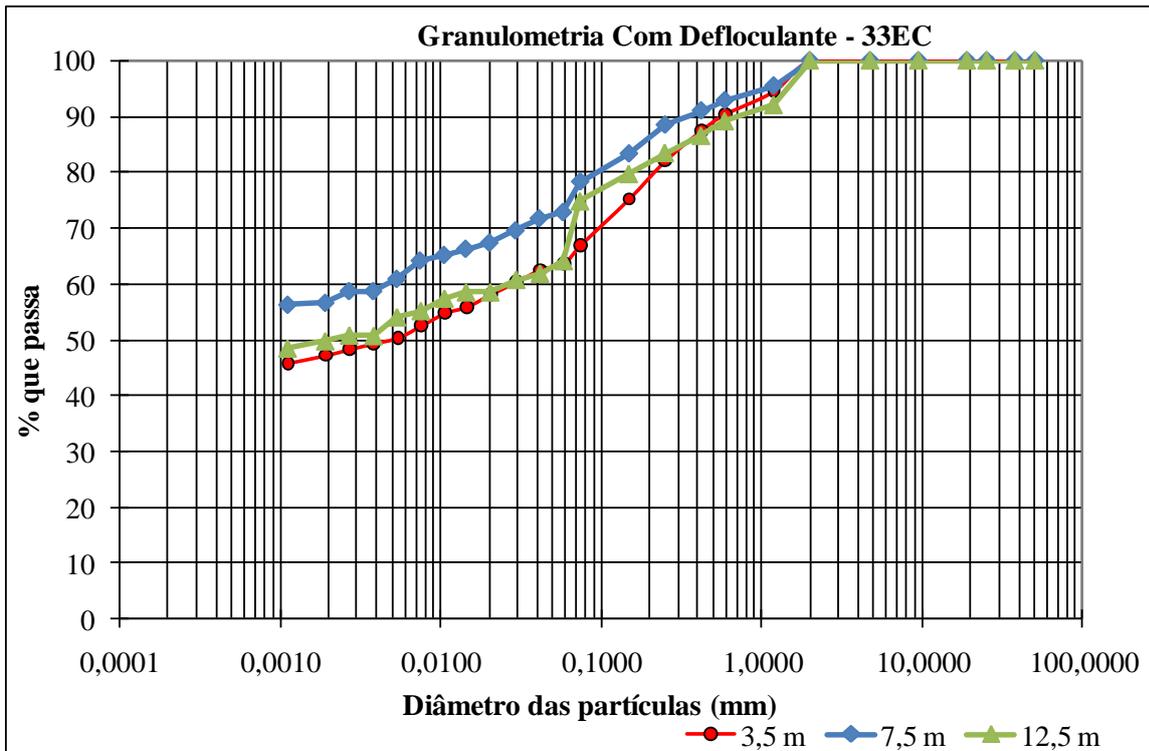


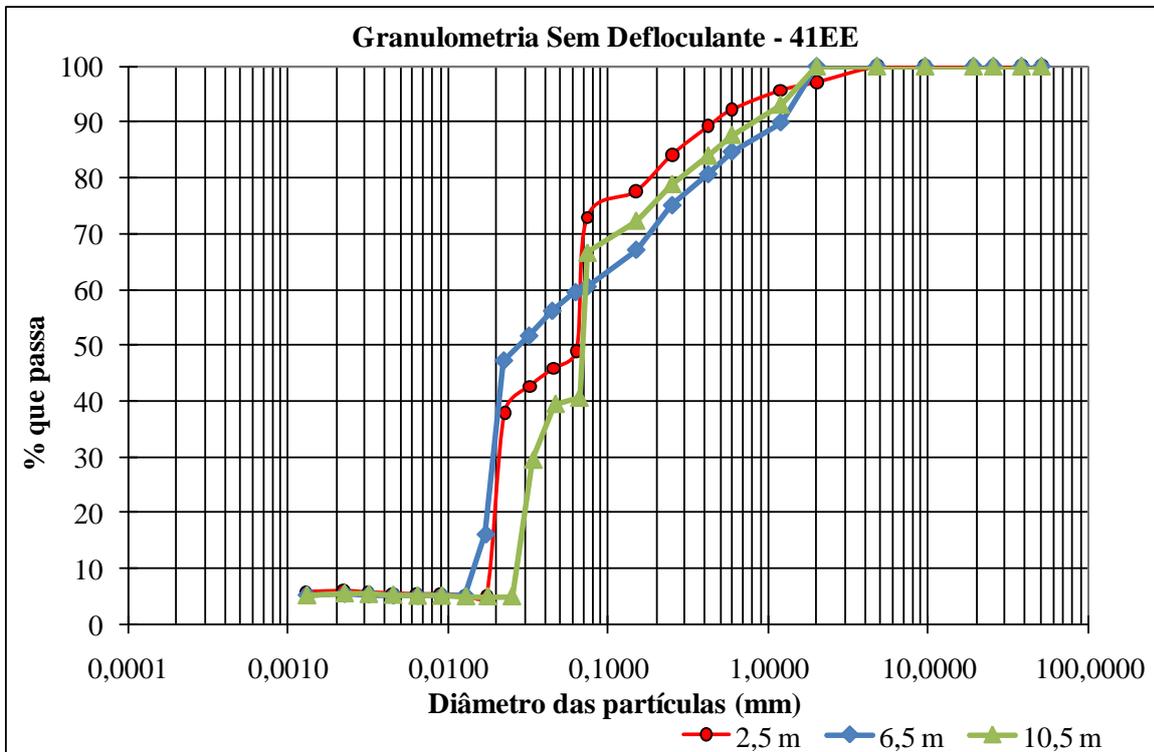
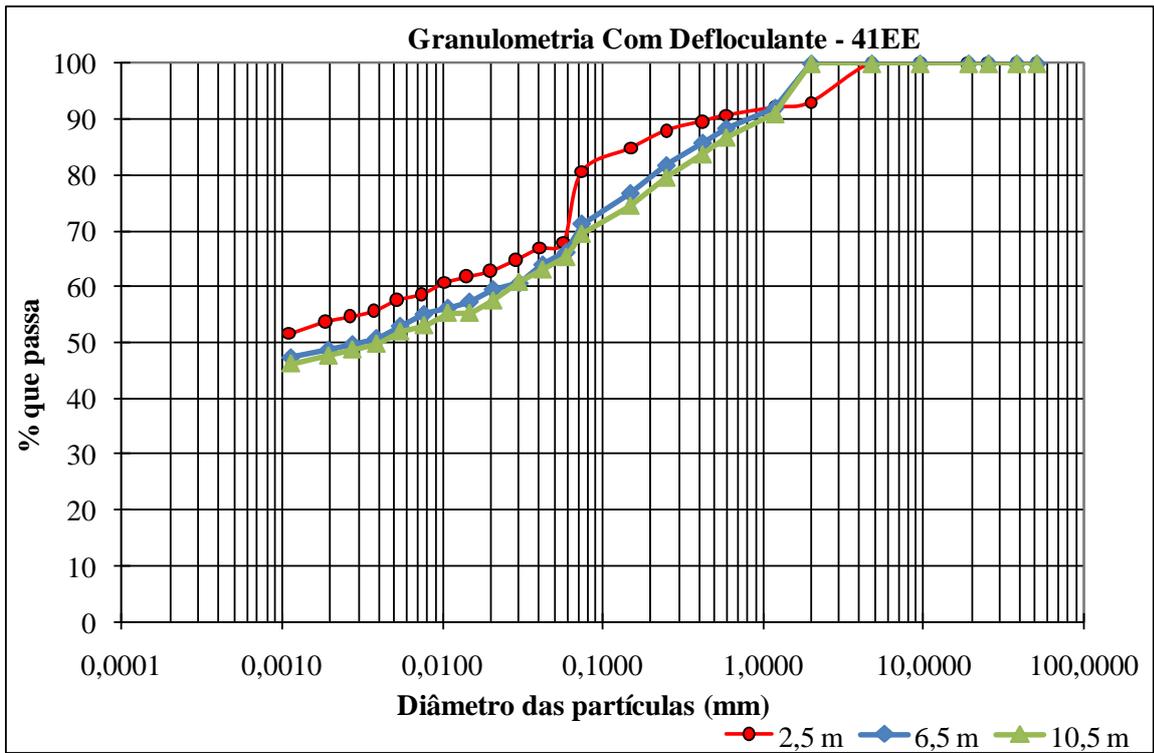












APÊNDICE 2 – CORREÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO A PARTIR DA TENSÃO DE RUPTURA

A correção foi realizada seguindo os seguintes passos:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{A.1})$$

Em que:

$$V_v = A_v \cdot H_v \quad (\text{A.2})$$

$$V_s = A_s \cdot H_s \quad (\text{A.3})$$

Considerando:

$$H_v + H_s = H, \text{ com } H = \text{altura do corpo de prova na fase analisada (antes da ruptura)} \quad (\text{A.4})$$

Para a área tem-se:

$$A_v = A_o - A_s \quad (\text{A.5})$$

Como,

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_s} \quad (\text{A.6})$$

Tem-se,

$$V_s = \frac{P_s}{\gamma_d} \quad (\text{A.7})$$

Igualando a Equação A.3 e A.7, e considerando A.4, resulta em:

$$A_s \cdot H = \frac{P_s}{\gamma_d} \quad (\text{A.8})$$

Assim,

$$A_s = \frac{P_s}{H \cdot \gamma_d} \quad (\text{A.9})$$

Considerando:

$$A_{s0} = A_s = A_{s25} \quad (\text{para } 25 \text{ kPa}) \quad (\text{A.10})$$

Divide-se cada área pela área inicial, da seguinte forma:

$$\frac{A_{s25}}{A_{s25}}; \frac{A_{s50}}{A_{s25}}; \frac{A_{s100}}{A_{s25}}; \frac{A_{s200}}{A_{s25}} \quad (\text{A.11})$$

Assim, as tensões cisalhantes na ruptura serão divididas pela Equação A.11 que indicará a redução das tensões cisalhantes com o aumento da tensão confinante.

APÊNDICE 3 – CURVAS DE DESLOCAMENTO X TENSÃO CISALHANTE E ENVOLTÓRIA DE RUPTURA

