

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

**ENERGIA E CONFIABILIDADE APLICADAS AOS
ESTAQUEAMENTOS TIPO HÉLICE CONTÍNUA**

CARLOS MEDEIROS SILVA

ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD - 070/11

BRASÍLIA / DF: NOVEMBRO DE 2011

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

ENERGIA E CONFIABILIDADE APLICADAS AOS
ESTAQUEAMENTOS TIPO HÉLICE CONTÍNUA

CARLOS MEDEIROS SILVA

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)

ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

RENATO PINTO DA CUNHA, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

NELSON AOKI, DSc (EESC - USP)
(EXAMINADOR EXTERNO)

PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE, DSc (UNICAMP)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 25 DE NOVEMBRO DE 2011.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, CARLOS MEDEIROS

Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua.
xxv, 311p., 210×297mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2011)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Controle de qualidade

2. Estaca Hélice Contínua

3. Energia

4. Confiabilidade

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, C.M. (2011). Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua. Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 070/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 311p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Carlos Medeiros Silva

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua. Tese de Doutorado

GRAU / ANO: Doutor / 2011

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

Carlos Medeiros Silva
CCSW 02 Lote 02 Apto 201
CEP 70680-250 – Brasília / DF – Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha esposa Marília Muniz Veras; à minha filha Verônyca Muniz Veras Medeiros; aos meus pais, José Berto Sobrinho e Francisca Analise de Medeiros Silva; e aos meus irmãos, Solange, Denise, Cláudio e Patrícia, pelo apoio, incentivo e pela compreensão nos incontáveis dias em que estive ausente.

*“Mesmo os processos mais improváveis
ocorrerão algum dia”.*

Karl Popper

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me dar força, lucidez e serenidade para enfrentar os momentos difíceis e por me mostrar sempre o caminho a ser trilhado.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, por ter confiado e acreditado em minha capacidade.

Ao Professor José Camapum de Carvalho, pelos ensinamentos transmitidos, pela firmeza, objetividade, incentivo, amizade e, principalmente pela orientação acadêmica e profissional que me foi dedicada nos últimos 25 anos.

À EMBRE – Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações, em especial, aos meus sócios Renato Wilson Dias e Cristiane Cortopassi Sales Dias, por terem apoiado este projeto e entenderem que minha ausência era em prol do conhecimento e da capacitação técnica.

À Professora Larissa Andrade de Aguiar, por ter estado ao meu lado, como um anjo, ajudando na estruturação e formatação desta tese.

Às Empresas Sul Americana de Fundações S/A e a SETE Serviços Técnicos de Engenharia Ltda., por terem sido, através dos meus sócios Willer Albuquerque Fonseca e Antônio Luciano Espíndola Fonseca e dos Engenheiros Luiz Aurélio Rodrigues e Viviane Velasco Machado Ribeiro, fonte de apoio financeiro, de maquinário e de pessoal.

Aos Professores Márcio Muniz de Farias e Renato Pinto Cunha, pela amizade, pelo incentivo e pelas decisivas conversas que culminaram com a minha entrada no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

Aos Professores José Henrique Feitosa Pereira (in memoriam), Ennio Margues Palmeira, Pedro Murrieta Santos Neto, Newton Moreira de Souza, Izabel Cristina de Oliveira Campos e André Pacheco de Assis, por terem incentivado este projeto.

À nova geração de Professores do Programa de Pós Graduação em Geotecnia Gregório Luis Silva Araújo, Hernan E. M. Carvajal, Luis Fernando Martins Ribeiro, Manoel Porfírio Cordão Neto e André Luís Brasil Cavalcante, pelo carinho e companheirismo.

Aos amigos Professores André Luís Brasil Cavalcante, Edi Mendes, Gerson Miranda dos Anjos, Neusa Maria Bezerra Mota, Paulo José Rocha de Albuquerque, Fernando Rodrigo de Aquino, Antônio Luciano Espíndola Fonseca, Hoover Van Newton Paolucci e Carlos Petrônio Leite da Silva, por terem contribuído diretamente nas análises apresentadas.

Aos engenheiros Ricardo Elias Ramos, Gabriela Ávila Azevedo, Juliana Ribeiro Silveira, Fernando Edson Pereira, Lucas Sampaio Gontijo e Gustavo Soares Araújo e a geóloga Ângela Andrade Almeida, pela dedicação e auxílio durante a parte experimental deste trabalho.

Às Empresas Via Empreendimentos Imobiliários S/A, Emplavi Empreendimentos Imobiliários Ltda., Paulo Octavio Investimentos Imobiliários Ltda., Conbral Construtora

Brasília S/A, JC Gontijo Engenharia S/A e Brasal Incorporações e Construções de Imóveis Ltda., Construtora Luner Ltda., Multicon Engenharia Ltda., Silco Engenharia Ltda., Multi Construtora e Incorporadora Ltda., Emarki Engenharia Ltda., João Fortes Engenharia S/A, Engesol Engenharia de Solos Ltda. e BMS Engenharia Ltda., por terem cedido os ensaios de campo, as sondagens e as provas de cargas utilizados neste trabalho.

Aos engenheiros Bruno Guido Mota, Renato Monteiro Fernandes, Edalmo Soares, Márcio José de Souza, Wilson Ricardo Blanco e ao Professor Wilson Conciani, por terem acreditado no trabalho e por não terem medido esforços para viabilizar grande parte das provas de carga apresentadas nesta tese.

Aos engenheiros Armando Hélio de Medeiros (in memorian), Francisco Oliveira Filho, Eduardo Doglia Azambuja, Valsuir Rodrigues Galvão, José Inácio Vasconcelos e Márcio José Siqueira, que são exemplos para a minha conduta profissional.

Aos meus amigos Francisco Eugênio Barroso Costa, Norton José Allam, José Inácio Vasconcelos e Geraldo Nogueira, pela irmandade e os encontros mensais, nos quais se valorizam os bens mais valiosos de um homem: a família e a amizade.

Aos meus amigos Sami Abdalla Saad Junior, Pedro Luiz de Palco Marinelli, Márcio Lúcio de Souza Basto, Albanir de Carvalho Júnior e Fernando José Ramalho Carvalho Chagas, que acompanharam a minha dedicação e abonaram as minhas faltas na Confraria da Cachaça no Armazém do Brás.

Aos companheiros do Pedal Noturno, do Ciclismo de Longa Distância e da CIA PDR, liderada pelo Presidente Wisley Moreira Farias, que estiveram ao meu lado pedalando, incentivando e acompanhando cada obstáculo ultrapassado durante este trabalho. Os pedais realizados aos domingos, em companhia da minha esposa Marília, da Lívia, da Graça, do Laerte, do Bruno, do Petrônio, do Francisco Carlos, do Velócius, do François e do Clóvis, entre outros, foram o contraponto desta jornada e trouxeram a tranquilidade e a energia necessárias para enfrentar tão desgastante caminhada.

A todos os colegas e amigos engenheiros, em especial, os que se dedicam à geotecnia, meu agradecimento, pelo incentivo e consideração demonstrados ao longo desta jornada.

RESUMO

ENERGIA E CONFIABILIDADE APLICADAS AOS ESTAQUEAMENTOS TIPO HÉLICE CONTÍNUA

Esta tese apresenta a metodologia SCCAP, desenvolvida para o controle da execução de estaqueamentos tipo hélice contínua. A metodologia embasou-se na lei de conservação de energia, um dos fundamentos da física clássica, e quantifica a energia necessária ou o trabalho realizado para escavar cada estaca do estaqueamento. A partir da quantificação da energia e de sua relação com a capacidade de carga e deformabilidade da estaca, foram desenvolvidas rotinas e propostos critérios para a aceitação das estacas, baseados nas características estatísticas da população ou de uma amostra de energia retirada do próprio estaqueamento. Incorporada ao software de monitoramento da execução das estacas tipo hélice contínua, a metodologia possibilita, por meio do controle da energia demandada, a correção de procedimentos e de profundidade de cada estaca do estaqueamento, aumentando, por consequência, a confiabilidade e mitigando os riscos. A metodologia SCCAP foi validada através da comprovação de que a energia necessária para escavar uma estaca está relacionada à capacidade de carga da estaca quando o processo de escavação está sistematizado. Na verificação, foram utilizadas caracterizações geotécnicas dos perfis de intemperismo, sondagens de campo, provas de carga e dados de monitoramento coletados durante a execução de estaqueamentos de obras localizadas na Capital do Brasil. Os aspectos executivos que interferem no desempenho das estacas tipo hélice contínua, na capacidade de carga e na magnitude da energia necessária para escavar uma estaca foram identificados e abordados. Foi também discutida a influência das tensões residuais nas análises das provas de carga instrumentadas realizadas durante a pesquisa. Essas provas de carga foram base para a validação da metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) utilizada nas avaliações de comportamento das estacas ensaiadas, em termos de capacidade de carga e deformabilidade.

ABSTRACT

ENERGY AND RELIABILITY IN CONTINUOUS FLIGHT AUGER TYPE FOUNDATION WORKS

The present work developed the SCCAP methodology to control the execution of Continuous Flight Auger (CFA) type foundation works. The methodology was based in the law of energy conservation, which is one of the basic fundamentals from classical physics and quantifies the required energy, or developed work, to excavate each of the piles from any particular foundation site. It proposes formulations, routines and criteria for pile acceptance based on the statistical characteristics of the population or from an energy sample taken from this one. It has been incorporated into the monitoring and execution software from CFA piles machines, and it allows for local corrections on procedures and excavation depth at each executed pile from the site. Consequently it enhances the reliability and mitigates involved risks to the geotechnical job. The SCCAP methodology has been validated through the assessment that the necessary energy to excavate a particular pile is related to its bearing capacity, when the excavation process is monitored. For this verification several site investigation soundings, profiles of weathering, pile load tests and monitoring data collected during real execution jobs in sites located in the Brazilian capital have been adopted and scrutinized. The executive aspects that interfere in the performance of the CFA piles, in the pile's bearing capacity and in the magnitude of energy necessary to excavate a particular pile have been identified and discussed herein. It was also discussed the influence of the residual stresses in instrumented pile load tests carried out during the research. As noticed before, such tests were the basis of the validation of the Camapum de Carvalho *et al.* (2008 and 2010) methodologies that yield the resulting behavior of static pile load tests in terms of bearing capacity and deformability.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA	3
1.2 ESCOPO	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 SEGURANÇA NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES	7
2.2 CONTROLE DE QUALIDADE DOS ESTAQUEAMENTOS	11
2.3 HÉLICE CONTÍNUA E SUA UTILIZAÇÃO NO DISTRITO FEDERAL	16
2.4 ENERGIA E TRABALHO	23
2.5 ESTAQUEAMENTOS ESCAVADOS CONTROLADOS ATRAVÉS DA ENERGIA	27
2.6 VARIABILIDADE GEOTÉCNICA DO DISTRITO FEDERAL	30
2.7 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES	39
2.8 ENSAIOS DE CAMPO, CAPACIDADE DE SUPORTE E TENSÃO RESIDUAL	51
2.8.1 CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA E CAPACIDADE DE CARGA LIMITE	53
2.8.2 TENSÃO RESIDUAL EM PROVAS DE CARGAS	55
2.9 ANÁLISE DA CURVA CARGA <i>VERSUS</i> RECALQUE	59
3. MATERIAIS E MÉTODOS	75
3.1 LOCALIZAÇÃO E CLIMA	75
3.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS E PEDOLÓGICOS	77
3.3 ÁREAS ESTUDADAS	77
3.3.1 LEVANTAMENTO DE DADOS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS	78
3.3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E MINERALÓGICA	79
3.3.2.1 Caracterização dos Sítios 1 e 2.....	80
3.3.2.2 Caracterização do Sítio 3.....	82
3.4 ENERGIA E TRABALHO	82
3.4.1 PROCESSO DE ESCAVAÇÃO E AQUISIÇÃO DE DADOS	92
3.4.2 ELABORAÇÃO DAS ROTINAS PARA O <i>SOFTWARE</i> DE MONITORAMENTO	97
3.4.1.1 Velocidade crítica de perfuração	99
3.4.1.2 Velocidade crítica de concretagem	101
3.5 TRATAMENTO ESTATÍSTICO	103
3.5.1 CONFIABILIDADE DOS ESTAQUEAMENTOS	107

3.5.1.1	As rotinas SCCAP	108
3.5.1.2	Índice de confiabilidade.....	110
3.6	RELAÇÃO DA ENERGIA COM A CAPACIDADE DE CARGA.....	114
3.6.1	PROVAS DE CARGA	115
3.6.1.1	Sistema de reação	116
3.6.1.2	Instrumentação das estacas.....	117
3.6.2	METODOLOGIAS PARA INTERPRETAÇÃO E EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA.....	119
3.6.2.1	Método de Van der Veen (1953)	119
3.6.2.2	Conceito de Rigidez, Décourt (1998)	120
3.6.2.3	Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2008 e 2010)	121
3.6.2.4	Metodologia da NBR 6122 (ABNT, 2010).....	122
3.6.2	DESEMPENHO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA	123
3.6.2.1	Ensaio com variação de pressão de injeção no Sítio 1.....	123
3.6.2.2	Ensaio com variação de pressão de injeção no Sítio 4.....	126
3.6.2.3	Ensaio com variação de pressão de injeção no Sítio 3.....	129
3.6.2.4	Ensaio com variação de pressão de injeção no Sítio 5.....	130
4.	ANÁLISES E RESULTADOS.....	132
4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E MINERALÓGICA	133
4.1.1	CARACTERIZAÇÃO DO SÍTIO 1.....	133
4.1.1.1	Ensaio Standard Penetration Test (SPT)	133
4.1.1.2	Caracterização geotécnica	136
4.1.1.3	Caracterização mineralógica	138
4.1.1.4	Análises da caracterização geotécnica e mineralógica realizada no sítio 1	141
4.1.2	CARACTERIZAÇÃO DO SÍTIO 2.....	142
4.1.2.1	Ensaio <i>Standard Penetration Test</i> (SPT)	143
4.1.2.2	Caracterização geotécnica	144
4.1.2.3	Caracterização mineralógica	146
4.2	FATORES QUE INFLUENCIAM AS PROVAS DE CARGA INSTRUMENTADAS E A CAPACIDADE DE CARGA.	148
4.2.1	ASPECTOS TEÓRICOS E PRÁTICOS SOBRE PROVAS DE CARGAS INSTRUMENTADAS E A INFLUÊNCIA DAS TENSÕES RESIDUAIS	148
4.2.2	RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROVAS DE CARGA INSTRUMENTADASE METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i> (2008 E 2010).....	156

4.2.2.1	Sítio 2 – Resultado das Provas de Cargas Instrumentadas e Análises.....	158
4.2.2.1.1	TENSÕES RESIDUAIS – PROVAS DE CARGA SÍTIO 2.....	161
4.2.2.1.2	METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i> (2008 E 2010) – PROVAS DE CARGA SÍTIO 2	164
4.2.2.2	Sítio 10 – Resultado das Provas de Cargas Instrumentadas e Análises.....	167
4.2.2.2.1	TENSÕES RESIDUAIS – PROVA DE CARGA DO SÍTIO 10.....	169
4.2.2.2.2	ANÁLISE NUMÉRICA DA PROVA DE CARGA REALIZADA NO SÍTIO 10	170
4.2.2.2.3	METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i> (2008 E 2010) – PROVAS DE CARGA - SÍTIO 10	173
4.2.2.3	Sítios 11 e 12 – Resultado das Provas de Cargas Instrumentadas e Análises...	176
4.2.2.3.1	DISTRIBUIÇÃO DE CARGA AO LONGO DO FUSTE VIA <i>SOFTWARES UNIPILE</i> E <i>PLAXIS2 E 3D</i>	182
4.3.6.3.1.	METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i> (2008 E 2010) – PROVAS DE CARGA - SÍTIOS 11 E 12.....	184
4.2.3	INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE INJEÇÃO NO DESEMPENHO DAS ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA	188
4.2.3.1	Ensaio realizado com variação de pressão de injeção no sítio 1	191
4.2.3.2	Ensaio realizado com variação de pressão de injeção no Sítio 4	192
4.2.3.3	Ensaio com variação de pressão de injeção no Sítio 3.....	194
4.2.3.4	Ensaio com variação de pressão de injeção no Sítio 5.....	197
4.3	CONTROLE DO ESTAQUEAMENTO POR MEIO DA MEDIDA DE ENERGIA...	199
4.3.1	ENERGIA NECESSÁRIA PARA ESCAVAR AS ESTACAS DO SÍTIO 1.....	200
4.3.2	ENERGIA NECESSÁRIA PARA ESCAVAR AS ESTACAS DO SÍTIO 2.....	211
4.3.3	ENERGIA NECESSÁRIA PARA ESCAVAR AS ESTACAS DO SÍTIO 3.....	217
4.4	METODOLOGIA SCCAP	222
4.4.1	APLICAÇÃO DA METODOLOGIA SCCAP – SÍTIO 7	229
4.4.2	APLICAÇÃO DA METODOLOGIA SCCAP – SÍTIO 9	236
4.4.3	APLICAÇÃO DA METODOLOGIA SCCAP – SÍTIO 8.....	243
4.4.4	GEOESTATÍSTICA, VARIABILIDADE E OS MODELOS 3D DO N_{SPT} E DE ENERGIA – SÍTIO 8	249
4.4.5	CONFIABILIDADE DOS ESTAQUEAMENTOS	253
5.	CONCLUSÕES	258
5.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	263

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	265
A. ENSAIOS SPT – SÍTIO 1.....	282
B. GRANULOMETRIA - SITIO 1	284
C. DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X – SÍTIO 1	285
D. ENSAIOS SPT – SÍTIO 2.....	288
E. GRANULOMETRIA – SÍTIO 2.....	289
F. DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X – SÍTIO 2	291
G. METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i> (2008 E 2010) – SÍTIOS 11 E 12	295
H. MONITORAMENTO DAS ESTACAS – SÍTIOS 1 E 2	302
I. METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i> (2010) – SÍTIO 2.....	307
J. MONITORAMENTO DAS ESTACAS – SÍTIO 3	310

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades Físicas dos Solos encontrados em Águas Claras (Cardoso, 1995).	35
Tabela 2.2 - Propriedades Físicas dos Solos Colapsados encontrados em Águas Claras (Cardoso, 1995).	36
Tabela 2.3 – Mineralogia dos Solos Colapsados (Cardoso, 1995).	36
Tabela 2.4 – Resumo dos ensaios de análise granulométrica (Marques, 2006).	37
Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios para determinação dos limites de consistência (Marques,2006).	37
Tabela 2.6 – Classificações Unificada e Triângulo de Feret atribuídas às amostras ensaiadas com recurso a um agente dispersor das partículas (Marques,2006).	37
Tabela 2.7 – Principais índices físicos (Marques, 2006).	38
Tabela 3.1 – Influência do empolamento após a escavação (Fabiani,1981).	101
Tabela 3.2 - Características das estacas ensaiadas com variação de pressão de injeção.	124
Tabela 3.3 - Características das estacas ensaiadas com variação de pressão de injeção-Bloco 3.	127
Tabela 3.4 - Características das estacas ensaiadas com variação de pressão de injeção-Bloco 9.	128
Tabela 3.5 - Características das estacas ensaiadas pressões de concretagem distintas – Sítio 3.	129
Tabela 3.6 - Características das estacas ensaiadas com variação de pressão de injeção– Sítio 5.	130
Tabela 4.1 – Classificação MCT do perfil de solo e Resistência Seca do perfil do solo.	137
Tabela 4.2 – Características Geométricas das estacas instrumentadas e ensaiadas.	157
Tabela 4.3 – Sondagem SPT realizada próxima à estaca PCCI e PCCA – Sítio 2.	158
Tabela 4.4 - Parâmetros retroanalizados – Sítio 2.	163
Tabela 4.5 - Parâmetros retroanalizados (Anjos, 2006).	169
Tabela 4.6 - Parâmetros de solo obtidos via Plaxis 2D axissimétrico - Sítio 10 (Soares, 2003).	172
Tabela 4.7–Posição da instrumentação em relação ao topo da estaca – Sítio 11	179
Tabela 4.8 - Parâmetros retroanalizados – Sítio 11.	182
Tabela 4.9 – Transferência de carga Lateral e de ponta no último carregamento e pontos de inflexões da Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2008 e 2010).	185
Tabela 4.10 - Cargas de ruptura obtidas para as provas de carga nas estacas EPCJC1, EPCJC2 e EPCJC – Sítio 1.	192
Tabela 4.11 - Cargas de ruptura obtidas para as provas de carga nas estacas PCB3L9B, PCB3L9N, PCB3L9A, PCB9L6B e PCB9L6N – Sítio 4.	192
Tabela 4.12 - Ensaios de cisalhamento direto realizados na condição natural e inundada –.	197
Tabela 4.13 – Relações de engrenagens do Maquinário CZM EM 600 – Sítio 1, Blocos A e B.	201
Tabela 4.14 – Características geométricas das estacas ensaiadas - Sítio 1, blocos A e B.	204

Tabela 4.15 – Caracterização geotécnica através do ensaio N_{SPT} – Sítio 1, Blocos A e B. ...	207
Tabela 4.16 – Sondagens SPT - Blocos A, B e C.	209
Tabela 4.17 – Relações de engrenagens do Maquinário CZM EM 800 – Sítio 2.	211
Tabela 4.18 – Características geométricas das estacas ensaiadas - Sítio 2, Blocos C, I, G, J e H.	212
Tabela 4.19 – Caracterização geotécnica através do ensaio N_{SPT} – Sítio 2, Blocos C, I, G, J e H.	215
Tabela 4.20 – Características geométricas das estacas ensaiadas - Sítio 2, Blocos C, I, G, J e H.	218
Tabela 4.21 – Caracterização geotécnica através do ensaio N_{SPT} – Sítio 3.	219
Tabela 4.22 - Caracterização Geotécnica através de Ensaio SPT – Sítio 7.	230
Tabela 4.23– Trabalho necessário para execução de 133 estacas de 50 cm – Sítio 7.	232
Tabela 4.24– Trabalho necessário para execução de 50 estacas diâmetro de 40 cm – Sítio 7.	233
Tabela 4.25– Características estatísticas das populações de estacas de 40 e 50 cm – Sítio 7.	233
Tabela 4.26 – Características estatísticas das amostras – Sítio 7.	234
Tabela 4.27 – Energia necessária para a execução de 46 estacas com 0,40 m de diâmetro – Sítio 9.	240
Tabela 4.28 - Energia necessária para a execução de 89 estacas com 0,50m de diâmetro – .	240
Tabela 4.29 – Características estatísticas das populações de estacas de 40 e 50 cm – Sítio 9.	242
Tabela 4.30 – Características estatísticas das amostras 50 cm – Sítio 9.	242
Tabela 4.31 – Características estatísticas do estaqueamento- metodologia SCCAP – Sítio 9.	243
Tabela 4.32 – – Sondagem SPT – Sítio 8.	244
Tabela 4.33 – Média e Desvio Padrão - amostra de estacas com 50 cm e 60 cm de diâmetro- Sítio 8.	245
Tabela 4.34 – Energia antes e depois da metodologia SCCAP – estacas 50 cm – Sítio 8.	246
Tabela 4.35 – Energia antes e depois da metodologia SCCAP – estacas 60 cm – Sítio 8.	246
Tabela 4.36 – Índice de confiabilidade dos estaqueamentos estudados.	256
Tabela 4.37 - Probabilidades de ruína aceitáveis (Meyerhof, 1969).	256
Tabela 4.38 - Relação quantitativa entre probabilidade de ruína e índice de confiabilidade.	256
Tabela A.1 - Ensaio SPT realizados no Sítio 1.	282
Tabela A.2 - Ensaio SPT realizados no Sítio 1.	282
Tabela A.3 - Ensaio SPT realizados no Sítio 1.	283
Tabela B.1 - Classificação granulométrica e Caracterização do perfil do solo.	284
Tabela D.1 - Ensaio SPT realizados no Sítio 2.	288
Tabela E.1 - Classificação granulométrica – ensaio sem ultrassom.	289
Tabela E.2 - Classificação granulométrica – ensaio com ultrassom.	289

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Tipos de trados e lâminas de corte.....	17
Figura 2.2 – Analogia entre o parafuso de força e a estaca helicoidal (Tshua, 2007).	19
Figura 2.3 - Impulso da força resultante (Young & Freedman, 2008).....	20
Figura 2.4- Prova de carga em estaca escavada concretada em diferentes datas (Perez, 1997).	22
Figura 2.5 – a) Curva carga <i>versus</i> recalque no ensaio de carregamento estático, Aoki (1997); b) Diferença entre o modelo ideal e o modelo “real” (Aoki, 2000).	25
Figura 2.6 - Prova de carga cíclica crescente (Aoki, 1997).	25
Figura 2.7 – Modelo de Evolução Químico-Mineralógico dos Solos Tropicais Colapsíveis (Cardoso, 1995).	35
Figura 2.8 - Curvas granulométricas obtidas para a profundidade de 1m (Marques, 2006). ...	38
Figura 2.9 – Fontes de variabilidade nas propriedades geotécnicas (modificado de Christianet <i>al.</i> , 1994).	41
Figura 2.10 – Equilíbrio estático da fundação (Aoki, 2002).	42
Figura 2.11 – Curva de densidade de probabilidade de solitação e resistência (Aoki, 2005).	42
Figura 2.12 - População e amostra (Magalhães e Pedroso de Lima, 2001).	45
Figura 2.13 – Curva Normal.	48
Figura 2.14 - Função de densidade da distribuição normal padrão, valores simétricos $-Z_{\alpha/2}$ e $Z_{\alpha/2}$	50
Figura 2.15 - Distribuição do esforço normal em profundidade (Anjos, 2006).	56
Figura 2.16 -a) Distribuição de carga; b) Resistência lateral unitária em profundidade (Fellenius & Altaee, 1994).	57
Figura 2.17 -Medidas de deformações (negativas) em estaca escavada (Falconio & Mandolini, 2003).	58
Figura 2.18 -Medidas de deformações (positiva e negativa) em estaca escavada (Falconio & Mandolini, 2003).	58
Figura 2.19 – Curvas carga <i>versus</i> recalque (Alonso, 1991).	63
Figura 2.20 – Características das Estacas e do Subsolo (Subsolo Heterogêneo) - Relações de Cambefort Modificadas (Massad, 1993).	65
Figura 2.21 – Curva teórica Carga <i>versus</i> Recalque (Massad, 1993 <i>apud</i> Albuquerque, 1996).	66
Figura 2.22 – Método Escala Dupla Logarítmica (DeBeer, 1968 <i>apud</i> Fellenius, 2001).	67
Figura 2.23 – Gráfico para determinar a carga limite (Housel, 1956 <i>apud</i> Fellenius, 2006). ...	68
Figura 2.24 - Modelo idealizado nas análises de transferência de carga (Anjos, 2006).	68
Figura 2.25 – Curvas: a) Tempo <i>versus</i> Deslocamento Vertical; b) Carga <i>versus</i> Coeficiente de Recalque (Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 2008).	70
Figura 2.26 – Curvas Carga <i>versus</i> Recalque com a Carga em: a) escala aritmética; b) logarítmica (Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 2006).	71
Figura 2.27 – Metodologia proposta por Butler & Hoy (1977) <i>apud</i> Fellenius (1980).	71

Figura 2.28 – Gráficos do: a) recalque imediato acumulado x carga;b) recalque por adensamento x carga (Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 2008).....	72
Figura 2.29 – Gráfico da Rigidez (Décourt, 1996 <i>apud</i> Fellenius, 2006).....	73
Figura 2.30 – Gráfico da Rigidez para PC 43 (Escavada-Brasília): a) Ponto de Regressão da Curva Carga <i>versus</i> Recalque; b) Gráfico da Rigidez (Décourt, 1996 <i>apud</i> Melo, 2009).....	73
Figura 3.1 – Localização dos Sítios estudados.....	76
Figura 3.2 – Modelo 2,5D de solo com a localização dos furos de sondagem e conjunto de edificações (exagero vertical: 2) -Sítio Brasília -Projeto Ilhas do Lago (Silva, 2007).	78
Figura 3.3 – Localização da área de trabalho – Sítios 1, 2 e 3.	79
Figura 3.4 – Sistema de perfuração e forças: a) <i>bottom drive</i> CFA; b) sistema CFA.....	85
Figura 3.5 - Descrição do Sistema Helicoidal.....	87
Figura 3.6 – Exemplo de relatório de monitoramento.	93
Figura 3.7 – Detalhamento da caixa rotativa (Manual do Proprietário, CZM EM800, 2010).	95
Figura 3.8 - Rotinas implantadas no <i>software</i> de monitoramento das estacas hélices.....	98
Figura 3.9 – Helicoide e suas dimensões.	100
Figura 3.10 - Exemplo de relatório de monitoramento modificado.	102
Figura 3.11 – Curva de distribuição normal.....	109
Figura 3.12- Função de densidade de probabilidade de X, Y, f (x) e f (y). (Ang & Tang, 1984 <i>apud</i> Silva, 2003).	112
Figura 3.13 – Curva de densidade de probabilidade de solicitação e resistência (Aoki, 2002).	113
Figura 3.14 – Relação entre β e apF (modificado por Sandroni e Sayão, 1993).	114
Figura 3.15 - Prova de carga estática lenta – <i>Layout</i> adotado.....	116
Figura 3.16 – a) Calibração da instrumentação, Laboratório de Geotecnia da Unicamp;	118
Figura 3.17 - Execução e descida da instrumentação na estaca E212G – Sítio 10.	119
Figura 3.18 – a) Curvas Tempo <i>versus</i> Deslocamento Vertical; b) e Carga <i>versus</i> Coeficiente de Recalque (Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 2008).....	121
Figura 3.19 - Perfil geotécnico em que as estacas EPCJC1, EPCJC2 e EPCJC foram executadas (Azevedo & Silveira, 2007).	124
Figura 3.20 - Localização e <i>layout</i> das estacas ensaiadas com variação de Pressão (AZEVEDO & SILVEIRA, 2007).	124
Figura 3.21 - Pressão de injeção adotada nas estacas EPCJC1, EPCJC2 e EPCJC.	125
Figura 3.22 - Localização das provas de carga com pressões de concretagem distintas e sondagens realizadas nos Blocos 3 e 9– Sítio 4.	127
Figura 3.23 - Pressão de injeção adotada nas estacas PCB3L9B, PCB3L9N e PCB3L9A. ..	128
Figura 3.24 - Pressão de concretagem adotada nas estacas PCB9L6B e PCB9L6N.	129
Figura 3.25 – <i>Layout</i> adotado nas provas de carga – Sítio 3.....	129
Figura 3.26 – Ensaio SPT 1-A e modelo 2D do perfil de solo do Sítio 3.	130
Figura 3.27 – Ensaio SPT (Média dos SPT 4, 5 e 7) - Sítio 5.....	131
Figura 4.1- Localização dos furos de sondagens SPT no sítio 1 (Silva, 2007).....	134
Figura 4.2 – Caracterização Geotécnica através do Ensaio SPT.....	135

Figura 4.3 – Caracterização Geotécnica – Sítio 1: a) densidade real dos grãos; b) índice de vazios; e c) granulometria.	136
Figura 4.4 – Caracterização Geotécnica – Sítio 1: a) umidade natural; b) umidade higroscópica; e c) Limites de consistência.	137
Figura 4.5 - Difractometria realizada ao logo do perfil - Sítio 1.	139
Figura 4.6- Difractometria realizada na fração fina e grossa nas amostras coletadas: a) 2,0m;	140
Figura 4.7 - Evolução mineralógica devido ao intemperismo químico.	140
Figura 4.8- Localização dos furos de sondagens SPT no sítio 2.	144
Figura 4.9 – Caracterização Geotécnica – Sítio 2: a) granulometria sem ultrassom; b) granulometria com ultrassom.	145
Figura 4.10 – Caracterização Geotécnica – Sítio 2: a) umidade higroscópica; b) Limites de Consistência.	145
Figura 4.11 - Difractometria realizada ao logo do perfil - Sítio 2.	147
Figura 4.12- Difractometria realizada na fração fina e grossa nas amostras coletadas: a) a 2,0m; b) 8,0m; e c) 16,0m – Sítio 2.	147
Figura 4.13 - Prova de carga instrumentada sobre estaca cravada com diâmetro de 0,4 m e 45,0 m de comprimento (Fellenius <i>et al.</i> , 2004).	149
Figura 4.14 - Provas de carga instrumentada em estacas escavadas de 0,90 m: a) profundidade de 10,40 m em perfil arenoso e; b) profundidade de 9,50 m em perfil argiloso (Briaudet <i>al.</i> , 2000).	149
Figura 4.15–a) Curva carga <i>versus</i> deslocamento da PC 02; b) Deformações <i>versus</i> carregamento obtido no último ciclo - da PC 02; e c) Deformações <i>versus</i> carregamento obtido no 1º e 2º ciclo da PC 02 - Guimarães (2002) – Sítio 6.	151
Figura 4.16–a) Transferência de carga ao longo da profundidade – Estaca 1- Guimarães (2002); b) Curva N_{SPT} acumulado <i>versus</i> Tensão transferida; e c) Curva N_{SPT} acumulado <i>versus</i> Tensão transferida por segmento – Sítio 6.	152
Figura 4.17–a) Tensões residuais provocadas pela retração (linha cheia) e expansão (linha tracejada) do concreto; b) Influência da sucção.	155
Figura 4.18 – Curva Carga <i>versus</i> recalque PCCI e PCCA – Sítio 2.	158
Figura 4.19 – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca PCCI – Sítio 2.	160
Figura 4.20 – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca PCCA – Sítio 2.	160
Figura 4.21 – Incremento da carga transferida em função da carga aplicada – PCCI (a) e PCCA (b) – Sítio 2.	161
Figura 4.22 – Previsões de tensões residuais e transferência de carga através do <i>Software Unipile</i> – Sítio 2.	164
Figura 4.23 – Curvas tempo <i>versus</i> deslocamento vertical (a) e carga <i>versus</i> coeficiente de recalque (b) – PCCI – Sítio 2.	165
Figura 4.24– Carga <i>versus</i> Recalque imediato acumulado (a) e Carga <i>versus</i> Recalque secundário (b) – PCCI – Sítio 2.	166
Figura 4.25 – Curvas tempo <i>versus</i> deslocamento vertical (a) e carga <i>versus</i> coeficiente de recalque (b) – PCCA – Sítio 2.	167
Figura 4.26 – Carga <i>versus</i> recalque imediato acumulado (a) e carga <i>versus</i> recalque por adensamento (b) – PCCA – Sítio 2.	167

Figura 4.27 – Ensaio SPT e CPT (resistência de ponta (q_c) e resistência lateral (f_s)) - Sítio 10 (Silva <i>et al.</i> , 2002).	168
Figura 4.28 – Curva carga <i>versus</i> recalque da estaca E212G – Sítio 10.	168
Figura 4.29 – Resultado da Instrumentação da Estaca E212G – Sítio 10.	169
Figura 4.30 - Distribuição da carga em profundidade – Sítio 10 (Anjos, 2006).	170
Figura 4.31–a) Comparação entre as Curvas Carga x Recalque medidas e simuladas no Plaxis 2D para a estaca hélice contínua E212G; e b) Comparação da Transferência de Carga medida ao longo da estaca hélice contínua E212G, simulação Plaxis 2D – Sítio 10 (Soares, 2003) e Soares <i>et al.</i> , 2008).	172
Figura 4.32– Gráficos: Carga <i>versus</i> Recalque imediato – E212G – Sítio 10.	174
Figura 4.33–a) Carga <i>versus</i> Recalque secundário acumulado; e b) carga <i>versus</i> Coeficiente de deslocamento – E212G – Sítio 10.	175
Figura 4.34 - Carga Aplicada <i>versus</i> Incremento de Carga Transferida/Aumento da Carga Aplicada na base da estaca E212G -Sítio 10.	175
Figura 4.35 - Perfil Geotécnico do Sítio 11.	177
Figura 4.36–Provas de carga realizadas sobre as estacas CGA-14, EINST e CGPLAN no..	178
Figura 4.37 – Provas de carga realizadas sobre as estacas CG -14 e COEN no Sítio 11 e PC 02 no Sítio 12.	178
Figura 4.38 – Transferência de carga ao longo do fuste da estacas: a) CGA -14; e	180
Figura 4.39 – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca: a) COEN; e b) EINT– Sítio 11.	180
Figura 4.40 – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca: a) CG -14 (Sítio 11); e b) PC 02 (Sítio 12) apresentada por Soares (2008).	181
Figura 4.41–a) Curvas experimentais, retroanalisadas bi e tridimensionais e por Van der Veen (1953) (VDV); b) Comparação entre as transferências de carga experimental e numérica – Soares (2003).	184
Figura 4.42 - Carga Aplicada <i>versus</i> Incremento da Carga Transferida/Aumento da Carga Aplicada na base da estaca – CGPLAN - Sítio 11.	187
Figura 4.43 - Comparação entre a pressão no topo e na ponta do helicóide (modificado de Brons & Kool, 1988).	188
Figura 4.44 - Curvas carga <i>versus</i> recalque das estacas raiz (Perez, 1997).	189
Figura 4.45 – Detalhe do sistema de Reação utilizado nas Provas de Carga.	190
Figura 4.46 - Curvas tensão <i>versus</i> deformação, provas de carga EPCJC 1,2 e 3 – Sítio 1. .	191
Figura 4.47 - Curvas tensão <i>versus</i> deformação, provas de carga PCB3L9B, PCB3L9N e PCB3L9A – Sítio 4.	193
Figura 4.48 - Curvas tensão <i>versus</i> deformação, provas de carga PCB9L6B e PCB9L6N. .	193
Figura 4.49–a) Curvas Carga Aplicada <i>versus</i> recalque das Provas de Carga; e b) Curvas Tensão Lateral <i>versus</i> Recalque- Sítio 3.	194
Figura 4.50 - Pressões de Injeção adotadas nas estacas - Sítio 3.	195
Figura 4.51 - Gráfico Pressão de concreto <i>versus</i> Tensão Lateral – Sítio 3.	195
Figura 4.52 - Curvas Carga Aplicada <i>versus</i> recalque das Provas de Carga - Sítio 5.	197
Figura 4.53 - Pressões de Injeção adotadas nas estacas - Sítio 5.	198
Figura 4.54 - Gráfico Pressão de concreto <i>versus</i> Tensão Lateral – Sítio 5.	198
Figura 4.55 - Monitoramento das Estacas TC2BB e E84BC – Sítio 1 (Blocos A e B).	201

Figura 4.56 - N_{SPT} acumulado <i>versus</i> Energia – Sítio 1, Blocos A e B.	205
Figura 4.57 – Esquema da perfuração das estacas de pequenos diâmetros.....	206
Figura 4.58 - Curva Carga <i>versus</i> Recalque estacas E110BA (Bloco A), EPC1BB (Bloco B) e TC2BB (Bloco B).....	207
Figura 4.59 - Curva Carga <i>versus</i> Recalque estacas E55AA (Bloco A), EPC1C (Bloco C), GE24C (Bloco C), EE6B (Bloco B).....	208
Figura 4.60 – Energia <i>versus</i> Carga de ruptura – Sítio 1, Blocos A, B e C.	210
Figura 4.61 – Área lateral da estaca <i>versus</i> Carga última NBR 6122 (ABNT, 2010) (a), Área lateral da estaca <i>versus</i> Energia (c), Volume da estaca <i>versus</i> Carga última NBR 6122 (ABNT, 2010) (b), Volume da estaca <i>versus</i> Energia (d).	211
Figura 4.62 - N_{SPT} acumulado <i>versus</i> Energia – Sítio 2, Blocos C, I, G, J e H.....	213
Figura 4.63 - Curva Carga <i>versus</i> Recalque estaca PCbC , PCbG e PCbI, Sítio 2, Blocos C, G e I.....	214
Figura 4.64 - Curva Carga <i>versus</i> Recalque Estacas PCbJ e PCbH, Sítio 2, Blocos J e H....	215
Figura 4.65 - Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2008 e 2010) – Domínio do Atrito <i>versus</i> Energia – Sítio 2.	216
Figura 4.66–a) Energia <i>versus</i> atrito Lateral da Estaca e; b)Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2008 e 2010) – Domínio do Atrito <i>versus</i> Energia – Sítio 2.....	217
Figura 4.67 - N_{SPT} acumulado <i>versus</i> Energia – Sítio 3.....	218
Figura 4.68 - Curva Carga <i>versus</i> Recalque estaca PE47A e PPCA - Sítio 3.....	220
Figura 4.69 - Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010) - Gráfico do recalque secundário: a) Estaca PCA; e b) Estaca PE47A, Sítio 3.	220
Figura 4.70 – Rotinas SCCAP introduzidas no <i>Software</i> de monitoramento das estacas hélices.....	225
Figura 4.71 - Introdução dos valores limites de energia no <i>Software</i> de monitoramento das estacas hélices.	226
Figura 4.72 – Saída gráfica da Metodologia SCCAP.....	226
Figura 4.73 – Telemonitoramento da execução através da tecnologia GSM.....	227
Figura 4.74 - Tela do computador de monitoramento - cabine de operação.....	228
Figura 4.75 - Modificações introduzidas no <i>Software</i> de monitoramento das estacas hélices.	228
Figura 4.76 - Localização dos Sítio2, 7 e 9.....	229
Figura 4.77 – Prova de carga sobre a Estaca E 12D (Diâmetro de 40cm e comprimento de 10,16m) – Sítio 7.....	231
Figura 4.78 – Gráficos recalque imediato e secundário acumulados - Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010).....	231
Figura 4.79 - Teste de normalidade Anderson & Darling (1952) – Sítio 7.....	234
Figura 4.80 – Características estatísticas das populações antes e depois do SCCAP – Sítio 7.	236
Figura 4.81 – Caracterização Geotécnica - Ensaio SPT – Sítio 9.	237
Figura 4.82 – Provas de cargas E150B e E333D3 – Sítio 9.....	238
Figura 4.83 – Curvas carga <i>versus</i> coeficiente de deslocamento: a) estaca 150B; b) estaca E333D3 – Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010) – Sítio 9.....	238
Figura 4.84 – Teste de normalidade Anderson & Darling (1952) – Sítio 9.....	241

Figura 4.85 – Superfície resistente de energia – estacas 40 cm e 50 cm – Sítio 9.....	243
Figura 4.86 - Localização do Sítio 8.	244
Figura 4.87 – Prova de carga de referência e Coeficiente de deslocamento da Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010) – Estaca ERB II - Sítio 8.....	245
Figura 4.88 - Distribuição de Frequência antes e depois da metodologia SCCAP- Sítio 8...	248
Figura 4.89 - Perfil de energia e de N_{SPT} do Sítio 8.	248
Figura 4.90 – Modelo 3D de energia acumulada – Gráfico de cerca- Sítio 8.....	250
Figura 4.91 – Fatiamento horizontal na cota 1029,00 do modelo 3D de N_{SPT} e da Energia - Sítio 8.	251
Figura 4.92 – Fatiamento vertical (Corte AA) do Modelo 3D de N_{SPT} e Energia - Sítio 8. ..	252
Figura 4.93 – Fatiamento vertical (Corte BB) do Modelo 3D de N_{SPT} , Energia e Energia Acumulada- Sítio 8.....	253
Figura C.1 - Difratometria realizada ao longo do perfil - Sítio 1.....	287
Figura F.1 - Difratometria realizada ao longo do perfil - Sítio 2.	294
Figura G.1 - Curvas Carga <i>versus</i> Recalque imediato – CGPLAN – Sítio 11.....	295
Figura G.2 - Curvas Carga <i>versus</i> Recalque Secundário – CGPLAN – Sítio 11.....	295
Figura G.3 - Curvas Carga <i>versus</i> Coeficiente de deslocamento – CGPLAN – Sítio 11.	296
Figura G.4 - Curvas Carga <i>versus</i> Recalque imediato – CG 14 – Sítio 11.....	296
Figura G.5 - Curvas Carga <i>versus</i> Recalque Secundário – CG 14 – Sítio 11.	296
Figura G.6 - Curvas Carga <i>versus</i> Coeficiente de deslocamento – CG 14 – Sítio 11.....	297
Figura G.7 – Curvas Carga <i>versus</i> Recalque imediato acumulado CGA -14 – Sítio 11.....	297
Figura G.8 – Curvas Carga <i>versus</i> Recalque secundário acumulado CGA -14 – Sítio 11. ...	297
Figura G.9 – Curvas Carga <i>versus</i> coeficiente de deslocamento CGA -14 – Sítio 11.....	298
Figura G.10 - Curvas Carga <i>versus</i> Recalque imediato – COEN – Sítio 11.....	298
Figura G.11 - Curvas Carga <i>versus</i> Recalque Secundário – COEN – Sítio 11.....	298
Figura G.12 - Curvas Carga <i>versus</i> Coeficiente de deslocamento – COEN – Sítio 11.	299
Figura G.13 - Curvas Carga <i>versus</i> Recalque imediato – EINT – Sítio 11.....	299
Figura G.14 - Curvas Carga <i>versus</i> Recalque Secundário – EINT – Sítio 11.....	299
Figura G.15 - Curvas Carga <i>versus</i> Coeficiente de deslocamento – EINT – Sítio 11.	300
Figura G.16 – Curvas Carga <i>versus</i> Recalque imediato acumulado– PC 02 – Sítio 12.....	300
Figura G.17 - Curvas Carga <i>versus</i> Recalque secundário acumulado– PC 02 – Sítio 12.....	300
Figura G.18 – Curva Carga <i>versus</i> coeficiente de deslocamento – PC 02 – Sítio.	301
Figura H.1 - Monitoramento das Estacas E110BA, EPC1BB, E25BB, E26BB, E52BB e E37BB – Sítio 1 (Blocos A e B).	303
Figura H.2 - Monitoramento das estacas E55AA, EPC1C, GE 24C e EE6B, Sítio 1.....	304
Figura H.3 - Monitoramento das Estacas PCbC e PCbI (Blocos C e I), PCbG e PCbJ (Blocos G e J) e PCbH (Bloco H) – Sítio 2.	306
Figura I.1 - Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbC, Sítio 2, Bloco C.	307
Figura I.2 - Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbI, Sítio 2, Bloco I.	307
Figura I.3 - Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbG, Sítio 2, Bloco G.....	308

Figura I.4 - Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbJ, Sítio 2, Bloco J.	308
Figura I.5 - Metodologia Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbH, Sítio 2, Bloco H.....	309
Figura J.1 - Monitoramento das Estacas PE47A, ER 01, EER2 e PCA – Sítio 3.....	311

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas e Científicas
ANOVA	Análise de Variância
CEB	Comitê Europeu de Concreto
CFA	Continuous Flight Auger
cm	centímetros
CPT.....	Cone Penetration Test
CPTU.....	Cone Penetration Test Undrained
CRP	Constant Rate of Penetration test
DF.....	Distrito Federal
DMT	DilatoMeter Test
DMX.....	Deslocamento máximo descendente
DPL	Dynamic Probe Light
DRX	difratometria de raios-X
e	índice de vazios
F.....	força
g.....	gravidade
Gs	densidade real dos grãos
I _p	Índice de plasticidade
J	joule
K ₀	Coeficiente de empuxo no repouso
kg.....	quilograma
kN	quilonewton
kPa.....	quilopascal
m.....	metro
MCT	Miniatura Compactada Tropical
mm.....	milímetro
min.....	minuto
N	newton
n.....	porosidade
NA.....	nível d'água
NBR.....	Norma Brasileira
N _{SPT}	resistência à penetração

NE.....	Nordeste
PC.....	Prova de Carga
PDA.....	Pile Driving Analyser
pH.....	potencial hidrogeniônico
PIT.....	Pile Integrity Test
PMT.....	Pressuremeter Test
R^2	coeficiente de correlação linear
RMX.....	Resistência estática mobilizada em cada golpe
RTOS.....	Real-Time Operation System
s.....	segundo
SACI.....	Continuous Flight Auger Instrumentation
SCCAP.....	Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci
SE.....	Sudeste
SPT.....	Standard Penetration Test
SPT-T.....	Standard Penetration Test com medida de torque
Sr.....	grau de saturação
TBM.....	Tunnel Boring Machine
UnB.....	Universidade de Brasília
W.....	trabalho
w.....	teor de umidade
w_h	teor de umidade higroscópica
w_L	Limite de Liquidez
w_n	teor de umidade natural
w_p	Limite de Plasticidade
γ	peso específico do solo
γ_s	peso específico real dos grãos
γ_d	peso específico aparente seco máximo
μ	média
σ	desvio padrão
σ'_v	tensão vertical efetiva
2D.....	bidimensional
3D.....	tridimensional
$^{\circ}$ C.....	grau Celsius

° graus
% porcentagem
..... número
' minuto
“ segundo

1. INTRODUÇÃO

A previsão de comportamento e o controle da execução das fundações na engenharia geotécnica são, muitas vezes, exercidos com parcelas de empirismo e intuição. A essas peculiaridades, somam, com frequência, as incertezas, oriundas da natureza do próprio maciço, e as limitações nos estudos preliminares que servem de suporte à elaboração do projeto. Entretanto, o resultado final, ou seja, o desempenho da fundação, apesar das incertezas das ações, da variabilidade geotécnica e dos modelos adotados, entre outras, e independentemente do critério, do método e da filosofia assumida no projeto e na execução, deve ser satisfatório, objetivo que nem sempre é atingido. Entende-se como ideal a fundação que ofereça o mínimo de risco quanto à segurança e o máximo de economia quanto aos custos. Mas, para satisfazer a este binômio, fazem-se necessários estudos preliminares amplos e consistentes para o entendimento do comportamento geológico-geotécnico do maciço e da sua interação com a fundação e a superestrutura. Nesse contexto, a segurança é atingida apenas se a execução das fundações for contemplada com qualidade e um rígido controle. Hoje, a espacialização das informações geológico-geotécnicas e do controle da execução conjugados a análises por meio de métodos probabilísticos ao longo de todo o processo, do projeto à execução, são elementos essenciais à satisfação do binômio apresentado, segurança e economia. Mitigar o risco, concebendo projetos seguros e econômicos é o maior desafio da engenharia geotécnica.

Portanto, segurança e confiabilidade na engenharia de fundações deve ser objeto de estudo e atenção, pois apenas a prática corrente do uso do coeficiente de segurança na fase de projeto não garante a análise e a avaliação apropriada dos riscos associados ao projeto e à execução da obra.

Geralmente, as análises de segurança na engenharia de fundações são realizadas em nível de projeto e são determinísticas, ou seja, teoricamente existe a certeza dos parâmetros envolvidos no dimensionamento e se aceita como exata a metodologia de cálculo adotada. Entretanto, a grande fonte de variabilidade na engenharia de fundação é a formação geológico-geotécnica, sendo o desempenho do sistema solo-fundação fortemente influenciado pela variabilidade estratigráfica ao longo do perfil e no maciço como um todo. Somam-se a estas incertezas, dúvidas quanto aos carregamentos e aos resultados da execução, tais como a qualidade do

processo executivo, integridade do elemento estrutural e qualidade da interação entre este e o maciço.

Na Engenharia de Fundações, vêm-se procurando técnicas que garantam a avaliação e o bom desempenho das fundações, em relação à resistência e/ou à deformabilidade. Entretanto, a capacidade de suporte é avaliada isoladamente apenas na fase de projeto, geralmente, sem análises de deformabilidade, sendo o controle e a garantia das premissas de projetos, durante a execução, relegados a um segundo plano ou simplesmente ignorados.

O controle de qualidade na execução exige ferramentas que identifiquem ou não a necessidade de intervenção durante a execução. Nos estaqueamentos, basicamente, buscam-se garantias de que as premissas de projetos em termos de capacidade de carga e deformabilidade sejam atendidas durante a execução, ou seja, que se defina, no projeto e na execução, entre as várias possibilidades, uma superfície resistente para as cotas de assentamento das bases das estacas que atendam aos requisitos técnicos, econômicos e legais.

Portanto, adotar rotinas calçadas em conceitos físicos e probabilísticos, durante a execução de um estaqueamento, é uma forma segura, eficaz e científica de oferecer maior confiabilidade aos resultados esperados, sendo este o desafio que aqui se coloca.

O conceito de energia é um conceito fundamental da Física e está associado à capacidade de realizar uma ação ou um trabalho. Portanto, ao introduzir uma ferramenta de perfuração no solo, por exemplo, um helicóide, provocam-se deformações plásticas e elásticas, quebra da estrutura, entre outros fenômenos que ocorrem na transferência de energia ou do consumo de energia através das forças não conservativas como o atrito, dissipando-a em forma de calor e som, fenômenos que, na física, são estudados pela termodinâmica. Na termodinâmica, existem duas formas de transferir energia entre sistemas: o trabalho e o calor. Portanto, entender e mensurar a transferência de energia durante o processo de escavação de uma estaca é o primeiro passo para que se possa controlar um estaqueamento através da energia necessária para escavar cada estaca. Como ponto de partida, podem ser utilizadas as características estatísticas de uma amostra do estaqueamento ou de um banco de dados regional que esteja devidamente validado e aferido.

Neste contexto, desenvolveu-se uma metodologia de controle e uniformização dos estaqueamentos escavados, especificamente do tipo hélice contínua, a metodologia SCCAP,

baseada na interpretação da energia necessária ou do trabalho realizado durante a escavação de uma estaca. A partir do entendimento do sistema de forças das perfuratrizes e do princípio de conservação de energia, foi possível obter a energia demandada para escavar uma estaca, o que permitiu, por meio do uso de conceitos estatísticos, controlar a qualidade da escavação do estaqueamento. Para a comprovação da eficiência da metodologia SCCAP, foram utilizadas provas de carga e comparações com previsões oriundas de ensaios SPT. A metodologia desenvolvida e testada pode ser estendida para qualquer tipo de estaca escavada ou de deslocamento bem como a outras escavações rotativas como as dos túneis, desde que seja possível identificar o sistema de forças para quantificar a energia gasta no processo.

Em termos mais abrangentes, pode-se dizer que a adoção do controle de qualidade nos estaqueamentos escavados durante a fase de execução trará garantia quanto à conformidade do estaqueamento. Além disso, em muitos casos, pode trazer também economia com a adoção de critérios de paralisação e aceitação de estacas baseados na energia demandada durante a escavação, como o que ocorre nos estaqueamentos executados com estacas pré-moldadas.

As rotinas propostas, SCCAP, não substituem o juízo do engenheiro geotécnico, mas podem auxiliá-lo na identificação e mitigação dos riscos inerentes a qualquer tipo de estaqueamento, especialmente nos que não possuem controles balizados em conceitos científicos, como os escavados.

1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

Esta pesquisa teve por objetivo geral desenvolver uma metodologia para o controle dos estaqueamentos escavados a partir da introdução de conceitos físicos e estatísticos. Para atingir este objetivo geral, foram fixados como objetivos específicos:

- Entender o processo de escavação das estacas escavadas, em especial, do tipo hélice contínua, e, a partir da identificação das forças que atuam no sistema, quantificar a energia ou trabalho necessário para escavar uma estaca;
- Caracterizar os perfis de intemperismo de dois locais de estudo, de modo a subsidiar o entendimento do comportamento do maciço quanto à demanda de energia no processo de execução das estacas, quanto à importância da pressão de concretagem para o sobreconsumo de concreto, quanto à melhoria da interação solo-estrutura de fundação e quanto ao entendimento dos resultados das provas de cargas;

- Desenvolver, para aplicação automática por meio de um *software* de monitoramento das estacas hélices, rotinas que garantam controle e qualidade ao estaqueamento. Entender os dados provenientes do *software* de monitoramento das estacas hélices e, a partir dessas análises, aperfeiçoar as rotinas;
- Realizar provas de carga com instrumentação que possibilitem comparar o atrito lateral e a parcela de ponta obtidas nestes ensaios com os sugeridos pela metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010).

1.2 ESCOPO

A tese é composta dos cinco capítulos sumarizados a seguir:

Capítulo 1 – Apresenta uma introdução ao tema, a sua importância, a motivação e o objetivo do trabalho.

Capítulo 2 – Apresenta a revisão bibliográfica sobre o tema abordado, enfatizando conceitos como segurança nos estaqueamentos, lei de conservação de energia que é sintetizada no princípio de Hamilton, capacidade de carga e controle de qualidade dos estaqueamentos. Também apresenta um breve histórico sobre as estacas tipo hélice contínua, sua aplicabilidade e fatores que afetam o seu desempenho. Além disso, aborda as características geológicas e geotécnicas do Distrito Federal e os aspectos relevantes como a colapsividade e mineralogia e sua influência no comportamento da curva carga *versus* recalque. Por fim, conceitos probabilísticos são apresentados, como os de confiabilidade e probabilidade de ruína. Os temas abordados transitam por aspectos fundamentais para o entendimento da tese.

Capítulo 3 – Neste capítulo, Materiais e Métodos, descreve-se o programa experimental adotado baseado na realização dos ensaios de campo e laboratório para a caracterização física, mecânica e mineralógica do solo estudado, descrevendo suas particularidades. O sistema de força aplicado ao helicóide durante a escavação de uma estaca tipo hélice contínua é minuciosamente apresentado e, a partir do princípio da conservação de energia, é proposta metodologia e formulação para quantificar a energia demandada durante a escavação de uma estaca. Propõem-se, também, rotinas para a aquisição automatizada da energia ou trabalho necessário para escavar uma estaca, e rotinas para o tratamento estatístico do banco de dados obtidos, que possibilita a uniformização do estaqueamento e aumento de sua confiabilidade. Dissecam-se ainda a metodologia

Camapum de Carvalho *et al* (2008 e 2010) para compará-la com resultados obtidos através de provas de cargas instrumentadas.

Capítulo 4 – Apresenta e analisa os resultados das caracterizações geotécnicas e das provas de carga realizadas, colocando em destaque e validando a metodologia de controle da execução de estaqueamentos proposta com base na relação existente entre energia dispendida na execução de uma estaca e sua capacidade de carga. A influência dos aspectos construtivos, como a pressão de concretagem na capacidade de carga obtida através de provas de carga, é discutida. Estudou-se a influência das tensões residuais na análise das provas de cargas instrumentadas. Valida-se, com base nos resultados de provas de carga instrumentadas, a metodologia Camapum de Carvalho *et al* (2008 e 2010) de análise dos resultados de provas de carga.

Capítulo 5 – Conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras são efetivadas neste capítulo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Recentemente, foram incorporados à filosofia de projeto e execução de fundação novos conceitos pela NBR 6122 (ABNT, 2010) - Projeto e Execução de Fundações, que fazem um contraponto à filosofia da margem de segurança representada pelo fator de segurança. Isso reforça a necessidade de que a segurança e a conformidade de uma fundação, que eram única e exclusivamente garantidas pelo fator de segurança fundamentado no determinismo, passem a ser quantificadas também por métodos probabilísticos. Ou seja, reconheceu-se que o exercício da Engenharia de Fundação não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a ele, o que permite e incentiva o uso de conceitos probabilísticos. Na NBR 6122 (ABNT, 2010), são apresentados procedimentos para determinar a variabilidade das resistências dos elementos de fundações, levando em consideração o caráter aleatório e a variabilidade presente nos projetos e na execução das fundações, por meio de uma visão sistêmica e probabilística do problema.

As fundações, como qualquer outra parte de uma estrutura, devem ser projetadas e executadas de forma a garantir, sob a ação das cargas em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade. Uma estrutura é considerada segura quando puder suportar as ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil sem ser impedida, quer temporária, quer permanentemente, de desempenhar suas funções (Alonso, 1998).

Espera-se da Engenharia de Fundações que o projeto, a execução e a interação solo-estrutura, sejam ao mesmo tempo seguros, econômicos e duráveis. Essa expectativa requer conhecimentos de Mecânica dos Solos, Mecânica das Rochas e Geologia de Engenharia, ciências que compõem a Geotecnia, e de Engenharia Estrutural para o dimensionamento do elemento estrutural, ou seja, a engenharia de fundações transita e exige conhecimento de diversas áreas científicas.

Atualmente, as técnicas de avaliação do comportamento das fundações no campo, geralmente, estão restritas à verificação do desempenho de fundações por meio de provas de cargas, sejam estas estáticas ou dinâmicas, excetuando-se as estacas cravadas, que são submetidas e uniformizadas através do controle de energia, nega ou repique.

2.1 SEGURANÇA NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

A segurança na engenharia de fundações sofre influência de variados fenômenos, destacando-se as várias técnicas de instalação e concretagem, dos carregamentos e das condições de subsolo e dos eventuais erros humanos cometidos na fase de projeto ou de execução. Segundo Silva (2003), os conceitos básicos de segurança em estruturas em geral, abrangem estudos sobre as ações, a vida útil, o estado de desempenho e a segurança propriamente dita, e costumam ter dois aspectos que, algumas vezes, podem ser confundidos: o aspecto qualitativo e o aspecto quantitativo, conceitos que podem ser estendidos à segurança das fundações. O aspecto qualitativo define se uma estrutura possui segurança; o aspecto quantitativo procura quantificar a segurança, ou seja, estabelece um número que serve como medida da segurança existente na estrutura.

Uma fundação é segura, do ponto de vista qualitativo, se possuir resistência para suportar as ações previstas que vierem a solicitá-la durante toda a sua vida útil sem apresentar sinais de alerta ou falhas que prejudiquem a sua utilização. Sobre o aspecto quantitativo, seria necessário conhecer a magnitude real das solicitações e qual seria a real capacidade resistiva da fundação, ou seja, o limite entre o sucesso e a falha.

Segundo Oliveira (1998), em nenhum projeto estrutural, há conhecimento completo de todas as informações necessárias à sua realização, pois são inúmeras as incertezas e as variações existentes, tanto nas solicitações, quanto na capacidade resistente do sistema. Pode-se citar como exemplo a variabilidade das características resistentes dos materiais, os inevitáveis erros, o não cumprimento das especificações de projeto, as diferenças entre o comportamento real da estrutura e o previsto pelos modelos de análise etc. Neste contexto, podem-se enquadrar os projetos de fundações.

A primeira tentativa de solucionar esse problema foi definir margem de segurança, que consiste em adotar valores um pouco distantes dos valores reais de resistência e de solicitação, de forma a considerar as incertezas existentes sobre estes, no intuito de evitar uma possível falha. Portanto, os projetos sempre foram realizados sob condições de incertezas quanto às ações e às resistências e, por isso, o critério básico de qualquer projeto, independente do método ou filosofia adotada, é o de que a capacidade resistente do sistema deve exceder às solicitações com uma margem aceitável de segurança (Silva, 2003).

Segundo Meyerhof (1995), a segurança nos projetos pode ser alcançada por três métodos:

- Método das Cargas Admissíveis: que consiste na aplicação de um coeficiente de segurança global;
- Método dos Estados Limites: baseado na aplicação dos coeficientes parciais de segurança;
- Métodos Probabilísticos: baseados em análises de Confiabilidade.

Os métodos possuem como principais diferenças a forma como as solicitações e as resistências são comparadas e como a segurança é avaliada. O método das cargas admissíveis foi desenvolvido a partir dos coeficientes de segurança globais, valores aferidos por meio do índice de sucesso ou insucesso das experiências anteriores. Na Engenharia de Fundações, os valores atuais dos coeficientes de segurança foram aferidos e consagrados num demorado processo de observação dos resultados de sua utilização.

Segundo Bernardo (1999), o Comitê Europeu de Concreto (CEB) adotou os coeficientes parciais de segurança e introduziu o conceito estatístico de resistência e ações características em 1964. Neste modelo, a Estatística foi usada somente para definir os valores característicos e não para determinar os coeficientes parciais de cálculo, pois é deixado claro que os coeficientes adotados para modificar os valores característicos são destinados a considerar aqueles aspectos ainda não avaliados por tratamento estatístico. Meyerhof (1995) apresenta o histórico do desenvolvimento do Método dos Estados Limites na Engenharia Geotécnica, a partir de Terzaghi (1943), que dividiu os problemas da Mecânica dos Solos em dois grupos de problemas a serem solucionados: os de estabilidade e os de elasticidade, que representam os estados limites últimos e de serviço, respectivamente.

Segundo Silva (2003), a técnica de projeto de fundações não tem recebido o tratamento científico adequado. Essa afirmação pode ser comprovada ao se considerar quão pequeno é o número de conceitos gerais estabelecidos com base científica e utilizados na engenharia de fundações (Velloso & Lopes, 1996).

As incertezas na engenharia não estão limitadas somente à variabilidade das variáveis básicas. Os valores estimados de uma dada variável, como a média, por exemplo, são baseados em dados experimentais e, portanto, não estão livres de erros (especialmente quando os dados são limitados). Os modelos matemáticos ou de simulação (como por exemplo, fórmulas, equações, algoritmos, programas de simulação computacional etc.) e os de laboratório, usados na análise de engenharia, são representações idealizadas da realidade, algumas vezes, representações

imperfeitas do universo real. Consequentemente, previsões e/ou cálculos feitos com base nesses modelos podem ser imprecisos e, portanto, também dão margem a incertezas.

Silva (2003) também descreve a evolução e a introdução das filosofias e dos métodos de segurança nos projetos geotécnicos detalhadamente, da aplicação dos conceitos de estados limites na Geotecnia por Coulomb (1773) e Rankine (1857), passando pela aplicação dos coeficientes parciais apresentado por Hansen (1953, 1956) até a aplicação da confiabilidade nos projetos geotécnicos, introduzida a partir da proposição de Ang & Tang (1984). Ainda segundo Silva, Hasen (1953, 1956) calibrou os coeficientes de segurança parciais para proporcionar nível de segurança similar ao Método das Cargas Admissíveis, os quais serviram de base para a *Danish Standard for Foundations* (Norma Dinamarquesa de Fundações) em 1956.

Ang & Tang (1984) salientam que um dos objetivos da engenharia é garantir a segurança e o desempenho satisfatório das estruturas com o máximo de economia. Entretanto, atingir esse objetivo geralmente não é um problema simples, devido às inúmeras incertezas e variabilidades presentes. Portanto, sempre existirá alguma probabilidade de ruína ou de mau desempenho. Por menor que seja, o risco sempre estará presente na engenharia.

Entretanto, para Vargas (1996), a verificação da segurança deve ser feita de forma científica, utilizando-se métodos estatísticos e conceitos probabilísticos, passando-se a quantificar as incertezas, base dos coeficientes de segurança globais. Para Bernardo (1999), os projetos de engenharia exigem a resolução de incertezas e essas, quer sejam associadas à variabilidade inerente quer a erros de previsão, podem ser avaliadas em termos estatísticos, e a sua importância na segurança e no desempenho pode ser sistematicamente analisada usando-se conceitos e métodos probabilísticos.

Geralmente, os projetos geotécnicos, em especial os de fundações, não consideram a variabilidade adequadamente. Nos métodos teóricos, por exemplo, a capacidade de carga é obtida por modelos analíticos, nos quais os parâmetros de resistência do solo são considerados a partir de valores característicos ou minorados por seus respectivos coeficientes de segurança. No entanto, obter o valor característico a partir de uma quantidade reduzida de ensaios de campo e laboratório compromete a representatividade desses parâmetros. Este procedimento é adotado na grande maioria dos projetos de fundações, que são elaborados a partir da utilização de fórmulas empíricas e semiempíricas, baseados no SPT (*Standard Penetration Test*),

raramente são utilizados ensaios mais avançados como CPT (*Cone Penetration Test*) ou mesmos os geofísicos, os quais dependendo do perfil geotécnico-geológico, podem mitigar as incertezas entre os furos de sondagens, ficando a segurança, geralmente, garantida pela aplicação da margem de segurança ou do fator de segurança, sejam estes globais ou parciais.

Segundo Silva (2003), admitindo-se que se dispusesse de um número adequado de ensaios *in situ* para a realização de um estudo estatístico e que a distribuição de probabilidade da capacidade de carga fosse normal, aceita-se, geralmente, a probabilidade de se obter até 5% dos resultados experimentais abaixo do valor representativo. Quando não se dispõe de ensaios em quantidade suficiente para efetuar um estudo estatístico, o valor da capacidade de carga estabelecido é denominado de capacidade de carga característica nominal (Lacasse & Nadim, 1997).

Bilfinger (2002) alerta que, em projeto de fundações, existe dificuldade em avaliar qual é a sondagem representativa do subsolo, pois diversas são as formas de consideração. Entre essas, podem ser citadas, por exemplo, a divisão da área da obra em subáreas de influência de cada furo de sondagem, a adoção de uma sondagem média, a adoção de uma sondagem ruim como representativa ou ainda a montagem de uma sondagem fictícia baseada em valores médios ou mínimos, entre outros.

Um paralelo entre a engenharia estrutural e a de fundações pode ser feito, através das considerações de Ang & Tang (1984) para os sistemas estruturais. Um sistema estrutural pode falhar ao desempenhar as funções para as quais foi projetado, pois o risco está sempre implícito em um sistema estrutural, assim como nas fundações. Lembra-se de que algumas decisões tomadas durante a elaboração dos projetos de fundações são tomadas sob condições de incertezas, conseqüentemente, a probabilidade de ruína estará sempre presente.

Ainda segundo Ang & Tang (1984), a segurança só pode ser atingida em termos da probabilidade de que a capacidade resistiva será suficiente para resistir à máxima ação ou à combinação de ações que acontecerão durante a vida útil da estrutura.

Segundo Silva (2003), a prática atual de fundações profundas no Brasil utiliza, na sua grande maioria, o Método da Carga Admissível na realização dos projetos de fundações. A autora alertou que o cálculo da carga admissível de uma fundação, apenas considerando a aplicação de um coeficiente de segurança global, não é suficiente para garantir a segurança da mesma.

Afirmou também que o coeficiente de segurança, por não estar vinculado à probabilidade de ruína, não é capaz de garantir a segurança de uma obra e propôs, a partir de conceitos da Teoria da Confiabilidade, formulação para o cálculo da carga admissível de um estaqueamento baseada no índice de confiabilidade, permitindo projetar uma fundação para a probabilidade de ruína desejada.

Salienta-se que a capacidade de carga das fundações, geralmente, é levantada a partir de métodos baseados em ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*), DMT (*Dilatometer Test*), PMT (*Pressuremeter Test*), métodos de natureza empírica ou semiempírica, que correlaciona diretamente a medida obtida nos ensaios com a capacidade da fundação, raramente utilizando a teoria da confiabilidade.

Van Impe (1994) aconselha o uso de ensaios como o CPT e o DMT, devido à maior repetibilidade dos resultados obtidos nos ensaios.

Lembra-se de que a segurança também deve ser garantida durante a execução e instalação das fundações, ou seja, as condições pré-estabelecidas em projeto devem ser verificadas. Velloso (1990) assegura que a qualidade de uma fundação nada mais é do que sua adequação ao uso para o qual foi concebida, ou seja, a partir de um controle de qualidade de uma obra de fundações é que se pode avaliar e, conseqüentemente aprovar, aceitar ou recusar a mesma. O autor salienta, ainda, que a qualidade tem uma função pedagógica, que deve se aplicar a toda empresa, desde a sua direção até o mais subalterno servidor, sendo a ignorância o maior inimigo da qualidade, e a burocracia o maior inimigo da garantia da qualidade. Segundo ele, só se pode controlar aquilo que se pode verificar e só se pode exigir o que se pode controlar. O referido autor enfatiza que, especificamente em fundações, o cumprimento dos formalismos da garantia da qualidade não significa necessariamente que o bom desempenho esteja assegurado, pois um aspecto que diferencia um projeto de estrutura de um projeto de fundações é que, no primeiro caso, as características dos materiais de construção são definidas pelo projetista, enquanto, no segundo, trabalha-se com o maciço, que é um material não fabricado pelo homem.

2.2 CONTROLE DE QUALIDADE DOS ESTAQUEAMENTOS

Entre os métodos existentes para avaliar a capacidade de carga de uma estaca, a prova de carga de estática é, sem dúvida, o mais eficiente; entretanto, a avaliação de todo o estaqueamento

por meio de provas de cargas estáticas ou até mesmo dinâmicas é morosa e inviável economicamente.

Nos estaqueamentos cravados, geralmente, é feita a uniformização dos estaqueamentos pelo controle de energia, no caso, representado pela nega ou o repique. Aoki (1986) afirma que o controle de cravação é feito tradicionalmente pela nega, ou seja, pelo deslocamento plástico do solo medido no topo da estaca. Segundo Aoki & Cintra (1996), a capacidade de carga de uma estaca de uma fundação corresponde à carga que provoca a ruptura do elo mais fraco do sistema solo-estaca, geralmente o maciço de solo.

A nega, o repique elástico e os perfis estratigráficos do solo devem ser considerados no controle das estacas cravadas, e é indispensável o controle do estaqueamento por meio de formulações dinâmicas e estáticas, possibilitando, assim, comparar os resultados obtidos em campo com os de projeto e até com os resultados das provas de cargas, caso existam.

Velloso & Lopes (2002) afirmam que o controle à cravação da estaca pode ser feito de diferentes maneiras. A mais tradicional é a nega, que consiste em riscar uma linha horizontal na estaca tendo como referência a torre do bate-estaca. Aplicam-se 10 golpes e mede-se a distância entre o risco e a linha de referência na torre do bate-estaca; divide-se a distância por 10 (dez), obtendo-se a penetração média por golpe ou nega. Pode-se afirmar que essa penetração está diretamente ligada à energia de cravação ou de queda do martelo, relação que as fórmulas dinâmicas tentam correlacionar através da nega, utilizando o princípio da conservação de energia. Deduzindo-se com base na lei de Newton, de impacto entre dois corpos rígidos, iguala-se a energia de queda do martelo com a resistência dinâmica à cravação ou iguala-se a energia potencial do martelo ao trabalho realizado na cravação da estaca. Os autores ainda descrevem outra forma de controlar o estaqueamento, o repique. Segundo eles, para obter-se o repique, prende-se uma folha de papel na estaca, estabelece-se uma referência na torre do bate-estaca e, com o auxílio de um lápis, registra-se o movimento da estaca ao receber o golpe do martelo, o que indicará a nega e o repique da estaca. O repique, descontado o encurtamento elástico, indica o quanto a estaca está sendo solicitada axialmente. Segundo Vieira (2006), à medida que a estaca atinge uma profundidade próxima daquela necessária para sua capacidade de carga, a nega diminui e o repique aumenta.

Apesar das limitações, o controle dos estaqueamentos pré-moldados, por meio do controle da energia, através de formulações dinâmicas, tende a garantir qualidade e uniformidade aos

estaqueamentos, ou seja, procura-se manter, durante a cravação, negas ou repiques semelhantes que, geralmente, estão relacionados com uma capacidade de carga. As fórmulas dinâmicas devem ser empregadas para o cálculo da nega ou do repique elástico da estaca, devendo sua capacidade de carga ser determinada por formulações teóricas ou semiempíricas, que consideram as diferentes características geomecânicas do solo atravessado, ou seja, após determinar a capacidade de carga admissível da estaca, calcula-se a nega que estará relacionada com a resistência admissível (Santos Filho & Sadalla Neto, 2003).

Para Vieira (2006), as principais perdas de energia em martelos de queda livre são: atrito do martelo nas guias; atrito dos cabos na roldana; perda de energia associada às deformações elásticas da estaca, do solo e do sistema de amortecimento (cepo e coxim); operação do bate-estaca decorrente da atuação precoce do guincho ao final da queda do martelo.

Nas estacas tipo Franki, o controle da cravação é feito com auxílio de métodos dinâmicos por meio do emprego de fórmulas dinâmicas, garantindo qualidade e homogeneidade ao estaqueamento. Também é adotado, no alargamento de base deste tipo de fundação, o critério de energia mínima necessária, ou seja, os últimos litros de concreto introduzidos na base exigem uma determinada energia que é pré-estabelecida em projeto.

A prova de carga estática certamente é a metodologia mais confiável para determinar a capacidade de carga de uma estaca. Ela é normalizada pela NBR 12131 (ABNT, 2006). Segundo Vargas (1990) a padronização da metodologia para as provas de carga estáticas no Brasil aconteceu a partir do trabalho de Costa Nunes (1943) que definiu este ensaio como um indicador da carga de ruptura de um sistema solo-estaca, sugerindo a adoção de um fator de segurança entre 1,5 e 2,0.

Segundo Foá (2001) o ensaio dinâmico surgiu a partir de pesquisas que procuravam correlacionar a cravação de estacas ao fenômeno de propagação de ondas. Segundo Niyama (1983), as primeiras medições dinâmicas na cravação de estacas reportam a Granville *et al.* (1938), que utilizaram transdutores piezoelétricos em estacas de concreto, registrando os sinais em um osciloscópio. Porém, apenas com a publicação de Smith (1960), houve um progresso tecnologicamente significativo na compreensão do fenômeno da cravação. Ele propõe um modelo baseado na Teoria de Propagação de Ondas e simula o efeito de propagação da onda de impacto do martelo ao longo da estaca, em vez de associar a cravação à Teoria do Choque entre Corpos. O uso da energia de impacto na determinação da capacidade de carga última

começou com a fórmula dinâmica de Weisbach (1820) (Foá, 2001). Desde então, inúmeras outras formulações surgiram e, em 1955, a Revista *Engineering News Record* havia cadastrado 452 fórmulas, com o único objetivo de determinar a capacidade de carga última em estacas. No final do século XX, o uso da teoria da equação da onda substituiu essas fórmulas, com medidas em campo pelo sistema PDA (*Pile Driving Analyser*).

Segundo Holeyman (1984), as diferenças entre o comportamento das provas de cargas estáticas e dinâmicas devem-se ao modelo e podem ser superadas com uma adequada modelagem geométrica do maciço, com a adoção de modelos reológicos representativos do maciço.

O ensaio de carregamento dinâmico é uma metodologia em que, com a aplicação de um carregamento dinâmico axial, obtém-se a estimativa da capacidade de carga estática do sistema estaca-solo; as análises são feitas a partir dos fundamentos da teoria da equação da onda.

Ainda segundo Foá (2001), o ensaio de carregamento dinâmico tradicional consiste na aplicação de um ciclo de impactos com energia constante, ou seja, com um peso caindo de uma mesma altura sobre um conjunto de amortecimento colocado sobre o sistema estaca-solo. Neste ensaio, registram-se os sinais de força e velocidade para cada golpe com o equipamento PDA. A análise é feita para um carregamento, ou seja, um impacto que seja considerado representativo do ensaio cíclico.

Mais tarde, com Aoki (1989), iniciou-se uma nova metodologia denominada de ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Este ensaio é realizado com a aplicação de impactos do martelo de alturas crescentes de queda e registros em campo com o equipamento PDA. A partir desses dados, são obtidos a resistência estática mobilizada em cada golpe (RMX) e o deslocamento máximo descendente (DMX), na seção em que foram instalados os transdutores. Dessa forma, determina-se uma curva de RMX versus DMX similar à curva carga-recalque obtida em uma prova de carga estática.

Uma grande vantagem do ensaio de carregamento dinâmico é permitir a verificação da integridade estrutural da estaca, garantindo fisicamente a estaca e avaliando se ocorreram trincas, estrangulamentos ou seccionamentos, o que é fundamental para seu bom desempenho. Entretanto, segundo Foá (2001), não é operacional e nem economicamente viável ensaiar todo

um estaqueamento com o PDA. Uma alternativa usada é o ensaio de integridade de baixa deformação ou, simplesmente, ensaio de integridade de estacas, PIT (*Pile Integrity Test*). O PIT tem a vantagem de ser um ensaio não destrutivo, ganhando larga utilização na engenharia, permitindo a realização de vários ensaios no mesmo local ou em locais próximos, de modo a analisar imperfeições nas determinações das características das fundações ou variações destas com o tempo. Desta forma, pode-se avaliar a condição estrutural em qualquer estágio de sua vida útil. Em virtude da facilidade de movimentação em campo, o PIT surge como uma alternativa para a análise da integridade física de toda fundação, como comprovado em Cunha & Costa (1998), em ensaios da integridade de fundações escavadas assentes na argila porosa do Distrito Federal.

Para a avaliação das estacas helicoidais, algumas metodologias empíricas sobre o controle de qualidade por meio do torque para verificação do desempenho podem ser encontradas. Estas ancoragens possuem técnica de instalação que se assemelham a de uma estaca hélice contínua. Segundo Perko (2000), a capacidade de carga das estacas helicoidais à tração ou compressão pode ser determinada por três métodos: método da ruptura cilíndrica, método da capacidade de carga individual e torque de instalação, todos descritos em Tsuha (2007).

Tsuha (2006, 2007), por meio dos resultados dos ensaios de modelagem física em centrífuga, verificou a relação teórica entre torque de instalação durante a cravação e a capacidade de carga à tração das estacas hélices cravadas em solos arenosos, sinalizando que pode existir uma relação entre o torque acumulado dispendido no helicóide, a energia dissipada ou o trabalho realizado durante a escavação de uma estaca hélice e sua capacidade de carga.

Segundo Brons & Kool (1988), a partir da década de 80, as estacas hélices passaram a ser popularizadas e difundidas na Europa, devido, principalmente às suas vantagens técnicas. Outro fator que impulsionou a utilização das estacas hélices foi a possibilidade do monitoramento eletrônico das estacas durante a sua execução, aumentando o controle durante a execução da estaca, controle que foi estendido para as estacas de deslocamento. Os equipamentos de monitoramento eletrônico das estacas tipo hélice permitem a obtenção da profundidade, tempo, inclinação da torre, velocidade de penetração do trado, velocidade de extração do trado, torque, pressão de concreto e volume de concreto. Esses dados podem ser acompanhados em tempo real na cabine do equipamento ou no escritório através da transmissão dos dados por telemonitoramento. Os dados são sintetizados em gráficos em um

boletim de controle e, para Velloso (2000), são equivalentes às valiosas e tradicionais folhas de controle das estacas pré-moldadas.

Entretanto, Almeida Neto (2002) alertou, que apesar de o monitoramento das estacas hélices fornecer o valor do sobreconsumo de concreto e a variação da seção ao longo da profundidade, a precisão e a confiabilidade desses pode ser discutida. Imprecisões e erros nos dados fornecidos pela monitoração podem ocorrer, por diversos motivos, destacando-se o sistema de monitoração não calibrado, os danos nos sensores, bomba de concreto não calibrada, entre outros.

2.3 HÉLICE CONTÍNUA E SUA UTILIZAÇÃO NO DISTRITO FEDERAL

A utilização das estacas tipo hélice contínua, segundo Albuquerque *et al.*(2001), surgiu em meados da década de 50 nos Estados Unidos; a partir da década de 70, na Europa; e, na década de 80, chegou ao Brasil, quando, mais especificamente, a partir de 1987, houve um importante crescimento e popularização da solução no meio geotécnico. Recentemente, no Distrito Federal, ela vem sendo empregada em obras com presença de nível d'água. Os trabalhos de Alonso (1996, 2004), Souza & Couso Jr. (1997), Hachich *et al.* (1999), Albuquerque (2001) e Kormann *et al.* (2000) contemplam importantes aspectos sobre a utilização e evolução das estacas hélice contínua.

Apesar de a execução da hélice envolver tecnologia e controles avançados durante a execução, o acompanhamento por engenheiro geotécnico capacitado durante a sua execução e na avaliação dos relatórios das estacas, por vezes, não é realizado, o que pode comprometer o desempenho das estacas e do estaqueamento, simplesmente pelo desconhecimento dos fatores que influenciam esse desempenho.

Segundo Almeida Neto (2002), o equipamento e a ferramenta utilizada podem influenciar no desempenho desta estaca, o que é amplamente investigado no Distrito Federal. Por exemplo, a utilização de equipamentos de pequena capacidade ou torque nominal pequeno, pode provocar o desconfinamento do fuste da estaca ou até mesmo subsidência, pois a estaca será perfurada com a combinação de baixa velocidade e alta rotação de avanço, transportando, para a superfície, volume de solo superior à soma do volume da ferramenta e do empolamento do solo escavado.

Almeida Neto (2002) salienta que o passo da hélice, o ângulo de corte da lâmina de perfuração e o seu estado de conservação, também influenciam a velocidade de avanço da ferramenta. No Distrito Federal, foi observado que o tipo da lâmina de corte e o material cortante adotado influenciam a eficiência da escavação e a velocidade de avanço (Figura 2.1). O referido autor também descreve os cuidados e dificuldades encontradas durante a escavação de cada tipo de solo, que coincidem com os encontrados para os solos do Distrito Federal.

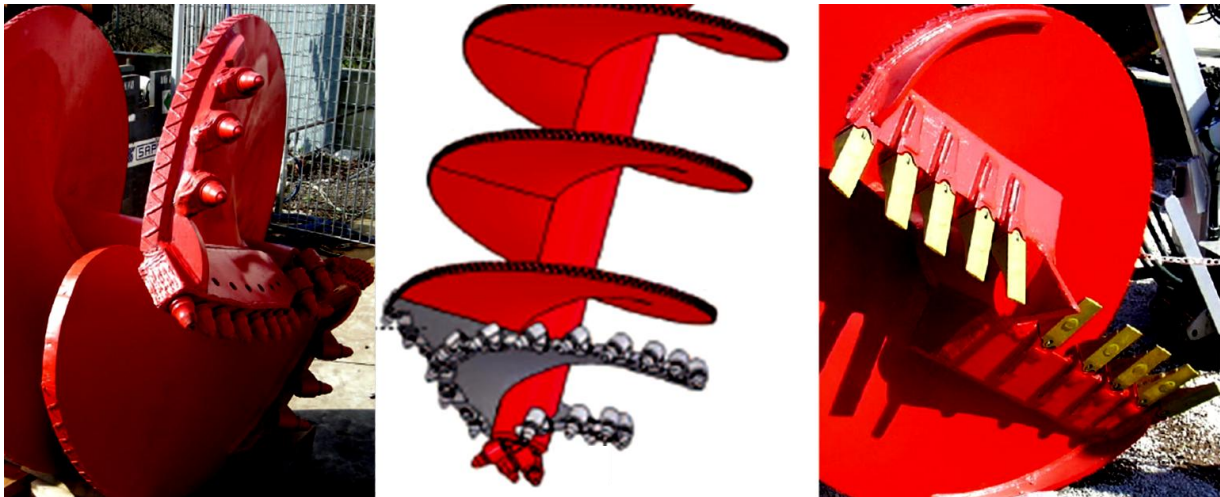


Figura 2.1 – Tipos de trados e lâminas de corte.

Quanto à capacidade de carga, encontram-se, na literatura, inúmeras avaliações e análises publicadas sobre provas de cargas e capacidade de carga das estacas hélices. Penna *et al.* (1999), por exemplo, forneceu informações e um banco de dados de 48 provas de carga com diversos tipos de análise comparativas entre resultados extrapolados. Também Camapum de Carvalho *et al.* (2008), baseados em dezenas de provas de cargas executadas no Distrito Federal sobre estacas hélices, apresentaram uma nova e inovadora metodologia de análise e interpretação para o ensaio.

A estaca hélice contínua é um avanço relativamente recente na engenharia de fundações. Para compreender o seu comportamento nos solos do Distrito Federal, Silva *et al.* (2002) publicaram os primeiros resultados sobre a adaptabilidade da solução no Distrito Federal, onde foi comparada a capacidade de carga obtida pelos principais métodos de dimensionamento, baseados em SPT, SPT-T e CPT. Os autores chegaram à conclusão de que os métodos analisados podem ser utilizados no Distrito Federal, se ajustados para o solo local.

Magalhães (2005) estudou os principais métodos de capacidade de carga de estacas tipo hélice contínua, utilizando um banco de dados nacional e regional. Para as provas de carga dentro

deste banco, estas cargas foram comparadas, a partir de uma análise estatística, com a previsão de diversos métodos semiempíricos baseados no ensaio de SPT e SPT-T. Foram analisados os desempenhos das formulações originais dos métodos, bem como com alterações propostas nos coeficientes utilizados para melhorar a acurácia e a confiabilidade de cada método. As análises feitas pelo autor mostraram que os métodos de Décourt & Quaresma (Décourt, 1996), Antunes & Cabral (1996) e Gotlibet *al.* (2000) apresentaram os melhores resultados, tanto na formulação original quanto para o ajuste proposto na dissertação. Compararam-se, também, os recalques medidos nas provas de carga do banco de dados analisado com as previsões elásticas dos métodos de Randolph & Wroth (1978) e Poulos & Davis (1980), obtendo-se uma boa aproximação por estes métodos elásticos, e se observou que o comportamento carga-recalque das provas de carga de Brasília-DF e Goiânia-GO seguiram a tendência do banco de dados nacional.

Anjos (2006), que executou provas de carga em grupos de fundação do tipo hélice contínua em verdadeira grandeza assentes no campo experimental da UnB, chegou à conclusão que a qualidade da execução das estacas hélices tem fortíssima influência no comportamento, tanto em termos de capacidade de suporte quanto no recalque.

Inúmeros métodos desenvolvidos para o cálculo da capacidade de carga de estacas hélice contínua foram propostos recentemente. Dentre esses, podem ser citados: o Método de Alonso (1996), baseado no SPT-T, o Método de Antunes & Cabral (1996), Método de Bustamante & Gianceselli (1998), baseado em resultados de ensaios de SPT, CPT e PMT e o Método de Vorcaro & Velloso (2000) que utiliza análise de regressão múltipla, dando um enfoque estatístico ao cálculo. Todos esses métodos foram descritos de forma resumida em Albuquerque *et al.* (2001).

Segundo Perko (2000), as medidas de torque obtidas durante a instalação da estaca helicoidal são de difícil correlação com o atrito e a coesão do solo, apesar de ser um indicador da resistência ao cisalhamento. Isso o conduziu a adotar um modelo de equivalência de energia produzida pelas forças aplicadas na estaca helicoidal e o torque requerido.

Tshua (2007) apresentou modelo físico, baseado em uma analogia com o parafuso de força (Figura 2.2), o qual pode ser estendido para as estacas hélices. Durante os ensaios, realizados em uma centrífuga com o modelo reduzido idealizado, Tshua (2007) controlou a velocidade de instalação das hélices, contornando assim o efeito do impulso, presente na prática de instalação deste tipo de estacas, as quais, segundo a autora, são instaladas com rotação

variando entre 5 e 20 rpm. Ele verificou que o valor médio da razão entre os valores da parcela de capacidade de carga à tração relativa às hélices, medidos e calculados pelo modelo proposto, é igual a 0,98 com coeficiente de variação de 15,7%. Salienta-se que os ensaios realizados por Tshua (2007), ainda que tenham sido para areias com granulometria pré-definida e com o processo de instalação totalmente controlado e uniformizado, constituem uma forte indicação de que também para as estacas hélice existe uma relação entre o torque de instalação do helicóide e a capacidade de carga.

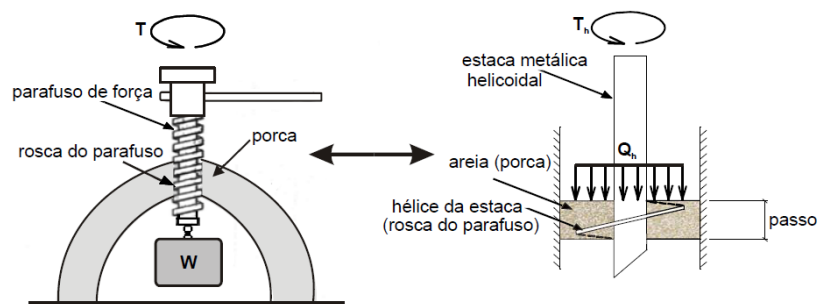


Figura 2.2 – Analogia entre o parafuso de força e a estaca helicoidal (Tshua, 2007).

Ainda segundo Tshua (2007), o torque disponibilizado para instalar as estacas helicoidais reduz abaixo do nível d'água nas areias, devido à redução do peso unitário do solo.

Radhakrishna (1976), com base em ensaios de campo, observou que a configuração da hélice das estacas helicoidais exerce grande influência no valor do torque de instalação e conseqüentemente na capacidade de carga. Ghaly & Hanna (1991) verificaram que o desempenho das estacas helicoidais, durante o processo de instalação, é influenciado por diversos fatores que devem ser considerados, entre os quais, podem ser citados: o passo da hélice, o diâmetro da hélice, o ângulo da hélice, o diâmetro da haste interna, a espessura da chapa da hélice, a rugosidade da hélice, a forma da superfície de corte da hélice e a forma da ponta da hélice.

Araujo *et al.* (2009) procuraram compreender o comportamento e a interação entre o torque obtido no monitoramento da estaca hélice, durante a sua escavação, e o solo do Distrito Federal. Analisaram, para isso, resultados de provas de carga estáticas e a suas relações com os torques obtidos durante as escavações das estacas, o N_{SPT} e a capacidade de carga e perceberam que sob condições controladas, o torque acumulado, o N_{SPT} médio ao longo da estaca e a capacidade de carga são dependentes e proporcionais. Neste caso, controlaram a

velocidade de avanço e a rotação. Alertaram, também, para a importância do impulso durante a execução de uma estaca hélice, pois segundo, Araujo *et al.* (2009), uma força ou um torque de pequena magnitude, aplicado durante um grande intervalo de tempo, pode gerar o mesmo deslocamento (cota final da estaca) provocado por uma força ou um torque de magnitude elevada aplicado em um curto intervalo de tempo como descrito pelo teorema do impulso-momento linear (Figura 2.3). No caso, a somatória das rotações do helicóide e consequentemente o percurso da força aplicada ao helicóide serão maiores para a força de menor magnitude, compensando a diferença existente entre as forças que realizam ao final da escavação trabalhos equivalentes. Ou seja, a potência, que é o trabalho realizado por unidade de tempo, está diretamente ligada a este conceito. Como exemplo, cita-se que uma máquina de maior potência gera um torque de grande magnitude e realiza em menor tempo o trabalho necessário para escavar uma estaca, quando comparada com uma máquina de menor potência que precisará de mais tempo para escavar esta mesma estaca.

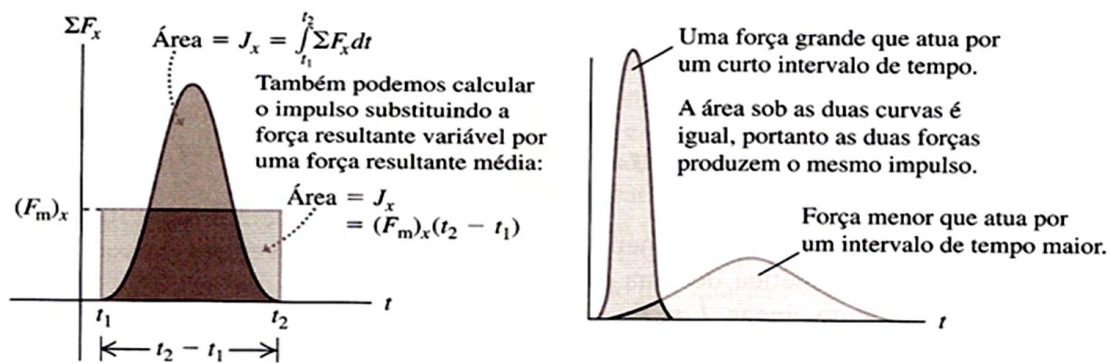


Figura 2.3 - Impulso da força resultante (Young & Freedman, 2008).

Segundo Araujo *et al.* (2009), em uma máquina hélice contínua, o torque disponibilizado é dependente da potência dos motores mecânicos, da bomba hidráulica, das cilindradas dos motores hidráulicos, das relações entre o pião e a engrenagem do cabeçote, entre outros fatores.

Costa *et al.* (2008) procuraram analisar a relação existente entre o torque e o N_{SPT} obtido ao longo do perfil de solo localizado no Distrito Federal, admitindo a média da pressão de óleo (bar) obtida metro a metro como sendo proporcional ao torque. Entretanto, no caso analisado, utilizaram-se, para a formação do banco de dados, resultados obtidos por dois equipamentos com potências e características distintas. Consequentemente, neste caso, a pressão de óleo não é mais equivalente ao torque, pois, para a mesma pressão, obtinham-se torques diferentes em

cada máquina, fato não percebido por Costa *et al.* (2008) e que certamente influenciou suas análises e conclusões.

Segundo Almeida Neto (2002), talvez o mais importante fator que influencia o desempenho de uma estaca é a concretagem, principalmente, quanto à pressão de injeção. O fato é também comprovado por Van Impe (1998), Kormann *et al.* (2000), Slatter (2000), Anjos (2006), Baxter (2009) e Araújo *et al.* (2009) que observaram este efeito em estacas tipo hélice contínua executadas no Distrito Federal.

Segundo Anjos (2006), a forma de execução de uma fundação ditará, na maioria das vezes, o comportamento da fundação num sistema estaca-solo. O método de instalação, portanto, tem profundos efeitos sob o comportamento das mesmas. O processo de construção, que inclui a escavação do furo, em geral, feito mecanicamente, provoca um alívio de tensões, mas o preenchimento do furo com concreto, parcial ou completamente, restaura as condições de tensões *in situ* (O'Neill & Reese, 1999).

Determinante para o desempenho de uma estaca escavada é o alívio de tensões, inevitável durante a sua escavação. Segundo O'Neill & Reese (1999), o efeito deste alívio encontra-se entre 2 a 3 raios do diâmetro da estaca, contados a partir da face da estaca, para as argilas pré-adensadas, podendo a resistência não drenada ser reduzida pela metade na interface fundação-solo, dependendo do alívio imposto. Reese & O'Neill (1970), *apud* Anjos (2006), relatam que é razoável reconhecer que a magnitude das tensões cisalhantes, que podem desenvolver-se ao longo do fuste de uma estaca escavada, poderia ser influenciada por vários parâmetros, incluindo o método de construção (seco ou úmido), composição do solo, geometria base, relação água/cimento do concreto, tipo de carregamento (curto ou longo prazo) e condições ambientais, resultando em contração ou expansão da superfície do solo.

Chang & Zhu (2004), usando resultados da variação da tensão horizontal durante a construção de estacas escavadas em solo residual compactado, concluíram que há uma drástica redução da tensão horizontal depois da escavação do furo e uma gradual recuperação durante e depois da concretagem com valores de 80 e 94% do valor inicial, respectivamente, para 0,5 m e 0,90 m distantes da face do furo. Mesmo depois de 19 dias, as tensões não tinham retornado ao seu valor original e, assim, pode-se dizer que o coeficiente de reação horizontal para as estacas escavadas deverá ser menor que o valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Os efeitos provocados na interface fundação-solo podem aumentar ou diminuir dependendo do concreto

usado (relação água/cimento), do potencial de sucção do solo ao redor do furo (sucção matricial), da temperatura ambiente do solo, da taxa na qual o concreto é lançado (efeito da segregação), entre outros.

Perez (1997) avaliou a perda de resistência de uma estaca escavada no campo experimental da UnB, em diferentes situações: a mesma sendo concretada no mesmo dia (E0), aos sete (E7), e aos quinze dias (E15). A Figura 2.4 mostra o resultado da perda de resistência como efeito na demora na concretagem, observando-se uma diminuição da rigidez do sistema estaca-solo concretado aos quinze dias.

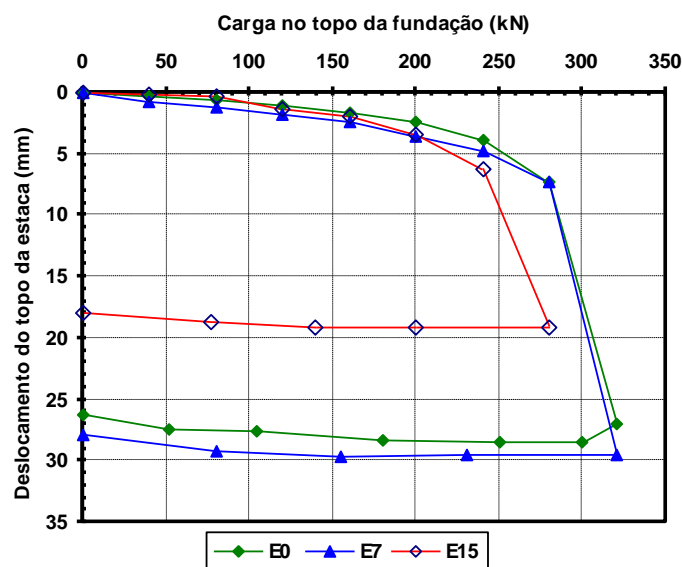


Figura 2.4- Prova de carga em estaca escavada concretada em diferentes datas (Perez, 1997).

Outro fator que influencia negativamente o desempenho das estacas escavadas é a condição de sua ponta após a escavação, solo fofo na ponta da estaca, fato verificado por Costa Branco (2006). Segundo Poulos (2005), os efeitos maléficis para o comportamento de fundações escavadas, provocados pelo amolecimento do solo da base das estacas escavadas devido à limpeza inadequada, levam a uma redução na rigidez do solo abaixo da base da estaca. O autor cita também que a capacidade última da base provavelmente não seria afetada, mas poderia requerer um deslocamento bem maior do que os requeridos normalmente.

Fatores como alívio de tensões durante a escavação, diâmetro do tubo de concretagem, plasticidade do concreto, diâmetros dos agregados do concreto, pressão de injeção do concreto, velocidade de extração da hélice, ascendência do concreto pelo helicóide, ruptura lateral do fuste por excesso de pressão durante a concretagem podem afetar a qualidade e o desempenho da estaca.

Com o exposto acima, verifica-se a influência de vários fatores no desempenho de fundações escavadas. Neste caso, pode-se entender a importância dos procedimentos adotados e do controle de todo o processo, iniciando pelo projeto e suas premissas, passando pela execução e finalizando com concretagem adequada. Apenas assim pode-se obter uma fundação segura e tecnicamente bem avaliada, do ponto de vista da execução.

O monitoramento das estacas tipo hélice capta e traduz os aspectos construtivos, sejam eles positivos, sejam negativos para o desempenho do estaqueamento, pois em uma equipe de perfuração composta pela perfuratriz e seu operador, o processo executivo e os procedimentos adotados durante a perfuração, sejam eles benéficos, sejam maléficos para o desempenho da estaca, são captados. A interpretação destes dados e a criação de rotinas baseadas em conceitos e características estatísticas podem contribuir para a uniformização do estaqueamento durante a sua execução. Essa filosofia começou a ser desenvolvida e implementada no Distrito Federal a partir dos primeiros estaqueamentos executados com estacas tipo hélice contínua e principalmente, após o entendimento físico do processo de escavação (Silva e Camapum de Carvalho, 2010).

2.4 ENERGIA E TRABALHO

A tentativa de compreender a energia presente na natureza se confunde com a história da ciência. O estudo do movimento dos objetos e os conceitos relacionados, tais como força e energia, formam o campo da física conhecido como mecânica. A força exerce um papel fundamental na descrição do deslocamento e também pode ser descrita em função de outra grandeza, a energia, que é uma grandeza conservativa. A lei de conservação de energia é especialmente valiosa quando se trata de sistemas com muitas variáveis, nos quais o entendimento detalhado do sistema de forças é um problema de difícil solução, como o encontrado na escavação de uma estaca (Silva & Camapum de Carvalho, 2010).

Outro conceito que está diretamente relacionado à energia é o trabalho realizado. Energia e trabalho são duas grandezas escalares e, portanto, sem direção associada. A universalidade do conceito de energia torna possível, por exemplo, entender como a energia mecânica produzida por um motor é transformada em energia cinética e potencial, que, por sua vez, é dissipada por atrito (calor) ou som, ou seja, garante que, mesmo que haja mudanças de forma, a energia total é uma constante. Fisicamente o trabalho descreve o que é realizado pela ação de uma força, sendo definido como sendo o produto da intensidade do deslocamento multiplicada pela força

paralela ao deslocamento. Para Young & Freedman (2008), outra forma de energia associada a um objeto é a energia potencial, que depende basicamente da posição e configuração do sistema. Se a energia se conserva, pode-se dizer que esta energia ficou acumulada em termos de energia potencial gravitacional, que depende apenas da posição do objeto relativo ao centro da Terra. Neste contexto, define-se potência como a razão temporal em que o trabalho foi realizado, por exemplo, a potência mecânica de uma máquina hélice contínua traduz a sua capacidade de escavação por unidade de tempo.

Outro importante princípio é o de Hamilton, que parte do conceito da energia conservativa, em que a energia não pode ser criada ou destruída, apenas transformada. O princípio de Hamilton pode ser aplicado ao caso de carregamento de qualquer sistema, em equilíbrio estático ou dinâmico e, particularmente ao sistema estaca-solo. Lembra-se, ainda, da primeira lei da termodinâmica, segundo a qual, em qualquer transformação de energia seu valor absoluto se conserva, ou seja, a energia não pode ser criada ou destruída, mas apenas transformada.

Baseado no princípio de Hamilton, Aoki (1997) definiu o conceito de energia complementar a partir de análises da curva carga *versus* recalque obtida durante uma prova de carga estática (Figura 2.5a). A energia complementar (V_c) tende para um valor constante quando a energia de deformação total (V) e o recalque (S) tendem para o infinito, ou seja, a análise da variação da energia de deformação complementar com o carregamento permite saber quão próximo se encontra a ruptura, uma vez que a taxa de variação deste parâmetro tende a zero quando a capacidade de reação do sistema ensaiado se extingue. Ainda, segundo Aoki (1997), após a descarga em prova de carga estática, a região representada na Figura 2.5a por Wq é o trabalho realizado para a deformação permanente S_p , e a região representada por Ve é a correspondente à energia de deformação elástica que, na prática, não é significativa para pontas de estacas assentes em solos homogêneos.

Aoki (1997; 2000) apresentou formulação revisada para determinar os valores de energia potencial (V_s), energia complementar (V_c), energia de deformação elástica (V_e) e o trabalho realizado (W) pela parcela estática das forças, durante uma prova de carga dinâmica. Segundo o autor, foi possível calcular valores mais condizentes com a curva Resistência estática mobilizada (R) *versus* Deslocamento máximo (D), representados na Figura 2.5b.

Para o carregamento estático cíclico, Aoki (1997) apresentou a Figura 2.6 e verificou que as formas das curvas são parecidas. Isso porque se assumiu que não há mudança nas condições

iniciais de cada ciclo do ensaio e, no caso, a curva carga *versus* recalque do ciclo de maior carregamento é a envoltória das curvas carga *versus* recalque dos ciclos de carga de menor carga.

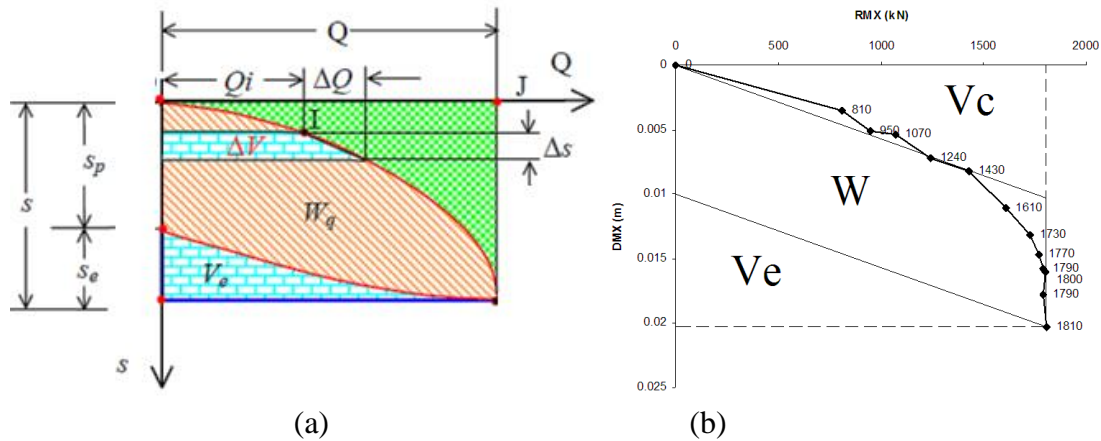


Figura 2.5 – a) Curva carga *versus* recalque no ensaio de carregamento estático, Aoki (1997); b) Diferença entre o modelo ideal e o modelo “real” (Aoki, 2000).

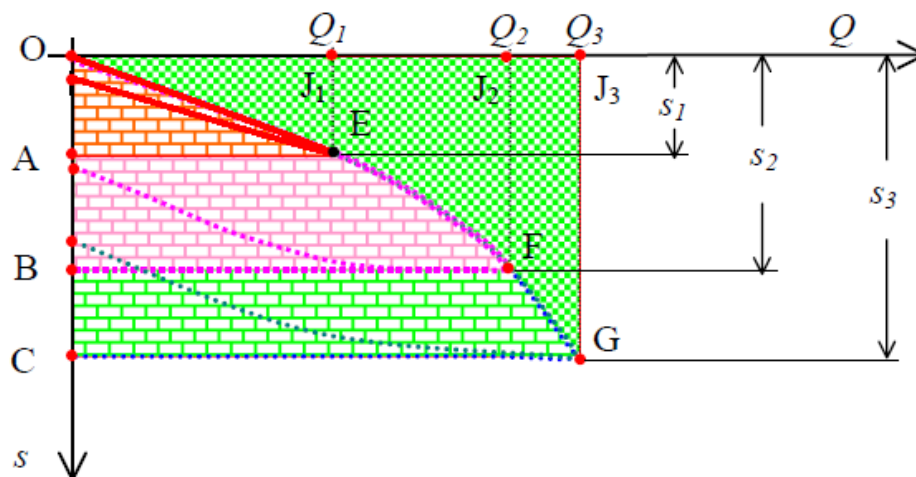


Figura 2.6 - Prova de carga cíclica crescente (Aoki, 1997).

Na prova de carga estática em que se medem apenas a carga (Q) e o recalque (s), a energia de deformação imposta ao sistema é uma terceira variável de grande valia na definição da carga de ruptura do sistema composto pela a estaca e o solo. No ensaio de carregamento estático, atinge-se o valor da carga Q em estágios de carga crescentes (ΔQ) a partir de um estágio de carregamento inicial Q_i que provoca acúmulo de energia de deformação no sistema (ΔV_D), resultando no deslocamento crescente do ponto de aplicação da carga. Estes deslocamentos são referidos ao topo da estaca que se mantém continuamente pressionado contra o sistema de reação da prova de carga. Deste ensaio, resulta a curva carga *versus* recalque da prova de carga. A reação ou resistência do solo é numericamente igual à carga aplicada, enquanto a área sob a curva carga *versus* recalque é numericamente igual à energia de deformação acumulada

pelo sistema estaca-macço de solo. Considera-se que a energia de deformação complementar é o terceiro parâmetro que pode caracterizar a carga última. A análise de sua variação com o carregamento permite saber quão próximo se encontra a ruptura, uma vez que a taxa de variação deste parâmetro se anula quando a capacidade de reação ou resistência do sistema atinge um valor extremo (Aoki, 1997). Esta vantagem torna-se patente no caso do ensaio de carregamento dinâmico de energia cinética crescente, em que a medida desta energia faz parte da rotina do ensaio.

Reese (1972), *apud* Aoki (1997), propôs o abandono do conceito de carga última de ruptura e a adoção da forma da curva carga *versus* recalque como melhor parâmetro de medida do comportamento de uma estaca.

A partir do princípio de Hamilton, Odebrecht (2003) demonstrou que, após o golpe do martelo, no momento em que todas as energias cinéticas e elásticas já foram absorvidas, a variação da energia potencial do sistema martelo-haste é igual à variação do trabalho efetuado por forças não conservativas, ou seja, o trabalho efetivamente realizado pode ser calculado através da penetração do amostrador no solo, conseqüentemente pode-se calcular o valor da força dinâmica média, que atua no momento da cravação do amostrador. Conhecendo esta força, Lobo *et al.* (2009) apresentaram um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas, desenvolvido com base na interpretação de resultados de ensaios SPT. Ao contrário de outras metodologias consagradas na prática de engenharia, de natureza essencialmente empírica, a nova abordagem foi baseada em conceitos da dinâmica e faz uso dos princípios de conservação de energia envolvidos na cravação do amostrador SPT. A energia absorvida pelo solo foi calculada a partir do número de golpes N_{SPT} (ou diretamente da medida correspondente à penetração do amostrador) e convertida analiticamente em uma força dinâmica de reação à penetração. Esta força permitiu determinar as resistências unitárias mobilizadas no amostrador SPT e estimar as resistências unitárias mobilizadas na estaca. Segundo Lobo *et al.* (2009), a metodologia é simples e apresenta vantagens em relação a métodos empíricos, pois o uso de diferentes equipamentos e procedimentos utilizados, resultantes de fatores locais e grau de desenvolvimento tecnológico regional, não interfere no método, se a eficiência de cada sistema de SPT for devidamente aferida, pois a energia transmitida pelo sistema martelo-haste-amostrador é função do tipo de solo e, portanto, o método captura a influência do solo na previsão da capacidade de carga da estaca.

2.5 ESTAQUEAMENTOS ESCAVADOS CONTROLADOS ATRAVÉS DA ENERGIA

Ao elaborar um projeto de fundação, o principal objetivo do engenheiro geotécnico é definir a cota de assentamento das fundações, conseqüentemente a sua capacidade de carga, entretanto, surgem dificuldades e incertezas, como a escassez das investigações de campo e laboratório, a heterogeneidade litológica, a variabilidade e a repetibilidade dos parâmetros mecânicos. Falta ao engenheiro geotécnico um meio para associar um nível de confiabilidade ao seu projeto.

De acordo com Moussouteguy (2002), na prática, o engenheiro geotécnico define a campanha de ensaios e, conseqüentemente, a capacidade de carga do solo, essencialmente com base na experiência e no conhecimento que possui da região. Entretanto, segundo Alonso (1998) qualquer estrutura e, conseqüentemente, suas fundações, devem ser projetadas, executadas e controladas para garantir, sob a ação dos carregamentos, condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade.

Segundo Aoki (1997), na primeira fase histórica (1820-1950), a capacidade de carga estática para a ação de um impacto, da série de impactos de energia constante, era calculada com o modelo das fórmulas dinâmicas de cravação, baseadas no impacto Newtoniano, no princípio da conservação da energia e na hipótese de mobilização instantânea da capacidade de resistência do solo ao longo da estaca. Muitos modelos de fórmulas dinâmicas foram desenvolvidos, com formulações matemáticas envolvendo a nega, isto é, a deformação permanente no solo.

Aoki (1997) também estudou a capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Explicitou que o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente tem sido o mais usado para confirmar hipóteses básicas do modelo de fórmulas dinâmicas e da teoria da equação da onda, cuja comprovação depende da velocidade de aplicação da carga. Nesse contexto, mediu a energia total que chega ao sistema estaca-solo e considerou, em sua determinação, a existência de um nível de energia limite que mobiliza a capacidade de resistência última do elemento estrutural ou a capacidade de carga última do maciço de solo. Considerou que os ensaios devem ser reprodutíveis e não podem alterar as características de resistência da estaca ensaiada, alertando que o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente não é adequado para as estacas moldadas *in loco*. Segundo Ramos (2011), a sucessão de impactos do ensaio quebra, irreversivelmente, a

estrutura das ligações entre os grãos de solo e a argamassa do concreto, gerando tensões residuais que transformam estas estacas, após o ensaio dinâmico, em estacas cravadas de fustes moldados *in loco*.

O ensaio do carregamento dinâmico tradicional consiste na aplicação de um ciclo de impactos, normalmente dez golpes de energia aproximadamente constante de um martelo, no conjunto de amortecimento colocado sobre o sistema estaca-solo. Admite-se que a energia de cada impacto seja constante e cada carregamento uma carga transiente, com duração de dezenas de milissegundos, de características repetitivas. A análise é feita para um carregamento, neste caso um impacto de energia constante representativo do ensaio cíclico. No evento impacto, o sistema encontra-se em estado de equilíbrio dinâmico, com aparecimento de forças não conservativas de inércia e de amortecimento, sendo válida a aplicação do princípio da conservação de energia de Hamilton.

A lei de conservação de energia é especialmente valiosa quando se trata de sistemas com muitas variáveis, tal como a escavação de uma estaca, em que o entendimento detalhado do sistema de forças é um problema de difícil solução. Provavelmente, partindo deste princípio, Van Impe (1998) propõe a Equação 2.4 para calcular a energia requerida durante a escavação das estacas Atlas, sugerindo que a energia de instalação, quando devidamente calibrada, pode ser um dos parâmetros utilizados para controlar a capacidade de carga dessas estacas.

$$E_s = \frac{N_d \cdot v_i + n_i \cdot M_i}{\Omega \cdot v_i} \quad (2.4)$$

Em que:

E_s = energia de instalação por unidade de volume [J/m³];

N_d = força de impulsão vertical [N];

v_i = velocidade vertical do trado [m/s];

n_i = velocidade angular [Hz];

M_i = torque aplicado [N.m];

Ω = área da projeção plana do trado [m²].

Bottiau *et al.* (1998) alerta que, apesar de ser possível, através de métodos semiempíricos, estimar a capacidade de carga das estacas com base em ensaios de campo, o controle no campo, todavia, em muitos casos, é muito difícil. Para estacas cravadas, a fórmula de condução é a avaliação do estaqueamento através da comparação do nível da energia de

cravação com o perfil do solo, controlando a capacidade de carga durante a execução. Seu trabalho mostrou que é possível associar ensaios de campo e capacidade de carga com a energia necessária para executar as estacas de deslocamento.

Slatter (2000) e Baxter (2009) mediram a energia necessária para executar estacas hélice contínua e de deslocamento em vários sítios, executadas com distintos equipamentos. Para quantificar esta energia, utilizaram a formulação proposta por Van Impe (1998). Baxter (2009) verificou que a energia era variável e não estava diretamente relacionada à capacidade de carga; salienta-se, no entanto, que a energia foi comparada em diferentes sítios com equipamentos não padronizados.

Como parte desta pesquisa, Silva & Camapum de Carvalho (2010) observaram que, quando as estacas são executadas em uma obra por um mesmo conjunto operador/máquina, em que o processo de execução é repetitivo e sistematizado, a energia medida durante a execução é proporcional à capacidade de carga e à energia registrada nos ensaios de campo, no caso, os ensaios SPT e CPT.

Para quantificar a energia necessária para escavar uma estaca, Silva & Camapum de Carvalho (2010) incorporaram ao *software* de monitoramento das estacas escavadas, especialmente das estacas tipo hélice contínua, formulações e rotinas baseadas no princípio universal da conservação de energia e batizaram as rotinas de SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci). As rotinas quantificam e registram a energia ou o trabalho realizado pelo conjunto de forças aplicadas ao helicóide durante a escavação de cada estaca do estaqueamento e tratam a população de dados coletados estatisticamente, para controlar o estaqueamento por meio das características estatísticas de uma amostra de energia correlacionada com a capacidade de carga. A amostra é obtida durante a execução de algumas estacas previamente selecionadas.

Segundo Silva & Camapum de Carvalho (2010), com a técnica proposta, o controle de execução dos elementos de fundação, da escavação à concretagem, passa a ter função mais nobre que o da simples verificação das condições de execução. Esse processo possibilita a realização do controle automatizado, em tempo real, do estaqueamento, baseada em uma grandeza física, a energia necessária para a execução de cada estaca. A técnica é baseada, entre outros fatores, na situação de energia obtida na ruptura física e permite corrigir a

profundidade das estacas na busca de uma superfície resistente ótima, em termos de energia e, conseqüentemente, de capacidade de carga.

Dentro deste contexto, destaca-se a interação entre o sistema computacional e o ambiente, que corrige a profundidade de cada estaca do estaqueamento. Este sistema, além de executar as tarefas de processamento e controle de informações, possui como principal característica a resposta instantânea, possibilitando que a operação, escavação, seja corrigida. O SCCAP é, portanto, um sistema operacional conhecido no mercado como RTOS (*Real-Time Operation System*), que gerencia a operação do maquinário e a execução do estaqueamento, garantindo que todas as estacas sejam uniformizadas em termos de energia e, portanto, de capacidade de carga, se mantidas as mesmas condições de execução e concretagem.

2.6 VARIABILIDADE GEOTÉCNICA DO DISTRITO FEDERAL

A investigação geotécnica no Distrito Federal se restringe, geralmente, aos dados obtidos através dos ensaios SPT (*Standart Penetration Test*) e, em alguns casos, aos ensaios SPT-T (com medida de torque) e CPT (*Cone Penetration Test*). Segundo Marques (2006), o ensaio SPT é largamente utilizado na região, apesar da sua variabilidade e limitações que impossibilitam a obtenção de parâmetros geotécnicos precisos. No ensaio SPT, o controle da energia de cravação, apesar da normalização existente, é influenciado por diversos fatores. Para Décourt (1989), o ensaio realizado no Brasil apresenta uma eficiência em torno de 72% da energia teórica que é de 474 J.

O ensaio SPT-T, que consiste em medir o torque após a cravação do amostrador, raramente é utilizado no Distrito Federal. O ensaio consiste na utilização de um torquímetro manual acoplado ao hasteamento, de acordo com os procedimentos sugeridos por Ranzini (1988). Entretanto, nas tentativas de realização de ensaios SPT-T, durante a campanha de ensaio desta tese, percebeu-se que o ensaio é dependente do operador, que dificilmente consegue manter a velocidade angular constante em torno de 0,314 rad/s, conforme sugerido por Ranzini (1988), ou seja, a medida de torque registrada é dependente do impulso dado pelo operador. Observou-se também que a medição do torque nos horizontes de solo local, com N_{SPT} maior que 30 golpes, danifica as roscas do hasteamento e, com isso, impossibilita a progressão do ensaio.

Segundo Peixoto (2001), a velocidade-de-rotação deve ser ajustada para dar maior conforto na operação do torquímetro analógico e, também, para dar maior credibilidade ao ensaio. Logo, pesquisa que determine a velocidade-de-rotação adequada se faz necessária. O autor sugere que o ensaio deve ser normalizado e que o desenvolvimento de um torquímetro elétrico de fácil manuseio em campo pode vir a ser uma ferramenta importante, pois, além de fornecer resultados de torque, é isento do erro humano.

Segundo Mota (2003), o surgimento do cone elétrico não está claramente definido, mas se encontram registros de uso na Holanda desde 1950. Segundo a autora, os cones elétricos, de modo geral, têm as mesmas dimensões básicas dos cones mecânicos, ou seja, ângulo do cone de 60° e área de base de 10 cm². O atrito lateral é medido em uma luva cilíndrica localizada atrás da base do cone com 105 cm² de área lateral, tal como no cone de Begemann. Os cones empregados na Europa foram padronizados (ISSMFE, 1977) e, de forma semelhante, surgiu a padronização americana, descrita na ASTM D 3441 (1979).

O ensaio CPT consiste na penetração estática de uma ponteira cônica com ângulo de 60° e 10 cm² de secção transversal à velocidade constante aproximada de 20 mm/s. Decompondo-se a força necessária para cravar a ponteira em parcelas de ponta e atrito lateral, ainda é possível obter a medida de poropressão através da incorporação de um elemento poroso à ponteira.

Inicialmente é necessário situar-se no contexto do perfil geológico-geotécnico do Distrito Federal onde a pesquisa será desenvolvida. A geologia regional é marcada por frequentes dobramentos e diferentes rochas de origem, o que interfere diretamente nos projetos geotécnicos. Segundo Silva *et al.* (2009), a sucção matricial, a estrutura do solo, a composição química e as forças interparticulares são fatores determinantes nas análises de capacidade de carga e nas previsões de comportamento das fundações e nos resultados obtidos através dos ensaios de campo.

O Distrito Federal é coberto, em grande parte, por um espesso manto de solo não saturado, que é um sistema multifásico, em que o grau de saturação é inferior a 100%. De acordo com Fredlund & Morgenstern (1977), este sistema é constituído de quatro fases: partículas de solo, água, ar e película contráctil (interface ar-água). Eles afirmam que um solo não saturado é concebido através de uma mistura de duas fases em equilíbrio (partículas de solo e película contráctil) e duas fases que fluem (ar e água). Os referidos autores sugerem que as variáveis de tensão mais adequadas para definir o estado de tensões de um solo não saturado são $(\sigma - u_a)$ e

$(u_a - u_w)$; em que σ é a tensão total, u_a é a poropressão de ar e u_w é a poropressão de água. A primeira variável refere-se à tensão total líquida; a segunda, à sucção matricial.

A sucção do solo, quando quantificada em função da umidade relativa, é comumente chamada sucção total. Ela tem dois componentes: sucção matricial e sucção osmótica. O primeiro componente é geralmente associado ao fenômeno da capilaridade, decorrente da tensão superficial da água, sendo definido como a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água $(u_a - u_w)$, ao passo que o componente osmótico relaciona-se à presença de íons e outros solutos na água intersticial (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Fredlund *et al.* (1978) propuseram formulação para quantificar a resistência ao cisalhamento do solo não saturado, uma forma estendida do critério de Mohr-Coulomb para solos saturados (Equação 2.6).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\theta' + (u_a - u_w)tg\theta^b \quad (2.6)$$

Onde:

c' = intercepto de coesão na condição saturada;

ϕ' = ângulo de atrito referente à tensão total;

ϕ^b = ângulo de atrito referente à sucção matricial.

Mas, um importante fenômeno presente nas camadas superficiais do solo local, que influencia decisivamente o desempenho das fundações executados no Distrito Federal é o colapso. Quanto ao conceito fenomenológico, Matyas & Radhakrishna (1968), Dudley (1970), Escário & Saez (1973), entre outros, definem, de modo geral, os solos colapsíveis como aqueles de estrutura aberta e metaestável, que apresentam redução irrecuperável de volume com a diminuição da sucção matricial.

Em particular, o solo de Brasília é predominantemente constituído de uma argila porosacolapsível, sendo que esta argila apresenta como uma das suas principais características, a frequente presença de uma camada de concreções lateríticas, conhecidas também como lateritas ou concreções ferruginosas. Estas concreções são resultantes do processo de intemperismo das rochas que geram os latossolos. De acordo com estudos pedológicos de mapeamento de solos no Distrito Federal, os solos encontrados regionalmente são: latossolos, cambissolos e hidromórficos.

A metaestabilidade estrutural da camada superficial de solo profundamente intemperizada é fruto da alta porosidade e das fracas ligações cimentíceas que marcam a estrutura do solo. A estabilidade estrutural destes solos é afetada por energias externas aplicadas, tais como tensões e vibrações, por alterações no estado de energia interna, tais como reduções na sucção devido ao aumento de umidade, trocas catiônicas e alteração do estado de tensões e, finalmente por meio de ataques químicos às ligações cimentícias. A elevada sensibilidade à energia externa dinâmica dessa camada, justifica os pequenos valores de N_{SPT} obtidos por meio de ensaios SPT e os resultados verificados por Rodrigues *et al.* (1998) com relação ao comportamento de estacas pré-moldadas que foram inferiores aos das estacas escavadas quando implantadas nesse manto.

Os solos superficiais do Distrito federal foram caracterizados por vários pesquisadores, entre eles, Cardoso (1995), Araki (1997), Guimarães (2002), Mota (2003) e Marques (2006) que verificaram, entre outras características, que grande parte dos solos da região apresentam, devido ao processo de intemperização, elevados teores de oxi-hidróxidos de ferro e alumínio, elevada porosidade, apesar do alto teor de argila e metaestabilidade estrutural. Geralmente, eles apresentam-se em espessas camadas constituídas na maioria das vezes por argila e possuem cor vermelha, baixa resistência ($N_{SPT} < 4$) e alta permeabilidade. Nestes solos, verificou-se que a colapsividade é consequência do arranjo estrutural das partículas e agregados formados, os quais, por sua vez, resultam diretamente de sua química e mineralogia, transformada durante a evolução intempérica. Segundo Silva *et al.* (2010), observou-se, também, que a agregação das partículas de solo que geram grandes vazios está associada aos contatos estruturais realizados por pontes de argila, bem como pela inexpressiva ação de cimentação de oxi-hidróxidos de ferro. Esses aspectos se mostraram como os principais fatores dos solos estudados para a existência de elevados potenciais de colapso, que afetam o comportamento das fundações.

Nas camadas superficiais destes solos, a sucção matricial, a estrutura do solo, a composição químico-mineralógica e as forças interpartículas são, portanto, fatores determinantes nas análises de capacidade de carga e nas previsões de comportamento de obras geotécnicas e das fundações neste horizonte. Para os solos da região, o tema foi abordado genericamente por Luna (1997) e por Menescal (1992) que estudou o papel relevante da sucção e da estrutura do solo no comportamento tensão-deformação dos solos não-saturados, propondo um modelo numérico para analisar o comportamento de vários tipos de obras geotécnicas implantadas

neste tipo de solo, entre as quais as fundações assentes em solos não saturados metaestáveis, como os encontrados em grande parte do Distrito Federal. Suas análises mostraram que considerar o solo somente na sua pior condição, saturado e com efeito do colapso, pode divergir da condição não saturada e sem colapso, em termo de deformabilidade, em até 20 vezes para os casos estudados.

O fenômeno do colapso, fundamental para o entendimento do comportamento das fundações implantadas no horizonte colapsível, foi estudado por diversos pesquisadores, entre eles, Vargas (1973) e Camapum de Carvalho *et al.* (1987). Eles definiram o colapso como o fenômeno que sofre variação brusca de volume, quando submetido a um aumento da tensão aplicada, ou a uma redução da resistência ao cisalhamento pela perda de coesão e/ou sucção matricial. A expressão “brusca”, nesse contexto, deve ser entendida como a ocorrência do fenômeno quase que concomitantemente à ação do agente desencadeador. É evidente que se este age de modo lento e progressivo, aquele aparecerá no mesmo ritmo, ou seja, a variação é brusca apenas quanto ao tempo de resposta ao evento que o provoca. Posteriormente, Farias & Assis (1996) estudaram o colapso estrutural em uma seção típica do metrô de Brasília e concluíram que o colapso pode ocorrer por dois motivos principais: a saturação e a variação do estado de tensões. Para Mascarenha (2003), os solos colapsíveis apresentam estrutura com alto índice de vazios e um baixo teor de umidade e suas partículas e, principalmente agregados de partículas, são mantidas em uma posição estruturalmente estável, pela presença de algum vínculo capaz de conferir ao solo uma resistência adicional, permanecendo em equilíbrio enquanto nenhum agente externo intervir no sentido de diminuir a resistência adicional e temporária adquirida pelo solo. Daí advém o termo estrutura metaestável. Cabe registrar que, embora índices de vazios elevados marquem estes solos de estrutura metaestável, o principal aspecto estrutural a ser considerado é o relativo à distribuição de poros, conforme mostrou Camapum de Carvalho *et al.* (2002).

O mecanismo do colapso nos solos superficiais locais, determinante nas avaliações de risco e segurança das fundações, foi dissecado por vários pesquisadores. Entre eles, podem-se citar Cardoso (1995) e Araki (1997), que observaram que este comportamento, provocado pela alteração do estado de tensão e saturação, também é influenciado pelas características químicas, mineralógicas, micromorfológicas e pela composição do fluido de inundação. Nesse caso, o pH do fluido determina a magnitude do ataque às ligações cimentíceas, pois essas são formadas predominantemente por pontes de argila.

Segundo Silva *et al.* (2009), nestes solos, verificou-se que a colapsividade é consequência do arranjo estrutural dos solos, o qual, por sua vez, é resultado direto de sua química e mineralogia, originada basicamente durante a evolução intempérica (Figura 2.7). Também se verificou-se que a agregação das partículas de solo que geram grandes vazios está ão associadas aos contatos estruturais realizados por meio de pontes de argila, bem como à inexpressiva ação de cimentação de oxi-hidróxidos de ferro. Nos solos estudados, esses fatores se se mostraram os principais fatores para a existência de elevados potenciais de colapso que afetam o comportamento das fundações.

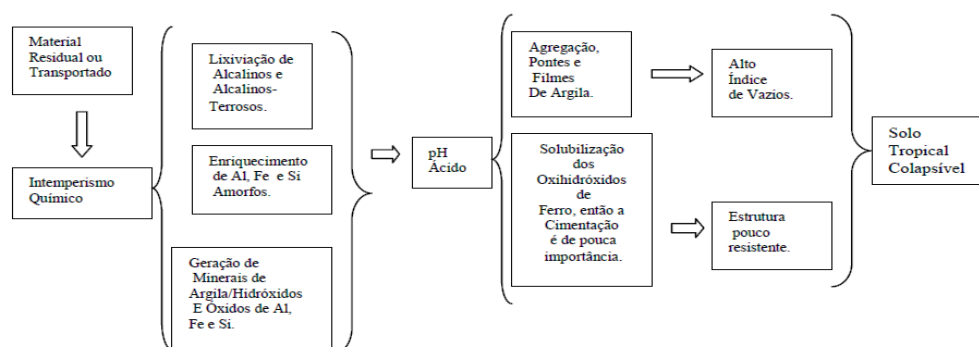


Figura 2.7 – Modelo de Evolução Químico-Mineralógico dos Solos Tropicais Colapsíveis (Cardoso, 1995).

Outras importantes contribuições encontradas em Cardoso (1995) são as propriedades físicas e a caracterização geotécnica dos principais solos encontrados durante a escavação realizada para implantação da linha do Metrô da cidade de Brasília-DF, destacando-se a dos solos da Cidade de Águas Claras-DF, região de expansão urbana, onde se verificou o elevado potencial de colapso destes solos. A Tabela 2.1, a Tabela 2.2 e a Tabela 2.3 resumem as propriedades físicas e mineralógicas dos solos analisados na pesquisa de Cardoso (1995) na cidade de Águas Claras-DF.

Tabela 2.1 - Propriedades Físicas dos Solos encontrados em Águas Claras (Cardoso, 1995).

Solos	Granulometria			w ₀ (%)	γ (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)	G _s	e	n	Sr (%)	Prof (m)
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)								
Mudflow	62	8	30	33,6	11,57	8,73	2,63	1,969	0,66	44,9	3
Solo residual laterítico	43	17	40	15,2	12,45	9,91	2,61	1,387	0,58	28,8	3
Solo saprolítico	25	15	60	23,1	16,18	13,14	2,69	1,008	0,50	61,5	4

Tabela 2.2 - Propriedades Físicas dos Solos Colapsados encontrados em Águas Claras (Cardoso, 1995).

Solos	Rp-100 kPa(%)	Rw (%)	Rt-100 kPa (%)	ep	ew	Srp(%)	Srw(%)
Mudflow	9,94	2,01	11,75	1,674	1,620	52,8	100
Solo residual laterítico	7,67	3,33	10,74	1,204	1,131	32,9	100
Solo saprolítico	5,94	2,62	8,42	0,888	0,839	70,0	100

Legenda:

Rp = Coeficiente de Subsidiência devido somente ao Carregamento;

Rw = Coeficiente de Subsidiência devido somente à Inundação;

Rt = Coeficiente de Subsidiência Total;

ep = índice de vazios final sob aplicação de pressão

ew = índice de vazios após inundação

Srp = Grau de Saturação final sob aplicação de pressão

Srw = Grau de Saturação após inundação

Tabela 2.3 – Mineralogia dos Solos Colapsados (Cardoso, 1995).

Solo	Mineralogia						
	Quartzo	Gibsitita	Caolinita	Ilita	Esmectita	Anastásio	Goethita
<i>MudFlow</i>	traço	abundante	presente	ausente	ausente	traço	presente
Solo Residual Laterítico	abundante	ausente	frequente	ausente	ausente	traço	presente
Solo Saprolito	abundante	traço	presente	traço	traço	traço	presente
Solo Coluvionar	abundante	ausente	frequente	ausente	ausente	traço	presente

ausente (0%); presente (2 a 15%); abundante (>30%); traço (<2%) ; freqüente (15 a 30%).

Segundo Silva *et al.* (2009), o manto de intemperismo encontrado no Distrito Federal pode variar de alguns centímetros a dezenas de metros e vai do solo pouco intemperizado, solo saprolítico, até o solo profundamente intemperizado, poroso e colapsável. No solo saprolítico, é possível ter grande influência da estrutura da rocha-mãe como é o caso dos solos saprolíticos de ardósia, sendo que, nesse caso, os dobramentos exercem, igualmente, grande influência, pois a orientação da estrutura de fundação em relação à estratigrafia é condicionante da interação solo-estrutura.

Marques (2006) realizou extensa campanha de ensaio para a caracterização do manto poroso de Brasília, realizou ensaios de campo e de laboratório e caracterizou o solo encontrado na Asa Sul entre as Superquadras 105, 106, 205 e 206, geotécnica, física, mecânica e mineralogicamente. Para a caracterização geotécnica do solo, realizou ensaios de SPT, SPT-T, CPT e DMT (dilatômetro de Marchetti). Retirou também amostras indeformadas ao longo do perfil para a caracterização física, mineralógica, química e mecânica do solo. Os principais resultados são apresentados na Tabela 2.4,

Tabela 2.5,

Tabela 2.6 e Tabela 2.7 e Figura 2.8.

Tabela 2.4 – Resumo dos ensaios de análise granulométrica (Marques, 2006).

Local	Método	% de argila	% de silte	% de areia
A	CD	57,0 – 80,6	14,5 – 23,5	5,0 – 21,3
	SD	0,5 – 5,1	7,8 – 38,9	60,0 – 90,3
	CU	33,6 – 54,5	40,3 – 58,7	5,2 – 21,0
	SU	1,9 – 3,7	16,2 – 39,3	57,6 – 81,9
B	CD	53,5 – 80,1	14,3 – 26,7	5,7 – 22,2
	SD	0,2 – 1,7	17,6 – 34,2	65,7 – 80,7
	CU	28,1 – 43,6	46,5 – 52,9	8,2 – 19,2
	SU	2,3 – 4,5	27,9 – 35,7	61,7 – 68,3

CD – com defloculante; SD – sem defloculante; CU – com ultrassom; SU – sem ultrassom

Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios para determinação dos limites de consistência (Marques, 2006).

Amostra	Local	Profundidade (m)	w _L (concha) (%)	w _L (cone) (%)	w _p (%)	I _p * (%)
A1 - 1	A	1,0	55	57	39	16
A1 - 2		2,0	54	61	40	14
A1 - 3		3,0	56	66	40	16
A1 - 4		4,0	60	73	44	16
A1 - 5		5,0	65	75	43	22
A1 - 6		6,0	66	76	44	22
A1 - 7		7,0	67	80	46	21
A1 - 8		8,0	74	90	54	20
B1 - 1	B	1,0	54	55	40	14
B1 - 2		2,0	55	59	41	14
B1 - 3		3,0	62	61	44	18
B1 - 4		4,0	60	69	44	16
B1 - 5		5,0	63	71	47	16
B1 - 6		6,0	65	76	48	17
B1 - 7		7,0	69	79	51	18
B1 - 8		8,0	72	85	53	19

* - O índice de plasticidade foi determinado a partir do limite de liquidez utilizando a Concha de Casagrande.

Tabela 2.6 – Classificações Unificada e Triângulo de Feret atribuídas às amostras ensaiadas com recurso a um agente dispersor das partículas (Marques, 2006).

Amostra	Com defloculante		Com ultrassom	
	Classificação Unificada	Triângulo de Feret	Classificação Unificada	Triângulo de Feret
A1 - 1	Silte elástico com areia - MH	Argila	Silte elástico - MH	Argila siltosa
A1 - 2	Silte elástico - MH	Argila	Silte elástico - MH	Argila siltosa
A1 - 3	Silte elástico - MH	Argila	Silte elástico - MH	Argila siltosa
A1 - 4	Silte elástico - MH	Argila	Silte elástico - MH	Argila
A1 - 5	Silte elástico - MH	Argila	Silte elástico - MH	Argila siltosa
A1 - 6	Silte elástico - MH	Argila	Silte elástico - MH	Argila siltosa
A1 - 7	Silte elástico - MH	Argila	Silte elástico - MH	Argila siltosa
A1 - 8	Silte elástico - MH	Argila	Silte elástico - MH	Argila siltosa
B1 - 1	Silte elástico - MH	Argila	Silte elástico - MH	Silte argiloso
B1 - 2	Silte elástico com areia - MH	Argila	Silte elástico - MH	Argila siltosa
B1 - 3	Silte elástico - MH	Argila	Silte elástico com	Argila siltosa

			areia – MH	
B1 – 4	Silte elástico – MH	Argila	Silte elástico – MH	Argila siltosa
B1 – 5	Silte elástico – MH	Argila	Silte elástico – MH	Argila siltosa
B1 – 6	Silte elástico – MH	Argila	Silte elástico – MH	Argila siltosa
B1 – 7	Silte elástico – MH	Argila	Silte elástico – MH	Argila siltosa

Tabela 2.7 – Principais índices físicos (Marques, 2006).

Amostra	w (%)	G _s	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	n (%)	S _r (%)
A1 - 1	38,23	2,79	15,158	10,966	1,544	60,70	69,07
A1 - 2	40,79	2,81	12,957	9,203	2,053	67,25	55,82
A1 - 3	46,17	2,79	14,680	10,042	1,778	64,01	72,45
A1 - 4	47,75	2,79	16,086	10,887	1,563	60,98	85,26
A1 - 5	46,96	2,78	16,602	11,298	1,461	59,36	89,36
A1 - 6	43,66	2,77	16,762	11,668	1,374	57,88	88,02
A1 - 7	44,30	2,78	16,901	11,713	1,374	57,87	89,67
A1 - 8	39,37	2,74	16,879	12,115	1,262	55,80	85,46
B1 - 1	35,92	2,77	15,660	11,526	1,404	58,40	70,86
B1 - 2	40,89	2,73	13,282	9,425	1,896	65,47	58,89
B1 - 3	49,06	2,79	14,572	9,777	1,854	64,96	73,83
B1 - 4	52,05	2,76	16,426	10,804	1,555	60,86	92,40
B1 - 5	49,31	2,78	15,758	10,555	1,634	62,03	83,89
B1 - 6	46,10	2,77	16,562	11,336	1,444	59,08	88,47
B1 - 7	44,01	2,79	16,444	11,424	1,443	59,07	85,07
B1 - 8	38,75	2,82	17,424	12,558	1,246	55,47	87,73

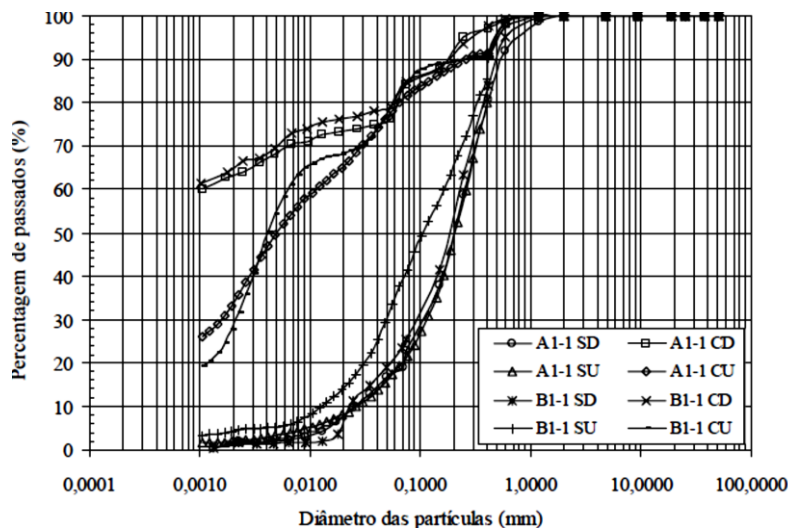


Figura 2.8 - Curvas granulométricas obtidas para a profundidade de 1m (Marques, 2006).

Marques (2006) realizou também análise mineralógica do solo, encontrando na composição mineralógica caulinita, quartzo, hematita e gibsita. Observou predominância do óxido de alumínio (gibsita) nos primeiros metros, mas à medida que a profundidade foi aumentando, a caulinita começou a predominar. O quartzo apresentou tendência a desaparecer com o aumento da profundidade e o óxido de ferro (hematita) permaneceu constante com a profundidade.

Entretanto, a caracterização mineralógica dos solos do Distrito Federal foi pouco estudada, principalmente quando se procura sua relação com as propriedades físicas e o comportamento mecânico do solo. Geralmente, os estudos voltados para subsidiar os projetos geotécnicos baseiam-se em investigações geotécnico-geológicas da área, e, na maioria dos casos, restringem-se às sondagens do tipo SPT, o que leva ao desconhecimento parcial ou total das características mecânicas e mineralógicas destes solos, podendo provocar graves erros de interpretação e de previsão do comportamento das fundações implantadas nestes solos. O ideal seria identificar a estrutura cristalina e os argilos-minerais de um perfil de solo, por exemplo, utilizando a técnica de difração de raios X (Alberts *et al.*,2002).

2.7 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

Formalmente métodos probabilísticos são pouco difundidos e pouco utilizados na prática da engenharia geotécnica. Geralmente a confiabilidade nas obras geotécnicas é deixada em segundo plano, pois a maioria dos técnicos envolvidos não dominam e não estão familiarizados com os conceitos probabilísticos. Entretanto, percebe-se que, aos poucos, os métodos estatísticos passam a ser considerados e utilizados na engenharia geotécnica, ciência que geralmente é tratada como determinística. A probabilidade vem sendo usada para definir os parâmetros do solo e o risco associado a algumas obras geotécnicas.

Segundo Assis *et al.* (2002), a estatística desempenha um papel fundamental na pesquisa científica, especialmente no que diz respeito ao planejamento da experiência, à observação dos dados e à análise e interpretação dos resultados obtidos dentro de uma população.

Segundo Ribeiro (2008), em análises geotécnicas, previsões de deformações ou de fatores de segurança são desenvolvidas com base em métodos determinísticos, que admitem como fixos e conhecidos os parâmetros do solo ou da rocha. Entretanto, tais previsões são afetadas por incertezas provenientes da impossibilidade de reprodução das condições de campo em laboratório, da perturbação do solo devido à instalação de instrumentos, das ocorrências geomecânicas não detectadas durante a campanha de sondagens, da variabilidade inerente ao maciço, entre outras. O estudo da influência dessas incertezas sobre os cálculos determinísticos, com a possibilidade da quantificação do risco de insucesso associado a um projeto geotécnico, desenvolveu-se durante as últimas décadas com base nas teorias de probabilidade e estatística.

A engenharia de fundações depara-se, primeiramente, com as incertezas das condições de carregamento, que se entrelaçam com as incertezas intrínsecas do solo e com a dificuldade de controlar o processo executivo. O uso de métodos estatísticos deveria ser rotina para mitigar essas incertezas.

O mesmo problema encontra-se, também, identificado e constatado por Cristian *et al.* (1994) na estabilidade de taludes. Os autores relataram que o engenheiro tem dificuldade em incorporar conceitos de confiabilidade na prática da estabilidade de taludes, confundindo a confiança e a probabilidade com a ruptura média. Ainda, segundo Cristian *et al.* (1994), as aplicações efetivas de métodos probabilísticos são aquelas que envolvem a probabilidade relativa de ruptura, ou, iluminadas pelo efeito das incertezas, em parâmetros e tentativas para determinar a probabilidade absoluta de ruptura, e são de muito pouco sucesso. Lembra ainda de que engenheiros geotécnicos lidam com incertezas e reconhecem que riscos são inevitáveis, mas aplicam o método observacional para manter o controle dos mesmos. Contudo, método observacional é aplicável somente quando o modelo pode ser modificado durante a construção com base em observações comportamentais. Em outros casos, em que o comportamento crítico não possa ser observado, até que seja tarde para fazer mudanças, o projetista deve confiar nos riscos calculados.

Christian *et al.* (1994) ilustram, por meio da Figura 2.9, as incertezas nas propriedades dos solos que podem gerar duas fontes de erros: dispersão nos dados e erros sistemáticos na estimativa das propriedades. A primeira consiste na variabilidade espacial inerente dos solos e erros aleatórios das medidas; a segunda, nos erros estatísticos sistemáticos devido a processos de amostragem e dados tendenciosos do próprio processo de mensuração. Segundo os autores, as tensões cisalhantes, presentes nos problemas de estabilidade de taludes, que podem ser estendidos aos das obras de fundações, apresentam quatro problemas:

- Dispersão nos dados devido à real variabilidade espacial dentro do perfil;
- Dispersão na amostra devido a erros aleatórios de teste e/ou ruído;
- Erros sistemáticos em cálculos da média de valores devido a números limitados de ensaios que lideram as incertezas estatísticas;
- Erro na média devido a erros estatísticos ou dados tendenciosos.

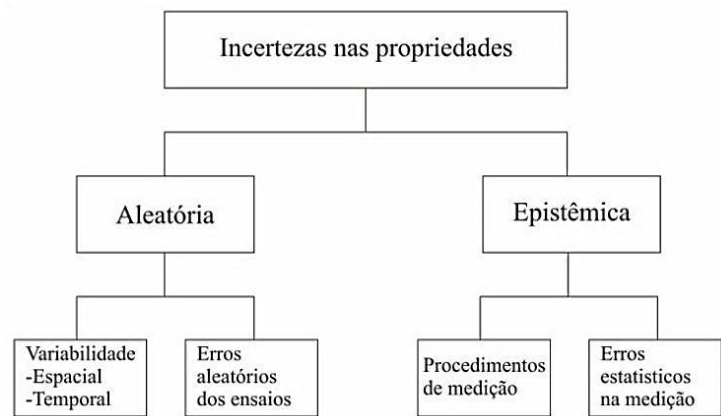


Figura 2.9 – Fontes de variabilidade nas propriedades geotécnicas (modificado de Christianet *al.*, 1994).

O comportamento das fundações depende de fatores como a sucção matricial, a estrutura do solo, a composição química e é fortemente condicionado pela variabilidade natural do solo. A heterogeneidade do solo gera um impacto significativo na confiabilidade e no desempenho das fundações, mas essa variabilidade de parâmetros pode ser avaliada a partir da aplicação de métodos probabilísticos.

Segundo Aoki (1997), o sistema solo-estaca pode ser considerado complexo, pois é um sistema constituído pela estaca, elemento estrutural, e pelo maciço, solos e rochas. Cada elemento (estaca-maciço) pode ser considerado um indivíduo, devido à grande variabilidade geotécnica e às perturbações causadas durante a execução.

Durante o processo de escavação de uma estaca, são geradas perturbações na interface maciço-estaca e, em seu entorno, são impostas deformações elásticas, permanentes e residuais de difícil entendimento e modelagem, gerando indivíduos (estaca-maciço) de características únicas, mas com características e comportamento populacional (estaqueamento) que podem ser controlados e verificados estatisticamente. Salienta-se que qualquer característica das estacas, comprimento, capacidade de carga, energia necessária para sua escavação, deformabilidade, entre outras, podem ser agrupadas de forma organizada graficamente em um histograma que é utilizado para representar informações que tenham sido previamente sintetizadas numa distribuição de frequência absoluta ou relativa (percentual). A distribuição normal é a mais utilizada, pois possui como principais características a média e o desvio padrão, utilizados para controlar a maioria dos fenômenos da natureza.

Aoki (1997) observou que, fruto da variabilidade geotécnica, durante a execução de um estaqueamento, existe uma superfície resistente onde as bases das estacas são assentes,

superfície que deve atender geotecnicamente e estruturalmente aos estados limites últimos e de utilização (Figura 2.10). Entretanto, a localização da superfície resistente depende da formação geológico-geotécnica do maciço, sendo de difícil detecção durante a execução de um estaqueamento tipo escavado, por não se dispor de ferramentas de controles como o controle da nega em um estaqueamento tipo estacas pré-moldadas.

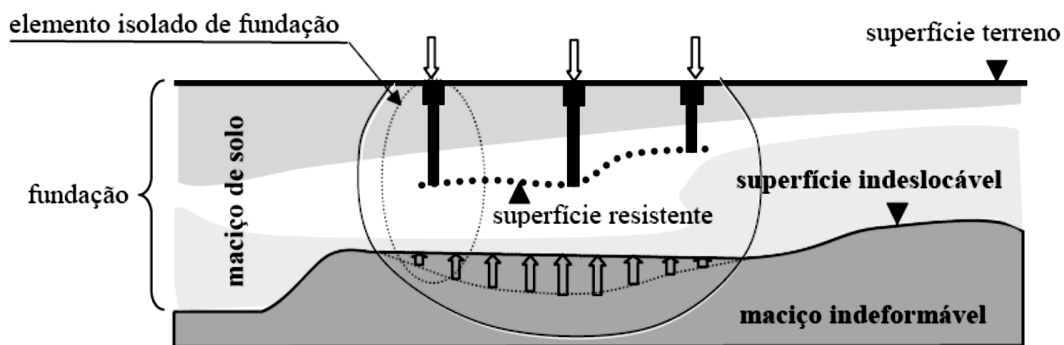


Figura 2.10 – Equilíbrio estático da fundação (Aoki, 2002).

Aoki (2005) mostrou que, para uma dada superfície resistente, a curva de distribuição estatística de solicitação S é representada pelo valor médio S_m e o desvio padrão σ_S , e a curva de resistência R pelo valor médio R_m e o desvio padrão σ_R , onde os valores médios representam o valor mais provável de cada variável, e os desvios padrões definem os pontos A e B de inflexão das curvas, que medem a dispersão em torno do valor médio das variáveis independentes aleatórias S e R analisadas (Figura 2.11).

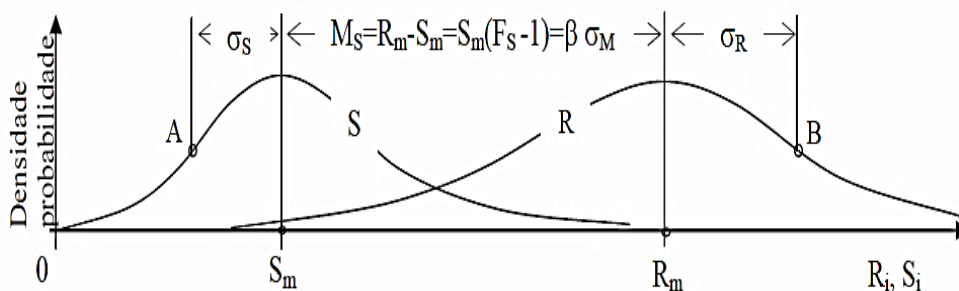


Figura 2.11 – Curva de densidade de probabilidade de solicitação e resistência (Aoki, 2005).

Observa-se que os valores médios representam o valor mais provável das variáveis, e os desvios padrões, que definem os pontos A e B de inflexão das curvas, medem a dispersão em torno do valor médio das variáveis independentes aleatórias S e R analisadas. Esta dispersão pode ser também expressa pelos coeficientes de variação. Ang & Tang (1984) consideram as variáveis solicitação e resistência estatisticamente independentes e definem a função margem de segurança M , como a diferença entre as curvas de resistência R e de solicitação S . Segundo

Aoki (2005), a ruína ocorre quando M é menor que zero, ou seja, quando as resistências são menores que as solicitações, e a fundação é bem sucedida, ou seja, não ocorre ruína quando M é maior que zero. Portanto, pode-se afirmar que o afastamento entre as duas curvas, determinado pela margem de segurança, é uma medida direta de confiabilidade da fundação. Mas, salienta-se que o cálculo da probabilidade de ruína depende de alguns fatores como incertezas intrínsecas, de modelo e de parâmetros, ou seja, deve ser uma probabilidade de ruína condicionada ao modelo escolhido. Alerta-se que utilizar modelos complexos que dependam de diversos parâmetros pode-se tornar uma barreira para o uso da probabilidade nos projetos de engenharia e, nesse contexto, modelos simples são bem-vindos. A escolha do valor p_F ou β depende do risco de engenharia que a sociedade julgar mais adequado, ou seja, a probabilidade de ruína de projeto deve atender todos os envolvidos na decisão. Esta escolha depende do vulto da obra, dos custos de reparação e das consequências de perdas materiais e de vidas envolvidas, no caso de ocorrência de falha da fundação.

Segundo Aoki (2002), uma vez fixada a forma da curva das curvas S e R , definidas pelos respectivos coeficientes de variação v_S e v_R , e o fator de segurança global F_S , pode-se determinar o índice de confiabilidade β e a probabilidade de ruína p_F , deduzido e apresentado por Cardoso e Fernandes (2001), e Ang e Tang (1984), respectivamente, dada por:

$$\beta = (1 - 1/F_S) / [v_R^2 + (1/F_S)^2 v_S^2]^{0,5} \quad (2.7)$$

$$p_F = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.8)$$

Segundo Aoki (2005), o paradigma atual de projeto e execução de fundação profunda baseia-se na aplicação de um fator de segurança global ao valor de resistência ou de fatores parciais de minoração e majoração, aplicados respectivamente à resistência e à solicitação. Para uma dada superfície resistente de fundação, a partir da noção de margem de segurança, mostra-se que, fixadas as dispersões v_S e v_R das curvas de solicitação S e resistência R , o fator de segurança global torna-se dependente do índice de confiabilidade β , ou seja, a segurança e a confiabilidade são inseparáveis do ponto de vista matemático. Portanto, o desafio é projetar uma fundação baseada em probabilidade de ruína que atenda a esta relação teórica, além de, obrigatoriamente, atender aos fatores de segurança mínimos das normas. Para isto, torna-se necessário estimar as curvas de solicitação e de resistência de diferentes elementos estruturais de fundação, em diferentes formações geotécnicas, considerando-se a interação solo-estrutura.

Estatisticamente, o objetivo da análise de confiabilidade é assegurar o evento ($R > S$) durante toda a vida útil da fundação e, conseqüentemente, da estrutura que ela suporta. Esta garantia é possível somente em termos da probabilidade $P(R > S)$. O evento complementar à probabilidade de ruína foi deduzido e apresentado por Cardoso e Fernandes (2001).

Portanto, confiabilidade em engenharia pode ser definida como a capacidade de um sistema em atender às solicitações que atuam sobre o sistema. Particularmente, a segurança de uma fundação está ligada a sua capacidade de resistir às solicitações, combinação de máximas ações, durante a toda a sua vida útil. Entretanto determinar a capacidade resistiva e as solicitações máximas é um problema de difícil solução. Estimativas e previsões são sempre necessárias para estes tipos de problemas, conseqüentemente incertezas são inevitáveis. Logo, a confiabilidade de uma fundação deveria ser sempre medida em termos de probabilidade de ruína ou inversamente em termos de confiabilidade.

Já como resultado desta pesquisa, uma importante técnica de controle estatístico de um estaqueamento tipo hélice contínua foi proposta por Silva & Camapum de Carvalho (2010). A técnica proposta, rotinas SCCAP, fundamenta-se no autocontrole da execução dos elementos de fundação a partir da medição automatizada do trabalho realizado ou da energia necessária para a escavação de cada estaca do estaqueamento, o qual é executado com equipamento tipo hélice contínua monitorada.

As rotinas SCCAP, que foram incorporadas no *software* de monitoramento das estacas hélice contínua, partem de uma amostra coletada (trabalho realizado para escavar as estacas) junto ao subconjunto da população, o estaqueamento, agrupando esses dados em uma distribuição de frequência determinando a sua média e o seu desvio padrão. A técnica permite montar critérios de aceitação em função da média e do desvio padrão, conseqüentemente possibilitando a realização do controle automatizado, em tempo real, do restante do estaqueamento com base em uma grandeza física, o trabalho realizado ou a energia necessária para a execução de uma estaca. Segundo os autores das rotinas SCCAP, por meio delas, o projetista, o executor e o proprietário podem verificar em tempo real se a capacidade de carga adotada em projeto que está correlacionada com a energia será atendida durante a execução de cada elemento da fundação, permitindo assim, o ajuste do projeto ponto a ponto. Problemas como o da variabilidade estratigráfica do solo podem ser superados, conferindo maior economia e segurança à obra.

Considerando-se ainda os conceitos básicos de estatística, necessários para o entendimento das rotinas SCCAP, denomina-se população ou universo estatístico, o maior conjunto tomado como referência na observação de um fenômeno, podendo ser finita ou infinita. Pode-se dizer que população é qualquer conjunto que reúna todos os elementos que tenham, pelo menos, uma característica comum. A amostra é qualquer subconjunto não vazio de uma população, excetuando-se a própria população. Existem duas alternativas para obter informações sobre uma população ou universo estatístico: o censo em que as informações são coletadas, junto a todos os elementos da população; e a amostragem em que as informações são coletadas, junto a um subconjunto da população ou universo, denominado amostra.

Montgomery e Runger (2003) definiram amostragem como a seleção e a escolha dos elementos de uma população ou universo para constituir uma amostra, no caso deste estudo, serão selecionadas algumas estacas para representar o estaqueamento. É fundamental que a amostra seja representativa da população da qual foi extraída e que as medições realizadas para gerar os dados sejam confiáveis. A Figura 2.12 ilustra os conceitos descritos.

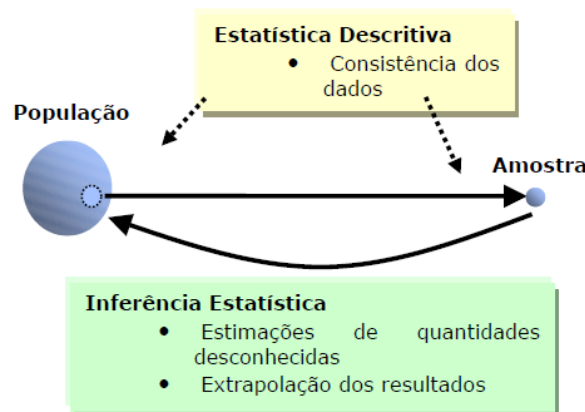


Figura 2.12 - População e amostra (Magalhães e Pedroso de Lima, 2001).

Correa (2003) apontou as fases a serem adotadas em um estudo estatístico capaz de produzir resultados finais válidos:

- O primeiro passo consiste em definir ou formular corretamente o problema a ser estudado;
- O segundo compreende a fase do planejamento, que consiste em se determinar o procedimento necessário para se resolver o problema e, em especial, como levantar informações sobre o assunto;
- O terceiro, o passo essencialmente operacional, compreende a coleta das informações propriamente ditas. Nele, indica-se onde e como coletar dados representativos do estaqueamento, os quais devem estar relacionados com os ensaios de campo;

- A quarta etapa do processo é a da apuração ou sumarização, que consiste em resumir os dados coletados através de sua contagem e agrupamento. Posteriormente, os dados devem ser apresentados sob a forma adequada, tornando mais fácil o exame do fenômeno que está sendo objeto de tratamento estatístico. Há duas formas de apresentação ou exposição dos dados observados, que não se excluem mutuamente: a apresentação tabular (apresentação numérica dos dados) e a apresentação gráfica (apresentação geométrica dos dados numéricos);
- Por fim, a análise e a interpretação dos dados.

A População de Interesse ou População-Alvo é aquela sobre a qual são feitas inferências baseadas na amostra. Segundo Assis (2001), quase nunca é possível examinar todos os elementos da população de interesse. Caso fosse possível o acesso a todos os elementos da população, isto não significaria maior precisão nos resultados, pois os erros de coleta e manuseio de grande número de dados, muitas vezes, são maiores do que as imprecisões devido à generalização das conclusões de uma amostra bem selecionada.

As amostras estatísticas são aquelas cujo processo de escolha é aleatório, ou seja, elas têm a mesma probabilidade de serem escolhidas, garantindo que toda a variabilidade presente na população estará refletida na amostra. Mas, raramente uma amostra representará exatamente o universo estatístico do qual ela foi coletada, ou seja, haverá sempre uma incerteza. Logo, o conceito de probabilidade é fundamental para os estudos de situações em que os resultados são variáveis, mesmo quando as condições de sua realização forem mantidas inalteradas.

A Estatística Descritiva é a parte da Estatística que procura descrever e analisar certo grupo de observações, normalmente denominado de amostra, procurando expressar estas observações através de medidas e formas de representação, tais como: tabelas, gráficos, curvas etc. (Assis, 2001).

Segundo Assis (2001), para entender o comportamento de uma grande amostra, não é conveniente a representação do fenômeno através de uma tabela ou enumeração individual de valores, mas sim a representação do conjunto de observações de forma sintética, ou seja, através das medidas de tendência centrais e suas dispersões. As medidas de Tendência Centrais mais utilizadas são:

- Média Aritmética (\bar{X}) é a medida mais utilizada. Segundo Assis *et al.* (2002), é o melhor estimador da média populacional, definida por:

$$\bar{X} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (2.9)$$

- Média Ponderada (\bar{X}_p) é utilizada quando os números que se quer sintetizar têm graus de importância diferenciados. A média aritmética ponderada dos números x_1, x_2, \dots, x_n , com pesos p_1, p_2, \dots, p_n , é definida por :

$$\bar{X}_p = \frac{x_1 p_1 + x_2 p_2 + \dots + x_n p_n}{\bar{X}} \quad (2.10)$$

- Mediana (Me), no conjunto de “n” observações, X_1, X_2, \dots, X_n , é o valor do "meio" do conjunto, quando os dados estão dispostos em ordem crescente. Quando "n" é ímpar, este valor é único; se "n" é par, a mediana é a média aritmética simples dos dois valores centrais.
- Moda (Mo) é a medida de tendência central que se caracteriza pelo valor mais frequente (maior frequência absoluta simples).

As medidas de dispersão ou variabilidade de uma distribuição de frequência representam, com que grau de dispersão, as observações individuais que diferem do valor médio representativo da população, e as mais utilizadas são a variância, S_d^2 e o desvio padrão, S_d , que é a raiz quadrada da variância, definidos por:

$$s_d^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n - 1} \quad (2.11)$$

$$s_d = \sqrt{s_d^2} \quad (2.12)$$

Ressalta-se que o denominador deve ser (n-1) para que S_d^2 seja um estimador não-tendencioso.

Geralmente, as características de uma população qualquer, quando representadas em forma de histogramas de frequências, aderem a uma distribuição contínua normal de probabilidades (Figura 2.13). Os parâmetros estáticos mais relevantes que definem a distribuição normal são a média e o desvio padrão, segundo Assis *et al.* (2002) e Magalhães e Pedroso de Lima (2001).

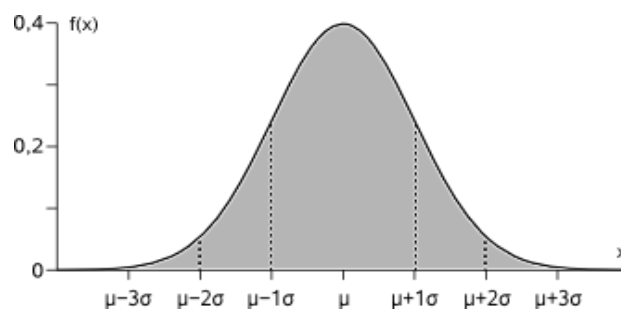


Figura 2.13 – Curva Normal.

Meyer (1983) apontou as principais características da distribuição normal:

- A média da distribuição é μ ;
- O desvio padrão é σ ;
- A moda ocorre em $x = \mu$;
- A curva é simétrica em relação a um eixo vertical passando por $x = \mu$;
- A curva tem inflexões nos pontos $x = \mu \pm \sigma$; é côncava para baixo se $\mu - \sigma < x < \mu + \sigma$ e côncava para cima em caso contrário;
- A curva normal é assintótica ao eixo horizontal em ambas as direções;
- A área total sob a curva normal e acima do eixo horizontal é 1 (o eixo horizontal é o eixo dos valores da variável aleatória).

Outras propriedades da distribuição normal é que 68% das observações caem dentro de um intervalo de um desvio padrão da média e 95% das observações caem dentro de dois desvios padrão da média.

Segundo Meyer (1983), estimação é o processo que consiste no uso de dados amostrais para estimar valores de parâmetros populacionais desconhecidos, tais como média, desvio padrão etc. Magalhães e Pedroso de Lima (2001) apontaram que parâmetros são atributos da população, em geral desconhecidos. Neste trabalho, temos interesse de estudo sobre eles.

Estimador é um representante de um parâmetro obtido através de uma amostra e a estimativa é um valor numérico assumido pelo estimador. São dois os tipos de estimação: a estimação por ponto (pontual) e a estimação por intervalo (intervalar). A primeira surge quando se está interessado em alguma característica numérica de uma distribuição desconhecida e se deseja calcular, a partir de observações, um número que infere uma aproximação da característica numérica em questão. A segunda, de acordo com Correa (2003), surge do fato de a estimação por pontos de um parâmetro não possuir uma medida do possível erro cometido na estimação,

o que torna oportuno construir os intervalos de confiança, que são baseados na distribuição amostral do estimador pontual.

Uma maneira de expressar a precisão da estimação é estabelecer limites que, com certa probabilidade, incluam o verdadeiro valor do parâmetro da população. Esses limites são chamados limites de confiança: determinam um intervalo de confiança, no qual deverá estar o verdadeiro valor do parâmetro. Logo, a estimação por intervalo consiste na fixação de dois valores tais que $(1 - \alpha)$ seja a probabilidade de que o intervalo, por eles determinado, contenha o verdadeiro valor do parâmetro. Silva (1999) denotou nível ou grau de confiança por $100(1 - \alpha)\%$ em que α denomina-se nível de significância.

Muitos são os testes estatísticos baseados diretamente na distribuição normal ou em distribuições a ela relacionadas, isto é, que podem ser derivadas da normal, como as distribuições de *Student*, *Fisher* ou Qui-quadrado. Tipicamente, estes testes requerem que as variáveis analisadas sejam normalmente distribuídas na população. Problemas podem surgir quando se tenta usar um teste baseado na distribuição normal para analisar dados de variáveis que não são normalmente distribuídas, mas a maioria das variáveis observadas geralmente são normalmente distribuídas, o que representa uma "característica geral" da realidade empírica.

Em tais casos, há a opção de usar um teste baseado na distribuição normal, se o tamanho das amostras for suficientemente grande. Essa opção é baseada em um princípio extremamente importante que é largamente responsável pela popularidade dos testes baseados na distribuição normal. Este princípio é chamado de Teorema Central do Limite e expressa que, quanto mais aumenta o tamanho da amostra, mais a forma da distribuição amostral da média aproxima-se da forma da normal, mesmo que a distribuição da variável em questão não seja normal. Assis *et al.* (2002) e Magalhães e Pedroso de Lima (2001) apontaram que valores de n maiores que 30 (dimensão da amostra) fornecem aproximações boas para aplicações práticas. Matematicamente, o teorema Central do Limite pode ser apresentado por:

$$\frac{\bar{X} - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \xrightarrow{n \rightarrow \infty} Z, \quad (2.13)$$

com $Z \sim N(0,1)$, ou seja, Z é variável aleatória com distribuição normal padronizada de média nula e variância unitária.

Meyer (1983) e Silva (1999) mostraram que, utilizando o Teorema Central do Limite, é possível determinar a amplitude do intervalo de confiança para a média, com um nível de confiança de $100(1-\alpha)\%$, representado na Figura 2.14 e definida por:

$$\left[\bar{X} - Z_{\alpha/2} \frac{S_d}{\sqrt{n}}; \bar{X} + Z_{\alpha/2} \frac{S_d}{\sqrt{n}} \right] \quad (2.14)$$

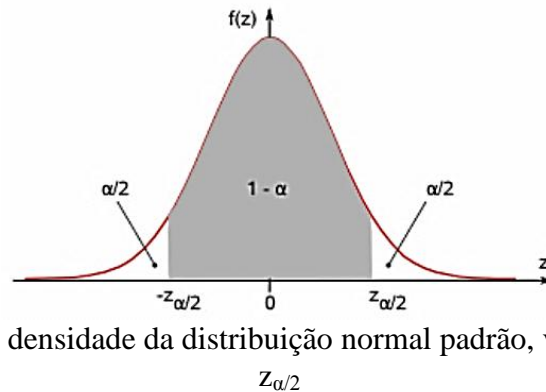


Figura 2.14 - Função de densidade da distribuição normal padrão, valores simétricos $-z_{\alpha/2}$ e $z_{\alpha/2}$

Outro importante conceito estatístico é a dependência entre duas variáveis X e Y, quando estas estão associadas, e para a medida de seu grau de associação, pode se optar pela teoria da correlação que compreende a verificação da existência e o grau de relação entre as variáveis de um problema. Se X e Y representam duas variáveis aleatórias, e considerando n pares de observações $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_n, y_n)$, estas observações podem ser plotadas num diagrama de dispersão. O coeficiente de correlação amostral r representa a tendência e a força da relação linear entre duas variáveis. A interpretação de r como medida de dependência de duas variáveis é puramente matemática e isenta de qualquer implicação de causa ou efeito. A forte correlação se dá quando a maioria dos pares de valores das observações estão próximos de uma reta (Assis *et al.*, 1999). O coeficiente de correlação r é definido por:

$$r = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n X_i \cdot Y_i - \sum_{i=1}^n X_i \cdot \sum_{i=1}^n Y_i}{\sqrt{n \cdot \sum_{i=1}^n X_i^2 - (\sum_{i=1}^n X_i)^2} \cdot \sqrt{n \cdot \sum_{i=1}^n Y_i^2 - (\sum_{i=1}^n Y_i)^2}} \quad (2.15)$$

Onde: X_i e Y_i são variáveis aleatórias e n número de pares de observações.

Assis *et al.* (1999) apresentam faixas de valores encontradas na literatura técnica para a interpretação de r :

$0,00 \leq r \leq 0,20$ – dependência insignificante;

$0,21 \leq r \leq 0,40$ – dependência fraca;

$0,41 \leq r \leq 0,70$ – dependência marcante;

$0,71 \leq r \leq 1,00$ – dependência forte.

Segundo Ramos (2009), outra ferramenta estatística útil é a análise de variância ou ANOVA. Consiste na comparação de médias, não a quanto as médias amostrais estão distantes, mas a quão distantes estão relativamente à variabilidade de observações individuais. A ANOVA compara a variação resultante de fontes específicas com a variação entre indivíduos que deveriam ser semelhantes. Em particular, a ANOVA testa se vários grupos têm a mesma média, comparando o afastamento entre as médias amostrais com a variação existente dentro das amostras. Se a variância calculada, usando-se a média dos grupos for maior do que a calculada dentro de cada grupo, isso pode indicar que existe uma diferença significativa entre os grupos.

2.8 ENSAIOS DE CAMPO, CAPACIDADE DE SUPORTE E TENSÃO RESIDUAL

Os métodos ditos diretos, a partir de resultados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*), DMT (*DilatoMeter Test*), PMT (*PressureMeter Test*), entre outros, são usados largamente na prática da engenharia de fundações. As dificuldades inerentes aos métodos analíticos estimulam o uso de métodos diretos. Os métodos diretos são, em geral, abordagens de natureza empírica ou semiempírica, alguns com fundamentação estatística a partir das quais as medidas de ensaios são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas. Os métodos indiretos usam os resultados de ensaios para a aplicação à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos como abordagem de projeto (Schnaid, 2000).

O SPT, sem dúvida, é o método direto mais utilizado pela engenharia geotécnica no Brasil e é utilizado na previsão e estimativa da capacidade de carga e deformabilidade das fundações. Segundo Mota (2003), nos últimos vinte anos, introduziram-se novos e modernos equipamentos de investigação na prática de engenharia visando a ampliar o uso de diferentes tecnologias em diferentes condições do subsolo. O avanço da eletrônica, somado à rápida evolução da informática, tem proporcionado equipamentos mais apropriados, menores, mais robustos e mais econômicos. A utilização do Cone Elétrico (CPT), Dilatômetro de Marchetti

(DMT), Pressiômetro de Ménard (PMT) e Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) no Brasil enriquecem a engenharia geotécnica, uma vez que eles se somam à Sondagem de Simples Reconhecimento a Percussão (SPT), permitindo um tratamento mais refinado aos parâmetros obtidos em investigações de campo, com forte consolidação teórica e rápido tempo de resposta. Como resultado, os projetos de fundações são agilizados, permitindo maior acurácia de resposta. Mota (2003) e Marques (2006) descreveram detalhadamente o surgimento, a evolução, a utilização, a aplicabilidade e as vantagens de cada um desses ensaios.

Segundo Schnaid (2000), os ensaios de cone CPT (*Cone Penetration Test*) e piezocone CPTU (*Cone Penetration Test Undrained*), vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados de ensaios podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações. No Distrito Federal, os trabalhos de Ortigão (1994) e Ortigão *et al.* (1996), Goulart & Schnaid (2002), Mota (2003), Anjos *et al.* (2004) e Soares (2004) detalham o uso do CPT, propõem novos ábacos para o levantamento da estratigrafia local e apresentam metodologia de dimensionamento.

Anjos (2006) enfatiza que correlações com o ensaio de SPT devem ser tratadas com cuidado e não devem ter caráter de aplicabilidade universal. Um dos problemas de quase todas as formulações empíricas é que as mesmas não consideram o nível de tensão a que a fundação está submetida tanto em relação ao atrito quanto à base. Como o comportamento dos solos depende da trajetória de tensões e nível de deformação a que são submetidos, teoricamente o ensaio de campo ideal deveria impor um caminho de tensões e nível de deformações uniforme em toda a massa envolvida no processo, complementado por condição perfeitamente não drenada ou de total dissipação da pressão neutra. Nem o SPT nem outros ensaios de campo satisfazem completamente estas condições. Fatores como plasticidade, sensibilidade e fissuração de solos argilosos controlam o resultado da resistência ao cisalhamento não drenada, de onde advém a existência de diferentes relações entre a resistência não drenada e o valor do índice de resistência à penetração. Além disso, tem-se que a resistência não drenada não é uma propriedade do solo, pois depende da trajetória de tensões e é consequência do ensaio utilizado para sua determinação (Schnaid, 2000).

2.8.1 CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA E CAPACIDADE DE CARGA LIMITE

Van Impe (1994) definiu a ruptura física do solo correspondente à condição de $\Delta s/\Delta Q=\infty$, na qual Δs representa o acréscimo de deslocamento provocado pelo acréscimo de carga ΔQ , ou seja, a ruptura física implica recalque infinito. A ruptura convencional corresponde à condição em que $\Sigma\Delta s$ /(diâmetro equivalente da estaca) está entre 0,05 e 0,1, ou seja, atinge-se um recalque acumulado entre 5% e 10% do diâmetro da estaca. Definiu também a carga limite, correspondente à condição em que $\Sigma\Delta s$ /(diâmetro equivalente da estaca) atinge 0,0025, ou seja, atinge-se um recalque acumulado de 2,5% do diâmetro da estaca. Em geral, a mobilização do atrito lateral unitário depende do tipo da estaca e do tipo do solo e deve-se assumir que o mesmo seja mobilizado para deslocamentos entre 5 e 25 mm.

Para Cintra & Aoki (1999), a ruptura física é caracterizada pelos recalques teoricamente infinitos e a ruptura convencional pela imposição de um recalque arbitrário.

Baseado no Conceito de Rigidez, Décourt (1996) define a ruptura física como a carga correspondente à rigidez nula, sendo a rigidez a relação entre a carga aplicada e o recalque correspondente. Entretanto, Décourt (2008) observa que a rigidez nula corresponde à deformação infinita, logo a ruptura física nunca é atingida sendo necessário definir a ruptura convencional. Essa é definida pelo autor como a carga correspondente a uma deformação de 10% do diâmetro das estacas circulares escavadas em argila, e 30% do diâmetro para estacas circulares escavadas em solos granulares, devendo-se considerar o diâmetro equivalente para estacas com outras seções.

Segundo Poulos & Davis (1980), Fleming (1992) e Tomlinson (1994), para as estaca escavada em solo coesivo, o deslocamento para a total mobilização do atrito lateral unitário é diretamente proporcional ao diâmetro do fuste e está na faixa de 0,5 e 2% do diâmetro do fuste.

Kédzi & Rétháti (1988) encontraram valores de deslocamento de aproximadamente 20 mm para a mobilização do atrito lateral unitário de fundações sem base alargada e valores de aproximadamente 50 mm, ou mais, para as fundações escavadas com base alargada.

King *et al.* (2000) realizaram provas de carga instrumentadas em 12 estacas hélice contínua em argila saturada e chegaram às seguintes conclusões:

- atingiram-se cargas de pico no fuste com deslocamentos entre 7 e 14 mm, sem relação com o diâmetro da estaca;
- as cargas últimas (fuste e base) foram alcançadas para deslocamentos da ordem de 100 a 200 mm;
- nas 12 (doze) estacas, menos que 10% da capacidade de pico foi atribuída à resistência na base;
- as resistências de pico no fuste foram dependentes da velocidade com que a prova de carga foi realizada, rápida ou lenta, mas a resistência última do fuste foi dependente somente da magnitude do deslocamento.

Segundo Jamiolkowski (2003), geralmente é aceito adotar-se, para resistência última da base das estacas escavadas e estacas tipo hélice contínua, um valor de deslocamento relativo para a sua mobilização, em geral, entre 5 e 10% do diâmetro da base.

Van Impe (1994) alerta para a grande influência do método de execução da fundação sobre a razão entre o deslocamento e o diâmetro da base. Segundo o autor, as modificações das características e do estado de tensão do solo ao redor da estaca são dependentes do tipo de sua instalação e influenciam sensivelmente o desempenho das fundações. A confiabilidade das abordagens ditas indiretas de dimensionamento, como as que se utilizam da teoria da plasticidade, parece-ser questionável em muitas circunstâncias.

Segundo Anjos (2006), pode-se dizer que há uma vertente que procura associar o deslocamento necessário ao pleno desenvolvimento do atrito lateral unitário ao diâmetro do fuste da fundação. Esse deslocamento seria da ordem de 0,5 a 2% do diâmetro do fuste da fundação, em solos coesivos, e de 1 a 3%, em solos granulares. Mas, um “critério absoluto” pode ser impraticável, pois as deformações absorvidas pelas estruturas, em geral, diferem de um projeto para outro. O que vale em termos de deslocamento tolerável para uma, pode não valer para outra estrutura. Ainda de acordo com Anjos (2006), conceitualmente, somente o fuste exibe uma resistência última. A “ruptura” física da base de estacas escavadas e tubulões não é propriamente uma ruptura física, pelo menos até deslocamentos da ordem do diâmetro da base da fundação. Há de se considerar o fato de que critérios baseados em fixar deslocamentos em função de uma porcentagem do diâmetro, embora práticos, não são, com certeza, apropriados para todos os comprimentos e diâmetros de fundações, a menos que se leve em consideração o mecanismo de transferência de carga e a compressibilidade da

fundação e do solo. Assim, em fundações como tubulões, estacas de grande diâmetro ou estacas longas, não há sentido prático em se estabelecer deslocamentos relativos, pois os movimentos exigidos pela base para a sua completa mobilização seriam excessivos, e as estruturas não suportariam tais deslocamentos.

2.8.2 TENSÃO RESIDUAL EM PROVAS DE CARGAS

Aspectos como tipo de estaca, geometria, execução, profundidade da estaca, concretagem, cura e efeito de escala trazem questionamentos, por exemplo, quanto às tensões residuais e à profundidade crítica que afetam a capacidade de suporte e necessitam de análises.

Muitos textos sugerem a existência da chamada “profundidade crítica” isto é, uma profundidade abaixo da qual as resistências lateral e da base seriam constantes e independentes do acréscimo da tensão efetiva. Segundo Fellenius (2002), este conceito é errado, pois é baseado em uma interpretação incorreta de resultados de provas de carga instrumentadas e, portanto, não deveria ser aplicado. A consideração de que a resistência de ponta aumenta linearmente com a profundidade até um determinado valor limite é uma idealização que teve como suporte os trabalhos experimentais de Vésic (1977 a) e Meyerhof (1976).

Anjos (2006) apresentou o efeito da tensão residual a partir das Equações 2.16 a 2.18 e da Figura 2.15. O autor considerou a situação de uma estaca isolada executada em solo arenoso homogêneo e admitiu que a resistência lateral unitária, q_l , aumenta linearmente com a profundidade, z , ou seja, é proporcional à tensão vertical efetiva, σ'_v , de acordo com:

$$q_l = \beta_{(z)} \sigma'_{v(z)} \quad (2.16)$$

O esforço normal N à profundidade z é dado por:

$$N = F - \pi D \int_0^L (\beta_{(z)} \cdot \sigma'_{v(z)}) dz = F - \pi D \beta_{(z)} \gamma \frac{z^2}{2} \quad (2.17)$$

Onde:

F = força aplicada no topo da fundação;

γ = peso específico do solo.

O atrito lateral foi representado por uma fração da carga, xF , e a relação entre o esforço normal, a carga aplicada no topo da fundação, e o atrito é dada pela Equação 2.18, uma equação do segundo grau ou parabólica.

$$\frac{N}{F} = 1 - x \left(\frac{z}{L}\right)^2 \quad (2.18)$$

Para as situações para $x= 0,6$ e $0,9$, isto é, 60 e 90% da carga aplicada F é suportada pelo atrito lateral (Figura 2.15). Anjos (2006) ainda salientou que, caso existisse uma profundidade a partir da qual tanto a resistência de ponta como a resistência lateral se mantivessem constantes, a distribuição do esforço normal a partir dessa profundidade seria linear (visto que a integração de uma constante resultaria a equação de uma reta).

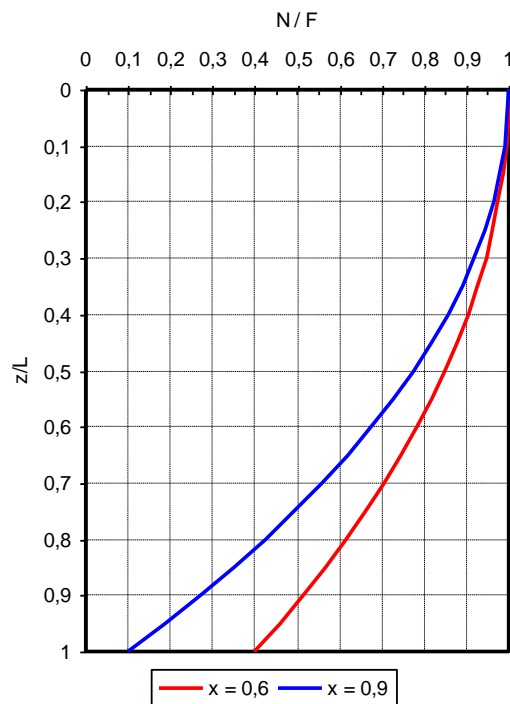


Figura 2.15 - Distribuição do esforço normal em profundidade(Anjos,2006).

As cargas residuais, geralmente, são de natureza semelhante ao atrito negativo e surgem devido a vários fatores, entre eles: perturbações durante a instalação; reconsolidação do solo após instalação; ciclos de carregamentos em provas de cargas; e retração do concreto.

Fellenius & Altaee (1994) alertaram que não existe profundidade crítica e que, muitas vezes, a interpretação dos ensaios de prova de carga é feita tendo apenas em vista as cargas aplicadas durante o ensaio, ignorando-se a existência de quaisquer forças “residuais” instaladas na estaca antes do carregamento. Apresentaram um caso de estudo em que se compara a distribuição

correta do esforço normal com a distribuição sem consideração das cargas residuais (Figura 2.16).

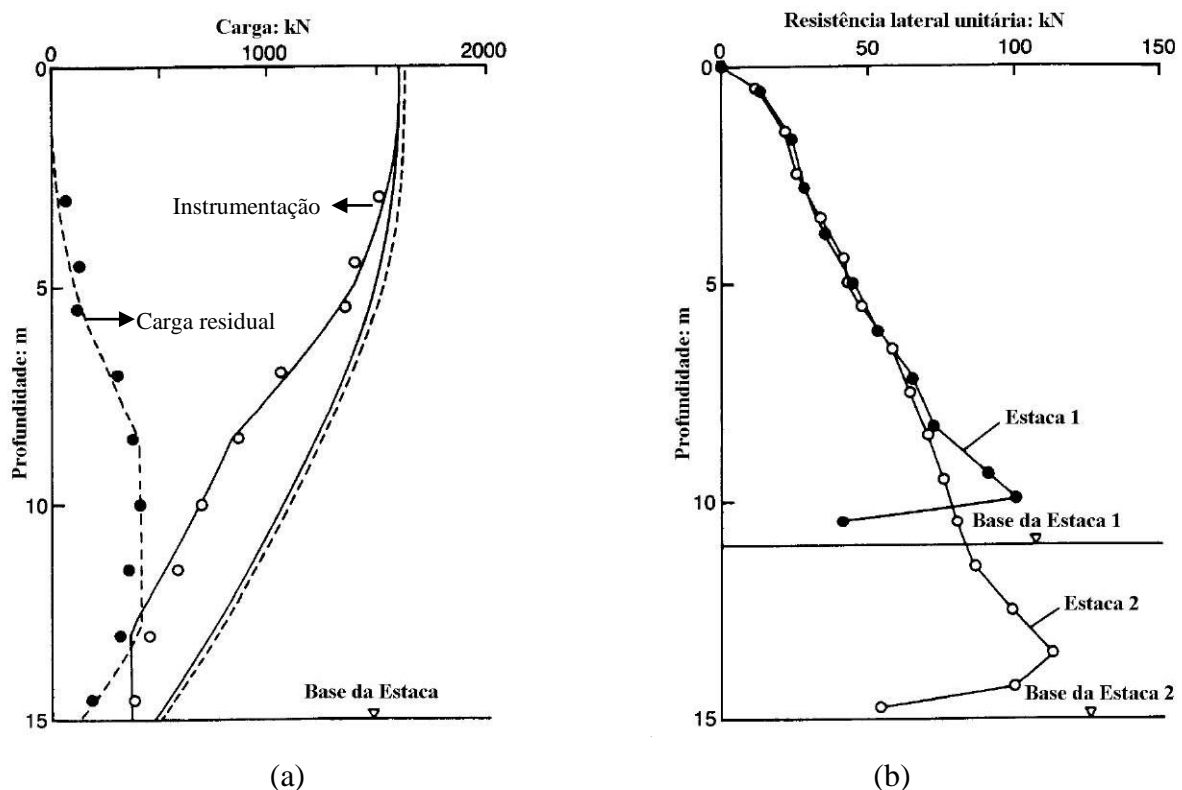


Figura 2.16 -a) Distribuição de carga; b) Resistência lateral unitária em profundidade (Fellenius & Altaee, 1994).

Falconio & Mandolini (2003) abordam a influência das tensões residuais em estacas escavadas e, segundo esses autores, o fenômeno poderia ser descrito como a seguir: após a concretagem de uma estaca escavada, ocorre um processo químico exotérmico podendo surgir efeitos de contração ou expansão de acordo com as condições ambientais externas (seco ou úmido) e o tipo do cimento usado. Assumindo que um estado de deformação “zero” exista na interface estaca-solo no momento da colocação do concreto, eles entendem que o solo circundante à estaca reage a qualquer variação de deformação depois deste tempo. Em condições ambientais secas, a estaca poderá contrair, mas o solo, na interface, desenvolverá atrito lateral, desta forma, permitindo uma redistribuição das deformações na estaca de acordo com a condição de carga externa total igual a zero. O mesmo se aplica a ambiente externo úmido, com a diferença de que, neste caso, a estaca poderá experimentar expansão. A Figura 2.17 e a Figura 2.18 mostram resultados de medidas de deformações após a concretagem. Vê-se, na Figura 2.17, que, dependendo da profundidade, distintos valores de deformações ($\mu\epsilon$ - microdeformações) são registrados e também que somente valores de deformação negativos (contração) são registrados. O subsolo é composto de uma areia siltosa saturada. Na Figura 2.18, valores

positivos e negativos de deformação são registrados em função da presença de nível d'água que se encontrava na cota (-4m).

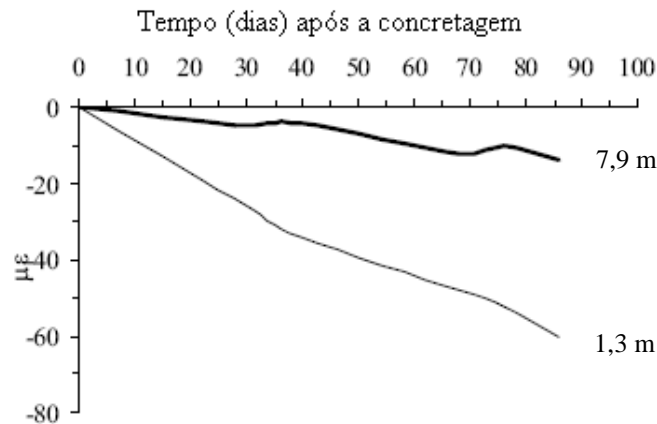


Figura 2.17 -Medidas de deformações (negativas) em estaca escavada (Falconio & Mandolini, 2003).

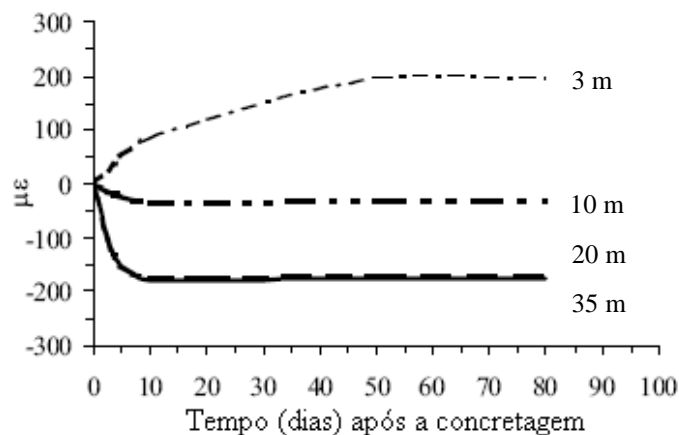


Figura 2.18 -Medidas de deformações (positiva e negativa) em estaca escavada (Falconio & Mandolini, 2003).

Segundo Fleming (1992), a resistência de ponta aumenta em profundidade, mas a uma taxa progressivamente menor com o aumento do nível de tensões, explicada pela redução do ângulo de resistência ao cisalhamento do solo com o aumento das tensões e a ruptura confinada da base da estaca. Na prática, significa que o fator N_q decresce com o aumento do nível de tensões.

O programa *Unipile* foi desenvolvido por Goudreault & Fellenius (1990) e considera a capacidade de suporte, recalque, atrito negativo, aspectos da instalação e as tensões residuais. Segundo os autores, geralmente, ignoram-se as cargas residuais em análises de provas de

cargas instrumentadas, levando-se, na maioria dos casos, a uma maior estimativa do atrito lateral e a uma conseqüente diminuição na resistência na base da fundação.

Entretanto, segundo Goudreault & Fellenius (1990), as tensões residuais podem ser levantadas através do uso do programa *Unipile*, obtendo-se a hipotética curva de distribuição de carga em profundidade.

Fellenius (1988, 2004) justificou a metodologia, a partir de uma série de trabalhos. Entre esses, estão Bjerrum *et al.* (1969); Fellenius & Broms (1969); Fellenius (1972); e Bozozuk (1981), que, essencialmente, conduzem a afirmar que todo sistema composto pela estaca e o maciço está sujeito à tensão residual e, portanto, sujeito à carga residual. Assim, geralmente, há um equilíbrio de forças entre a soma do peso próprio e a carga (advinda do atrito negativo) na parte superior da fundação e a soma entre as parcelas de carga devido à base e do atrito (atrito positivo) na parte inferior da estaca. O ponto de equilíbrio é o chamado ponto neutro. Segundo Fellenius (2004), o fenômeno ocorre sempre e independente da magnitude do recalque do solo ao redor da estaca, com deslocamentos obtidos para a mobilização da tensão residual da ordem de 2 mm.

2.9 ANÁLISE DA CURVA CARGA VERSUS RECALQUE

Nos últimos anos, e principalmente após a NBR 6122 (ABNT, 2010), tem-se percebido, com mais frequência, a adoção de provas de carga para a avaliação da capacidade de carga das fundações.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2008), alguns projetistas e executores preferem os ensaios de carga dinâmicas porque têm menor custo e mais rapidez; outros, as provas de carga estática porque permitem a análise direta dos resultados. Mas, segundo os autores, o importante é avaliar, antes da adoção do ensaio, dinâmico ou estático, qual o ensaio que melhor se adapta ao solo a ser ensaiado e ao tipo da fundação. Exemplo disso são ensaios dinâmicos realizados em solos colapsíveis e estruturados, como na argila porosa de Brasília, os quais não são adequados, pois podem quebrar a frágil estrutura desses solos.

Para analisar o comportamento de fundações profundas, a melhor metodologia são as provas de carga estáticas (Alonso, 1991; Fleming, 1992 e Francisco *et al.*, 2004). Albuquerque (2001) coloca entre os principais motivos para a execução de uma prova de carga:

- A segurança contra a ruptura;
- A possibilidade de análise da integridade estrutural do elemento de fundação;
- A definição da carga de ruptura;
- E principalmente a obtenção do comportamento curva carga *versus* recalque.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.*(2010), para as provas de carga estáticas, a opção pela forma lenta ou rápida deve, antes de tudo, obedecer a critérios técnicos, por exemplo, as provas de carga rápidas devem, devido à continuidade da fase ar, serem admitidas somente para os solos não saturados, ou ainda, em situações em que se pretenda determinar a capacidade de carga em condições não drenadas.

Segundo Anjos (2006), em termos de aplicação da carga em provas de carga, têm-se basicamente três categorias: carga controlada (carga incremental lenta; rápida e carga cíclica); deformação controlada e método de equilíbrio. Dentre os ensaios de carga controlada, os mais comuns são os de carga incremental, sendo suas variantes aquelas em que os incrementos de carga são mantidos até a estabilização (ensaio lento), e aqueles em que os incrementos de carga são mantidos por um tempo pré-estabelecido, normalmente 15 minutos (ensaio rápido). Os ensaios de carga cíclica são ensaios especiais em que o projetista, já prevendo certo tipo de carregamento, especifica este padrão para o ensaio. O ensaio de carga incremental lenta é o que melhor se aproxima do carregamento que a estaca terá sob a estrutura futura nos casos mais correntes, como de edificações, silos, tanques, pontes, etc. Estágios mais prolongados de carga, ou seja, uma velocidade de carregamento menor (ensaio lento), conduz, via de regra, a recalques maiores e à capacidade de carga menor. Esse método é diferente do método rápido que prioriza a capacidade de carga e, portanto, não deveria ser usado para análise de recalques.

O Método de Deformação Controlada é o ensaio de velocidade de penetração constante (*Constant Rate of Penetration test* ou CRP), desenvolvido no Reino Unido. Neste teste, com as velocidades de penetração usualmente adotadas naquele país, a estaca é levada à ruptura em poucas horas, o que o classifica como um ensaio rápido.

Quanto ao método de Equilíbrio, a prova de carga rápida pode ser enganosa, tanto em termos de recalque quanto em termos de capacidade de carga. Por outro lado, uma prova de carga com estabilização pode ser muito demorada e inviável em obras em que se espera o resultado da prova para definir o estaqueamento. Uma alternativa interessante é o método de equilíbrio, proposto por Mohan *et al.*(1967). Nesse método, após se atingir a carga do estágio e mantê-la

constante por um tempo (5 a 15 min), a carga é deixada relaxar (não se bombeando mais o macaco) até que não se observem mais recalques ou variações de carga. Observa-se que este equilíbrio é atingido com um tempo relativamente curto. Assim, a carga atingida no estágio (carga de equilíbrio) corresponde a um recalque estabilizado.

No entanto, quase sempre, não se atinge a ruptura geotécnica do elemento de fundação nos ensaios estáticos, obrigando a utilização de métodos de extrapolação, que, segundo Fellenius (1980), deve ser baseada em uma regra matemática, como os propostos por Van der Veen (1953), Chin (1970), Mazurkiewics (1972), Fleming (1992), Décourt (1996) e NBR 6122 (ABNT, 2010). Entretanto, apesar dessas metodologias serem consagradas, geralmente apresentam resultados discrepantes entre si, principalmente quando o carregamento imposto durante a prova de carga provoca pequenos deslocamentos como constatado por Melo (2009).

Salienta-se que o método de Van der Veen (1953) é um método que utiliza uma relação exponencial entre a carga e o deslocamento para se determinar a carga de ruptura. Esse é o método mais usado no Distrito Federal e, provavelmente no Brasil. O método de Mazurkiewics (1972) segue uma relação parabólica para a carga *versus* deslocamento e apresenta resultados semelhantes ao de Van der Veen (1953). O método de Chin (1953) é baseado em análises de tensão-deformação e conseqüentemente usa a relação hiperbólica entre a carga e o deslocamento no topo da fundação. O método de Décourt (1996) apresenta metodologia parecida com a de Chin (1953) e, por ser um método gráfico, apresenta a vantagem da não subjetividade nas análises. Fleming (1992) apresentou metodologia matemática para a extrapolação da curva carga *versus* recalque, baseada na rigidez do sistema e representada por uma equação hiperbólica, por exemplo, a apresentada por Chin (1970).

O método de Davisson (1970) caracteriza a ruptura pelo recalque correspondente ao encurtamento elástico da estaca somado a um deslocamento de ponta igual à soma de 3,81 mm com $D(\text{mm})/120$, sendo D o diâmetro equivalente da estaca. A carga de ruptura, interpretada pelo critério de Davisson, não é necessariamente a carga última. A NBR 6122 (ABNT 2010) segue critério semelhante ao de Davisson (1970), entretanto, menos rigoroso, pois se soma o encurtamento elástico a $D(\text{mm})/30$. As duas metodologias são deterministas e rigorosas, ou seja, a favor da segurança.

Há uma discussão quanto à confiabilidade da extrapolação das curvas obtidas em provas de carga de estacas escavadas. Extrapolações tentadas de curvas carga-recalque que ficaram

apenas no trecho inicial, quase-elástico, conduzem a valores de carga de ruptura exagerados, para não dizer absurdos (Anjos, 2006). A experiência de autores como Velloso & Lopes mostra que a extrapolação de curvas carga-recalque pelo método de Van der Veen (1953) indica que se pode obter uma extrapolação confiável se o recalque máximo atingido na prova for de, pelo menos, 1% do diâmetro da estaca (Velloso & Lopes, 2002). Entretanto, segundo Decourt & Niyama (1994), há três condições básicas para que o uso do método de Van der Veen (1953) possa apresentar resultados condizentes: as estacas devem ser de deslocamento (portanto, inaplicável a estacas escavadas); o carregamento deve ser monotônico; a prova de carga deve ser levada até 2/3 da carga de ruptura convencional.

A interpretação de provas de carga é uma questão ainda controversa, com diferentes visões do processo de ruptura (Aoki, 1997). Davisson (1970) afirma que “Provas de carga não fornecem respostas, apenas dados a interpretar”.

Diante do exposto, pode-se afirmar que as duas principais tendências metodológicas, para a extrapolação da curva carga *versus* recalque, são os métodos baseados em construções gráficas e os métodos que empregam modelos matemáticos.

Magalhães (2005) alerta que as provas de carga interrompidas prematuramente podem ser classificadas ou divididas em três grupos:

- Provas de carga interrompidas no trecho elástico, as quais são muito difíceis de determinar a carga última;
- Provas de carga interrompidas no início da plastificação do sistema solo-estaca, nas quais é possível a previsão das cargas últimas através de métodos de extrapolação;
- Provas de carga com grandes deformações para pequenos incrementos de carga, as quais não necessitam de métodos de extrapolação.

Segundo Alonso (1991), a curva carga *versus* recalque pode tomar diferentes formatos, delimitados pelos apresentados na Figura 2.19:

- O recalque tende a infinito demonstrando uma ruptura nítida (Figura 2.19a);
- Não se determina claramente a carga de ruptura, definindo-se como ruptura convencional (Figura 2.19b).

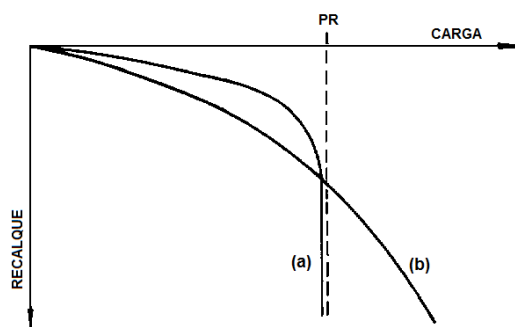


Figura 2.19 – Curvas carga *versus* recalque (Alonso, 1991).

Uma forma simplista para definir a capacidade de carga última da estaca é a adoção de um determinado valor de deslocamento para a cabeça da estaca, geralmente 10% do diâmetro desta. Essa definição não considera o encurtamento elástico da estaca, o que não faz sentido do ponto de vista do comportamento solo-estaca-estrutura, mas é o critério utilizado pela maioria dos projetistas de fundações na prática da engenharia de fundação.

Segundo Aoki (1997), a capacidade de carga última ou de ruptura de uma estaca pode ser mobilizada em ensaio de carregamento estático ou dinâmico e sua determinação permite avaliar a segurança da fundação em relação à carga de serviço. A prova de carga estática busca reproduzir a história do carregamento real de uma construção, que se realiza em estágios de carga quase sempre crescentes ao longo do tempo, visando à avaliação da segurança que a fundação apresenta em relação ao estado último ou de ruptura. Ainda, segundo o autor, a metodologia de ensaio do carregamento estático, ou prova de carga estática, encontra-se bem estabelecida. Por exemplo, no tradicional ensaio lento de carga mantida, aplica-se a carga em estágios crescentes e, em cada estágio, ela é mantida até ocorrer a estabilização do recalque. A energia de deformação do sistema aumenta, quando um acréscimo de carga conduz a um novo carregamento e a um novo valor de recalque. Para cada carga, mede-se o deslocamento do topo, obtendo-se um ponto da curva de carregamento da estaca. A origem do sistema de referência é o topo da estaca descarregada. Quando um pequeno acréscimo de carga provoca um grande aumento de recalque, a trajetória da curva de carregamento tende para a assíntota vertical que determina a carga estática última ou de ruptura. Salienta que, na prova de carga estática em que se medem apenas a carga e o recalque, a energia de deformação imposta ao sistema é uma variável de grande valia na definição da carga de ruptura do sistema estaca-solo.

O mecanismo de ruptura e, conseqüentemente, a carga de ruptura podem ser definidos através dos teoremas de limites superior e inferior. Para Chen & Liu (1990), a ruptura pode ser definida pelo *upper-bound method* (método do limite superior), assumido inicialmente que o maciço de solo não será submetido a um mecanismo de ruptura em que o trabalho das forças externas seja maior que a capacidade de dissipação interna dessas forças. Utilizando-se este conceito, pode-se definir a carga de ruptura por meio da diferença entre as energias de deformações transformadas em trabalho após a carga limite e, antes da carga limite, dividida pela variação de carga. Quando esta razão tende ao infinito, a ruptura física ocorre, sendo a carga limite, por exemplo, o critério de carga última definida pelo critério de ruptura de Davisson (1970), da NBR 6122 (ABNT, 2010), entre outros.

Na realidade, o limite para o deslocamento da estaca deveria estar relacionado ao recalque diferencial permitido pela superestrutura e não apenas pela capacidade estática da estaca (Fellenius, 2001), ou da deformabilidade isolada do elemento de fundação.

Mas, é fundamental que complementarmente à extrapolação da curva tensão *versus* deformação, entenda-se o comportamento da curva tensão *versus* deformação. Este entendimento permitirá o correto dimensionamento e funcionamento do sistema solo-fundação - superestrutura. Sabe-se que a maioria das provas de carga dificilmente atingem a ruptura e que, quando isso acontece, geralmente trata-se da ruptura convencional (Figura 2.19b), o que gera dificuldades para se determinar a exata carga de ruptura, principalmente quando esta carga é determinada através dos métodos de extrapolação.

Segundo Costa Nunes (1956) *apud* Massad (1994), o entendimento da forma da curva tensão-deformação, obtida através de uma prova de carga com carregamento axial, foi tentado primeiramente por Terzaghi que fez uma analogia com a curva tensão *versus* deformação do aço. O primeiro trecho da curva seria linear obedecendo à lei de Hooke; o segundo trecho seria caracterizado pela deformação e não mais atenderia à lei de Hooke passando a crescer rapidamente; e, por fim, o terceiro trecho seria a região onde ocorreria a ruptura.

Analisando a curva tensão *versus* deformação obtida durante um ensaio de carregamento, Kondner (1963) observou que a curva para qualquer solo é sempre não linear, exceto em uma região muito pequena perto do início do carregamento. Baseado nisso, propôs que a curva tensão deformação poderia ser representada por uma equação hiperbólica. Seu trabalho serviu de base para o método de extrapolação proposto por Chin (1970,1971).

Procurando explicar matematicamente e obter o entendimento da curva tensão *versus* deformação obtida durante uma prova de carga (Figura 2.21) Massad (1991a, 1991b, 1991c; 1992 e 1993), construiu um modelo matemático baseado nas relações de Cambeftort (1964) (Figura 2.20) para as estacas escavadas e cravadas considerando o primeiro e o segundo carregamento, carregamento cíclico, e incorporando as cargas residuais de ponta e a reversão do atrito lateral. Massad (1993) admitiu as seguintes hipóteses: a plena mobilização do atrito lateral ocorre, em primeiro lugar, na camada mais fraca e progride, posteriormente, ao trecho de embutimento da estaca; o trecho de embutimento, ponta da estaca, é suficientemente rígido para dar uma resposta linear às solicitações do carregamento no topo.

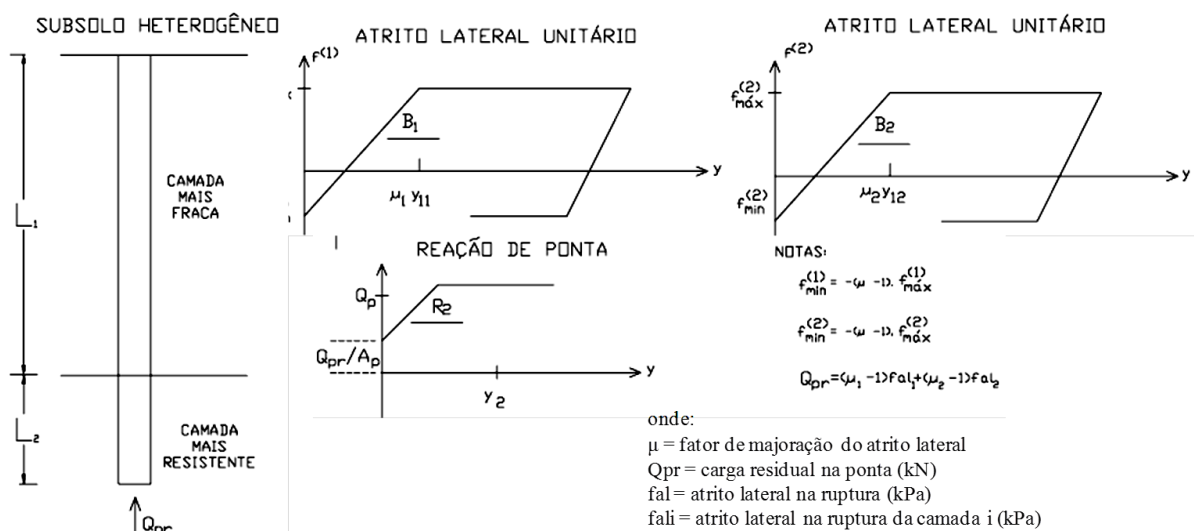


Figura 2.20 – Características das Estacas e do Subsolo (Subsolo Heterogêneo) - Relações de Cambeftort Modificadas (Massad, 1993).

Segundo Massad (1993), pode-se dividir e descrever a Figura 2.21 em trechos, nos quais:

- O trecho 0-3, retilíneo, corresponde à fase pseudoelástica de mobilização do atrito da primeira lei de Cambeftort (1964), sendo que, no ponto 3, o atrito lateral atinge o valor máximo na cabeça da estaca, trecho inicial;
- O trecho 3-M-4, curvilíneo, corresponde ao avanço da "plena mobilização" do atrito lateral ao longo do fuste, do topo (ponto 3) em direção à ponta (ponto 4), sendo o trecho M-4 referente à mobilização do atrito no trecho de embutimento, ponta da estaca;
- No trecho 4-5, a relação carga-recalque volta a ser linear, correspondendo à mobilização da carga de ponta, ao longo do trecho pseudoelástico da segunda lei de Cambeftort (1964);
- No trecho 5-6, atinge-se a ruptura na ponta, a reação de ponta atinge o valor máximo;

- Nos trechos 6-7, 7-8 e 8-9, segue-se o caminho inverso nas leis de Cambefort (1964), não necessariamente o formato do carregamento, pois os solos são essencialmente não-elásticos.

Massad (1993) salienta que o formato e o comprimento de cada trecho dependem de vários fatores, por exemplo, da rigidez relativa solo-estaca, podendo, em casos particulares, ocorrer a coincidência de pontos como nas estacas de atrito em que os pontos 4 e 5 coincidem.

Entretanto, Vargas (1977) *apud* Décourt *et al.* (1996) dividiram a curva carga *versus* recalque obtida durante uma prova de carga em apenas três trechos:

- A primeira região é de quase proporcionalidade entre as cargas e os recalques, análogo ao trecho 0-4 da Figura 2.21;
- A segunda é a de deformação viscoplástica, análogo ao trecho 4-5 da Figura 2.21;
- A terceira corresponde à região de ruptura, análogo ao trecho 5-6 da Figura 2.21.

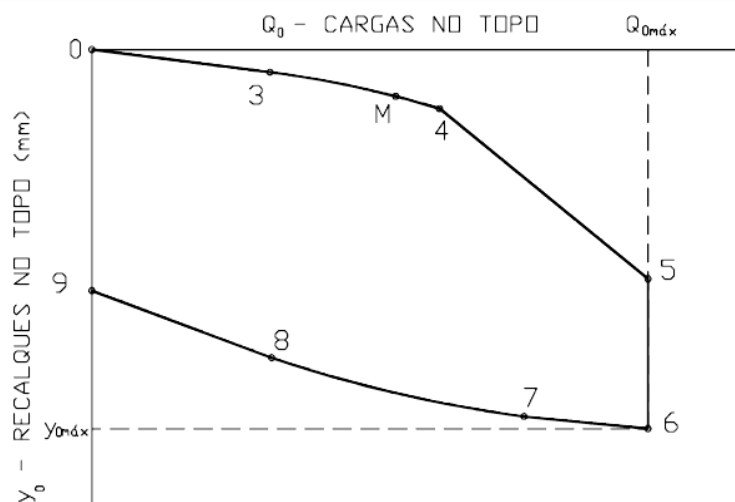


Figura 2.21 – Curva teórica Carga *versus* Recalque (Massad, 1993 *apud* Albuquerque, 1996).

Recentemente, duas metodologias procuram entender e obter outras informações da curva tensão *versus* deformação obtida durante a realização de uma prova de carga: a proposta, feita por Camapum de Carvalho *et al.* (2005, 2006, 2008, 2010), desenvolvida a partir da análise das curvas tensão *versus* deformação em cada estágio de carregamento; e o conceito de rigidez proposto por Décourt (2008). A filosofia das duas metodologias é semelhante à proposta por DeBeer (1968) *apud* Fellenius (2001), na qual se representam graficamente os valores de carga *versus* deformação em escala dupla logarítmica, escala que tende a linearizar os

resultados em duas retas cuja intercessão caracteriza o ponto que separa o domínio pseudoelástico do domínio pseudoplástico (Figura 2.22).

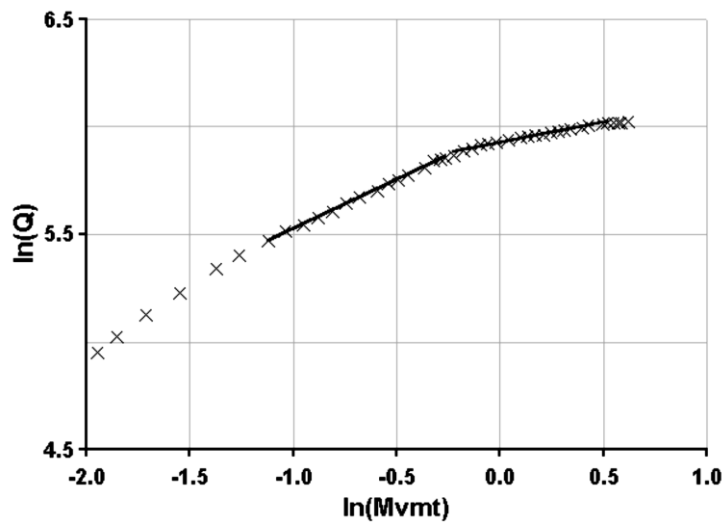


Figura 2.22 – Método Escala Dupla Logarítmica (DeBeer, 1968 *apud* Fellenius, 2001).

Fellenius (2001) observou que a metodologia proposta por DeBeer (1968) é dependente da capacidade de interpretação do observador e é fortemente influenciada pela escala gráfica, mas considerou a metodologia útil, pois define o ponto em que ocorre uma mudança de comportamento. Outro método citado por Fellenius (2006) é o método de Housel (1956), que foi desenvolvido para estágios de cargas aplicadas em intervalos de tempo constantes. Medem-se os recalques na segunda metade de cada estágio de carregamento, medidas denominadas *creep* ou fluência, e, representando-se graficamente o *creep versus* cargas aplicadas, obtém-se um gráfico que fornece duas retas, cuja interseção corresponde ao valor da carga limite (Figura 2.23). Entretanto, observa-se que a metodologia proposta por Housel (1956) identifica a carga em que ocorre uma mudança de comportamento e não necessariamente o ponto em que se inicia a fluência.

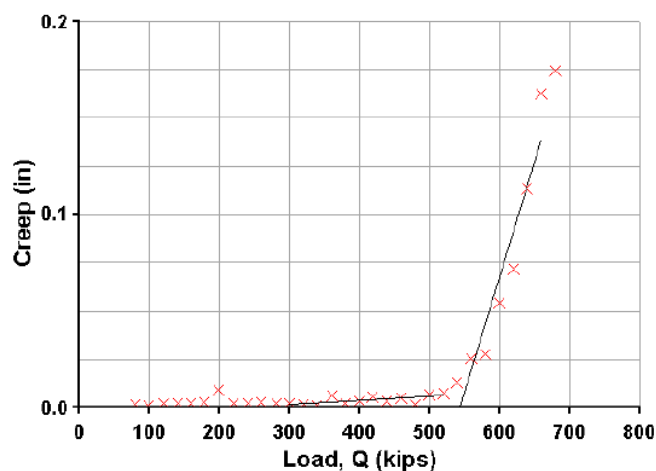


Figura 2.23 – Gráfico para determinar a carga limite(Housel, 1956 *apud* Fellenius, 2006).

Outra forma de representar a curva carga-deslocamento se dá pelas chamadas funções de transferências de carga com o uso das curvas “t-z” e “q-z” relativas ao fuste e à base, respectivamente (“z” corresponde ao deslocamento). Nesta abordagem, considera-se que o solo ao longo do fuste possa ser substituído por um conjunto discreto de molas (modelo de Winkler) distribuídas conforme Figura 2.24. Coyle & Reese (1966) utilizaram a técnica iterativa baseada em resultados experimentais de estacas instrumentadas. Seed & Reese (1957) introduziram as chamadas funções transferência de carga. Aproximações teóricas têm sido usadas na avaliação das curvas t-z e q-z como, por exemplo, as propostas por Kraft *et al.* (1981), Chow (1986), McVay *et al.* (1989), Randolph (1994) e Anjos (2006).

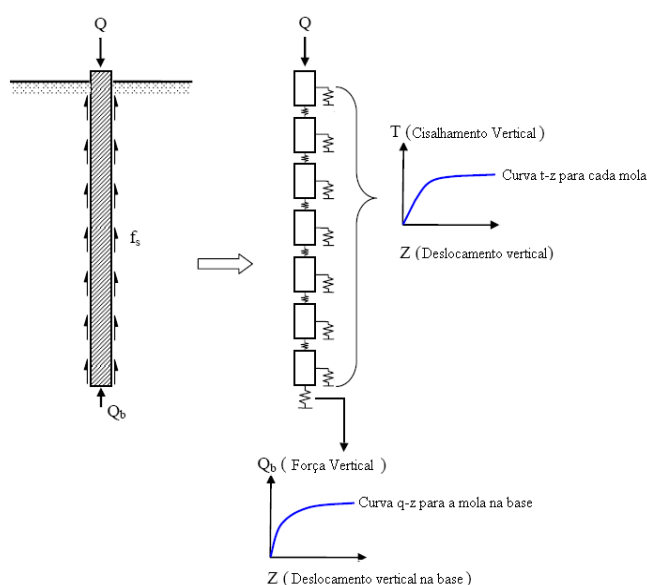


Figura 2.24 - Modelo idealizado nas análises de transferência de carga (Anjos, 2006).

Podem-se utilizar métodos numéricos para as análises das curvas de transferência de carga, empregando-se, por exemplo, elementos finitos e modelos constitutivos como linear elástico,

como o de Mohr-Coulomb, através de alguns programas computacionais como o PLAXIS. Esse é um programa de elementos finitos, desenvolvido especificamente para análises de projetos de engenharia geotécnica, que utiliza análises 2D e 3D. Pode ser utilizado em problemas estáticos e dinâmicos, levando em consideração questões relacionadas a não linearidades e fenômenos transientes, considerando carregamento por estágios de aplicação. É utilizado em problemas sob condições de deformação plana, condições de axissimetria e tridimensionais, possuindo modelos constitutivos que consideram o comportamento não linear, dependente do tempo e da anisotropia, por exemplo, modelo elástico linear, Mohr-Coulomb, modelo com amolecimento, modelo com endurecimento e fluência.

Realizando provas de carga e interpretando resultados, Campos (2005) destacou que é possível obter mais informações sobre os elementos isolados de fundação, além da capacidade de carga. O fato também foi verificado por Camapum de Carvalho *et al.* (2005, 2006, 2008 e 2010) que mostraram que os resultados de provas de carga podem trazer outras informações importantes para o projeto como, por exemplo, demonstrar a que nível de carga a ponta da estaca ou a base do tubulão ensaiado começa a ser mobilizada e, principalmente onde começam as deformações plásticas. Conhecer esta fronteira é relevante para que se defina a carga de trabalho a ser adotada, considerando-se a capacidade de carga, mas também as características de deformabilidade do conjunto solo fundação.

Fruto das provas de cargas realizadas durante esta pesquisa e com a finalidade de conhecer esta fronteira, especialmente para as estacas tipo hélice contínua, Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) realizaram uma série de análises complementares à curva tensão *versus* deformação levando em consideração o comportamento característico de cada solo e os mecanismos de interação entre a estrutura de fundação e o solo suporte para o desenvolvimento da metodologia. Os autores trabalharam para o desenvolvimento da metodologia com o coeficiente de recalque ou de deslocamento extraído da parte final linear das curvas de recalque (mm) em função do tempo em escala logarítmica (Figura 2.25a), obtendo então o gráfico também mostrado na Figura 2.25b, em que o primeiro ponto de inflexão corresponderia à carga de início de trabalho da ponta e o segundo ao início das deformações plásticas do conjunto fuste mais base. Ressalva-se que mobilizações de atrito, ponta e deformações plásticas podem ocorrer simultaneamente nos três trechos identificados pela metodologia; entretanto, as cargas definidas pelos pontos de inflexões delimitam as regiões onde o atrito, a ponta e as deformações plásticas comandam o comportamento da

fundação em termos de capacidade de carga e deformabilidade. As duas primeiras regiões foram definidas por Décourt (2008) como o Domínio do Atrito e da Ponta; a terceira pode ser definida como o Domínio da Plastificação. Caso a estaca não possua ponta ou durante o ensaio não seja produzida deformações plásticas significativas, obter-se-ão apenas os dois segmentos de retas que identificaram dois domínios.

A ideia surgiu da clássica interpretação dos ensaios de adensamento quanto à determinação do coeficiente de adensamento secundário, com a diferença de que se trabalhou com o recalque medido em milímetros e não em termos de deformação específica ou da variação do índice de vazios, como utilizado naquele caso. Devido à linearidade da parte final das curvas recalque *versus* tempo em escala logarítmica, pode-se ainda, a partir desse gráfico, estimar os recalques em longo prazo, que poderão ser significativos ao ultrapassarem o que se convencionou chamar de pontos de início da plastificação.

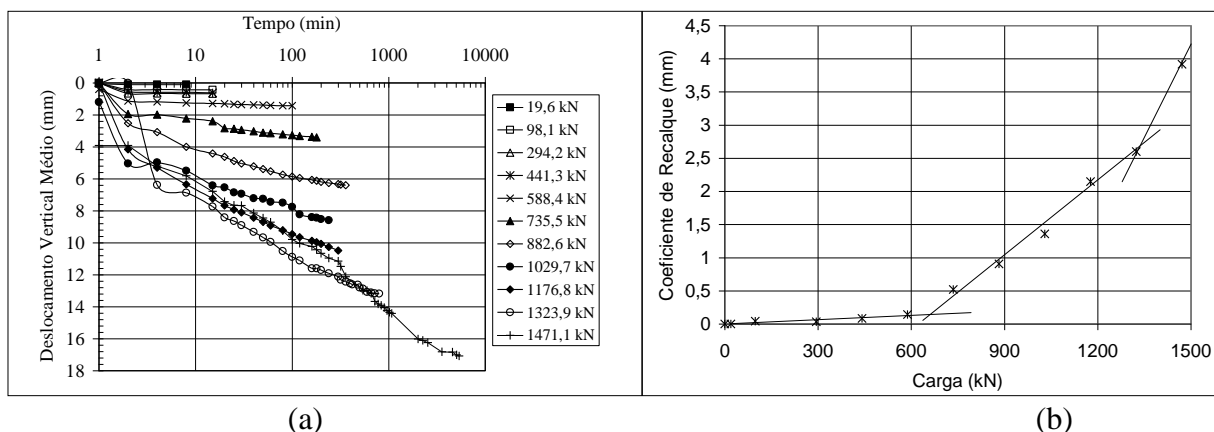


Figura 2.25 – Curvas: a) Tempo *versus* Deslocamento Vertical; b) Carga *versus* Coeficiente de Recalque (Camapum de Carvalho *et al.*, 2008).

Camapum de Carvalho *et al.*(2006) propuseram que, para melhorar a definição do ponto em que as deformações plásticas passam a ser preponderantes na curva carga *versus* recalque, que se trace uma curva com a carga em escala logarítmica, em tratamento análogo ao adotado no ensaio de adensamento para definição da pressão de pré-adensamento pelo método de Casagrande (Figura 2.26b), semelhante à metodologia proposta por Butler & Hoy (1977) *apud* Fellenius (1980) (Figura 2.27).

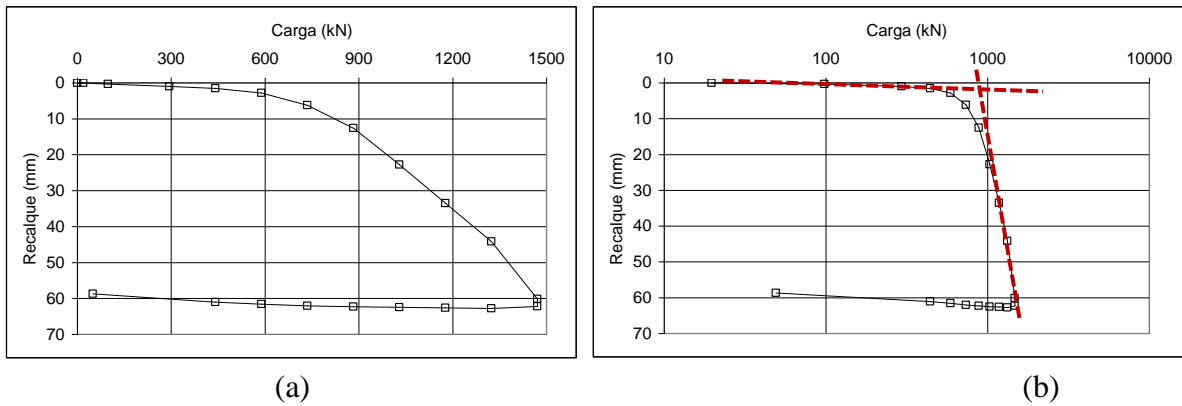


Figura 2.26 – Curvas Carga *versus* Recalque com a Carga em: a) escala aritmética; b) logarítmica (Camapum de Carvalho *et al.*, 2006).

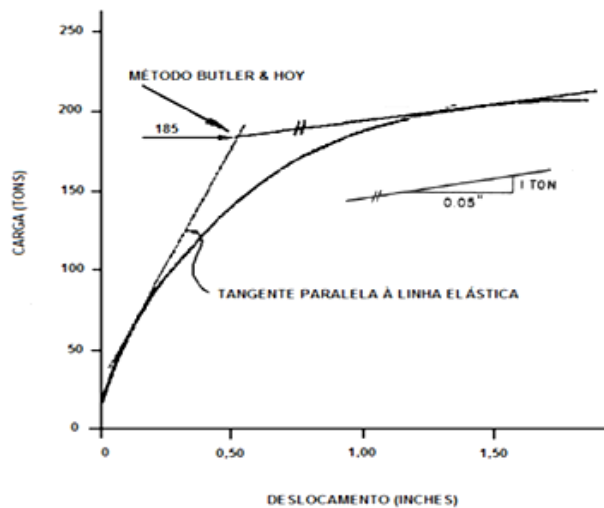


Figura 2.27 – Metodologia proposta por Butler & Hoy (1977) *apud* Fellenius (1980).

Complementarmente a essa análise, Camapum de Carvalho *et al.* (2008) traçaram curvas de recalque imediato acumulado ao longo da prova de carga e do recalque (pós-recalque imediato) também acumulado e intitularam de recalque por adensamento e/ou secundário. Consideraram a resposta que o solo daria quando mobilizado pela estaca, ou seja, consideraram que, quando se aplica uma determinada carga ao elemento estrutural de fundação, ocorre a mobilização do solo na interface com a fundação, provocando o início do aparecimento do atrito, o qual é provocado pela força cisalhante no contato entre o solo e a estaca. Observaram que, após o equilíbrio na interface solo-estaca, começava-se a mobilizar o maciço, em um processo de consolidação que, no domínio elástico ou pseudoelástico, geralmente, estabiliza-se nos ensaios realizados até os trinta minutos. Admitiram, como divisor dos dois estágios, o tempo igual a quatro minutos. Esse intervalo de tempo arbitrado em função das observações e interpretações das curvas, segundo os autores, corresponde ao

recalque imediato, pois eles verificaram que, até os quatro minutos, os deslocamentos foram abruptos nas curvas carga *versus* recalque para os solos estudados. Consideraram, portanto, que o recalque imediato acumulado refletiria o comportamento imediato na interface (Figura 2.28a) e o de maior prazo, também acumulado, o comportamento do solo por adensamento em termos de maciço mobilizado pela estrutura de fundação (Figura 2.28b).

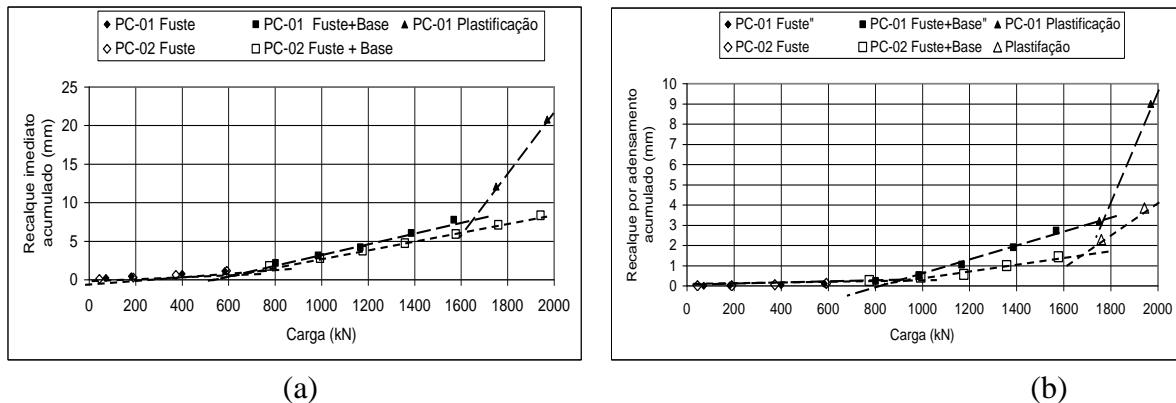


Figura 2.28 – Gráficos do: a) recalque imediato acumulado x carga;b) recalque por adensamento x carga (Camapum de Carvalho *et al.*, 2008).

Entretanto, alertaram que o segundo gráfico (Figura 2.28b) deve ser utilizado e analisado com cautela, pois a variação do tempo de estabilização de um estágio de carga para outro pode influenciar na magnitude do recalque por adensamento. E o surgimento de uma primeira inflexão em ambas as curvas com o aumento do recalque, indica que, a partir desse carregamento, a mobilização da ponta da estaca comandará o desempenho da estaca, com a contribuição lateral estando próxima ao seu limite de mobilização.

Outra metodologia que procurar obter informações da curva carga *versus* recalque é a proposta por Décourt (2008) (Figura 2.29) que, analisando mais profundamente o método da Rigidez (Décourt, 1996), observou que se poderia identificar a região de domínio de transferência de carga pela ponta e a de domínio de transferência pelo atrito lateral (Figura 2.30).

Analisando o método proposto por Décourt (1996), Abdelrahman *et al.* (2003) e Fellenius (2001) observaram que os resultados são semelhantes aos da metodologia proposta por Chin (1970,1971) e posicionaram o método da rigidez entre as metodologias que apresentam boa acurácia. Segundo Melo (2009), que analisou 43 ensaios, o método da rigidez pode ser utilizado para prever a carga de ruptura para ensaios que atingirem grandes deslocamentos e que mobilizem acima de 80% da carga de ruptura. Para provas de cargas interrompidas prematuramente, o método deve ser usado com restrições. Também observou que, nas provas

de carga interrompidas entre 70% e 79% da carga de ruptura, as extrapolações tendem a apresentar resultados inferiores à carga última, ou seja, a favor da segurança.

Décourt (2008) propôs que uma reta entre o ponto de regressão escolhido e a carga de ruptura convencional, correspondente à carga que provoca um recalque com magnitude igual a 10% do diâmetro da estaca, identificaria a carga limite entre o domínio do atrito lateral e da ponta. O ponto de regressão é determinado ou escolhido através de correlações lineares entre o logaritmo da carga ($\text{Log } Q$) e o logaritmo dos recalques ($\text{Log } r$). Segundo Melo (2009), analisando-se os dados de carga e recalque em ordem decrescente, pode-se identificar o melhor coeficiente de correlação linear (r^2) e, conseqüentemente, uma alteração no comportamento da curva carga *versus* recalque que indica o ponto de regressão a ser adotado (Figura 2.30). Na maior parte das vezes, este ponto está em torno de um recalque correspondente a 2% do diâmetro da estaca (Melo, 2009).

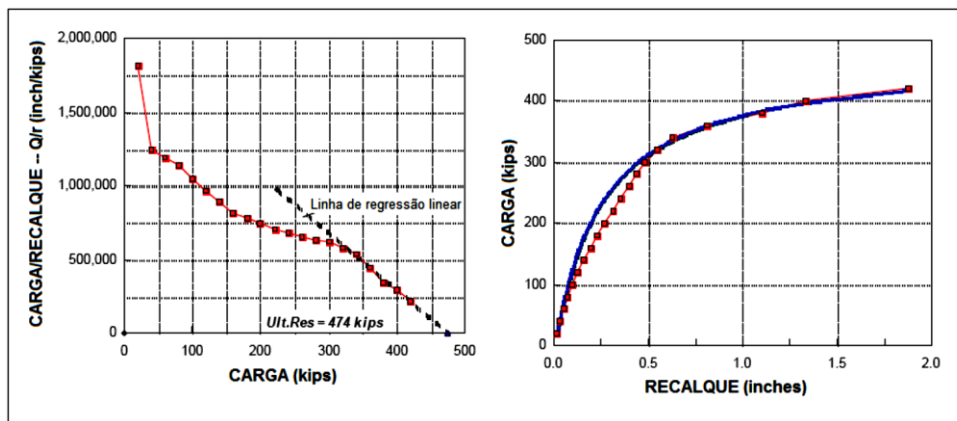


Figura 2.29 – Gráfico da Rigidez (Décourt, 1996 *apud* Fellenius, 2006).

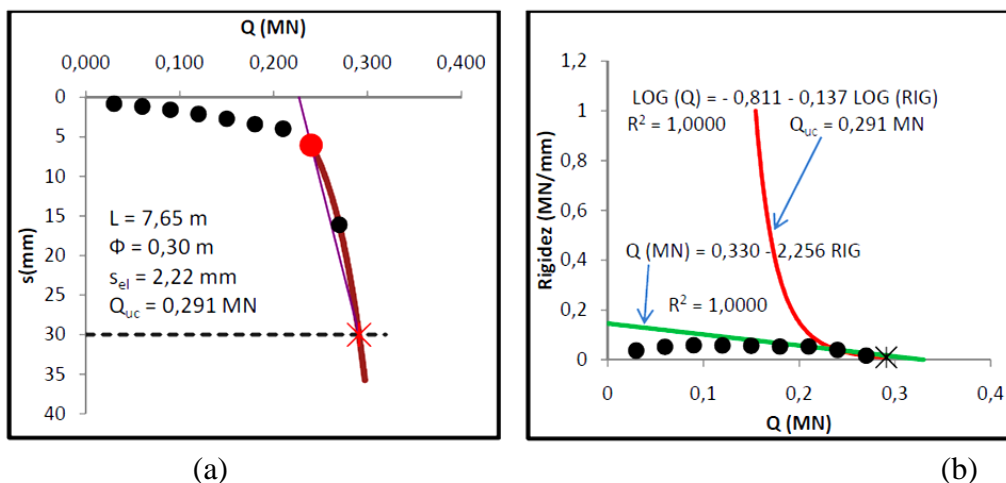


Figura 2.30 – Gráfico da Rigidez para PC 43 (Escavada-Brasília): a) Ponto de Regressão da Curva Carga *versus* Recalque; b) Gráfico da Rigidez (Décourt, 1996 *apud* Melo, 2009).

Segundo Melo (2009), os limites de atrito lateral e de ponta, obtidos pela metodologia proposta por Décourt (2008), são aproximados e podem ser aplicados tanto para verificar resultados de instrumentação como fornecer informações em projetos através de provas de carga comuns. Entretanto, Melo (2009) alertou que a escolha do ponto de regressão é fundamental. Esta decisão, a escolha dos pontos de ajuste dos domínios de ponta e de atrito lateral, depende da interpretação do observador que deve estar atento à mudança de comportamento da curva carga *versus* recalque, aos coeficientes de correlação, ao recalque elástico (para estacas longas) e às experiências anteriores.

Melo (2009) ainda observou que, na análise das provas de carga interrompidas prematuramente, verificou-se que as porcentagens de resultado concordantes com os resultados obtidos no campo decresciam conforme diminuía a extensão da curva carga *versus* recalque. Salientou que o método se demonstrou adequado às propostas de determinação da carga limite, à separação aproximada entre a carga de ponta e o atrito lateral, à avaliação da qualidade da prova de carga e à depuração de dados de ensaios. Sugeriu ser importante para a eficácia da ferramenta que as provas de carga sejam feitas com o máximo de estágios de carregamento possíveis, que não apresentem problemas em sua execução e que se deve tomar muito cuidado com a manipulação e interpretação dos valores obtidos no ensaio.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Assim como os aspectos climáticos, os geológico-geotécnicos, por meio do estudo das propriedades físicas, químico-mineralógicas e estruturais dos solos, são fundamentais para o entendimento do comportamento das fundações. Além disso, contribuem para a adoção de soluções e conclusões mais acertadas e adequadas. Por exemplo, enquanto em outras regiões com subsolo marcadamente arenoso, os procedimentos executivos que envolvem a compactação do solo geram a melhoria da capacidade de suporte das fundações superficiais e profundas, no manto argiloso do Distrito Federal, estes procedimentos geralmente causam a quebra da estrutura do solo e a consequente perda desta (Silva & Camapum de Carvalho, 2010). Baseada nestas considerações preliminares, a tese se inicia pela caracterização geotécnica dos perfis que marcam os sítios estudados.

Em seguida, far-se-á a abordagem da capacidade de carga das fundações tipo hélice contínua, baseada em resultados obtidos através de provas de carga instrumentadas, por meio das quais é verificada uma proposição geral para a análise de provas de carga não instrumentadas. Finalmente, será feita a avaliação e a validação da metodologia proposta para controle de estaqueamentos a partir da energia dispendida na execução das estacas.

A estrutura metodológica adotada consistiu, basicamente, de procedimentos usuais que envolvem a investigação científica, entre eles, a reunião e o diagnóstico de informações inerentes ao tema do estudo, a interpretação dos dados e a síntese dos resultados.

3.1 LOCALIZAÇÃO E CLIMA

A pesquisa foi realizada no Distrito Federal (DF), Centro-Oeste do Brasil, que é limitado ao norte e ao sul pelos paralelos de 15°30' e 16°03', e a leste e oeste pelos rios Preto e Descoberto, nas proximidades dos meridianos 47°25', longitude extremo leste, e 48°12', longitude extremo oeste. O relevo é caracterizado pela predominância de chapadas, superfícies planas e suavemente onduladas, com cota média de 1100m. A Figura 3.1 apresenta a localização das doze áreas estudadas no Distrito Federal. Os Sítios 1, 2 e 3 foram caracterizados geotecnicamente e mineralogicamente, e os seus dados servirão de referência para os demais sítios. O Sítio 1 se localiza na orla do Lago Paranoá em Brasília, Distrito Federal, entre as coordenadas geográficas, 47° 50' 32.87" W e 47° 50' 25.68" W de longitude

e 15° 47' 21.29" S e 15° 47' 11.12" S de latitude. O Sítio 2 se localiza na cidade do Guará, Distrito Federal, entre as coordenadas geográficas, 47° 50' 32.87" W e 47° 50' 25.68" W de longitude e 15° 47' 21.29" S e 15° 47' 11.12" S de latitude. O Sítio 3 se localiza entre as coordenadas geográficas, 47° 50' 32.87" W e 47° 50' 25.68" W de longitude e 15° 47' 21.29" S e 15° 47' 11.12" S de latitude na cidade de Águas Claras, Distrito Federal.

O clima do Distrito Federal se enquadra na classificação de Köppen (Codeplan, 1984), entre os tipos tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco, e está caracterizado pela existência bem nítida de duas estações. O período entre maio e setembro, estação amena e seca, é caracterizado pela baixa nebulosidade, alta taxa de evaporação e pela baixa taxa de precipitação. No período entre os meses de outubro e abril, predomina a estação quente e chuvosa. A distribuição espacial da precipitação, em torno de 1500mm por ano, dá-se de forma irregular, sendo que as menores alturas pluviométricas anuais ocorrem na porção leste e as taxas mais elevadas estão concentradas a nordeste e sudeste do Distrito Federal (Embrapa, 1978). A temperatura média anual varia entre 19,8 e 23,5°C, sendo os meses de setembro e outubro os mais quentes, e os meses de junho e julho, os mais frios.

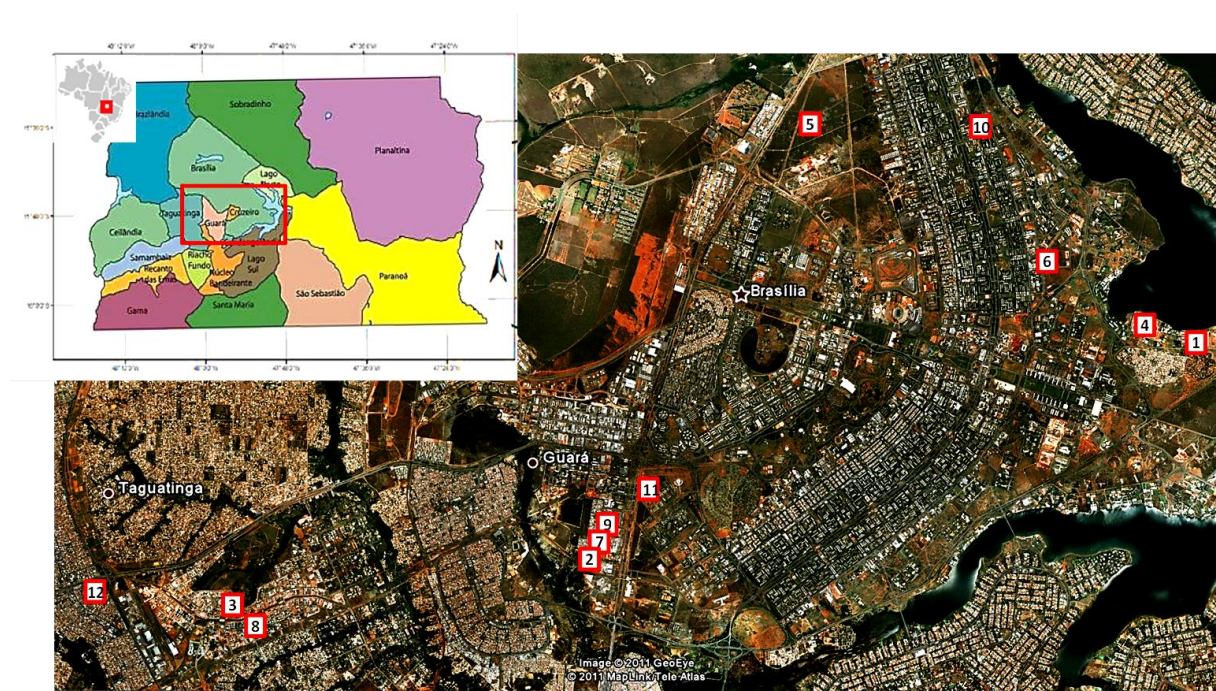


Figura 3.1 – Localização dos Sítios estudados.

3.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS E PEDOLÓGICOS

A geomorfologia do Distrito Federal possui características próprias influenciadas pelo clima, pela geologia e por ações antrópicas. A geologia regional é marcada por frequentes dobramentos e diferentes rochas de origem, o que interfere diretamente no projeto de fundação (Silva & Camapum de Carvalho, 2010). Enquanto os dobramentos podem interferir diretamente em uma única obra, os tipos de rocha-mãe terminam por fazer com que os projetos variem em concepção de setor para setor, o que interfere nas técnicas de execução das fundações. Sobrepondo-se ao manto rochoso, verifica-se o manto de intemperismo, cuja espessura e nível de alteração variam segundo essa própria rocha de origem e outros condicionantes como as condições de drenagem. Segundo Cardoso (2002), as rochas da região são compostas por ardósias, metarritmitos, metassiltitos e quartzito, em geral, muito intemperizado na sua parte superior.

A pesquisa desenvolveu-se neste contexto geomorfológico e, para melhor caracterizar o solo da região estudada, realizaram-se ensaios de caracterização física e mineralógica nos Sítios 1 e 2, denominados de Sítios Brasília e Guará, que, em conjunto com a caracterização do Sítio 3, Águas Claras, realizada por Cardoso (1995 e 2002), clarifica os aspectos genéticos, geotécnicos e mineralógicos da região estudada. A caracterização possibilitou identificar as relações existentes entre as propriedades físicas e mineralógicas e o comportamento das fundações em termos de capacidade de carga, deformabilidade e energia demandada durante a execução de uma estaca.

O Sítio Brasília e o Sítio Guará são classificados geomorfológicamente por Freitas Silva & Campos (1998) como Área de Dissecação Intermediária, isto é, regiões fracamente dissecadas, que apresentam, em seus interflúvios, lateritos, latossolos e colúvios/eluvios delgados com ocorrência de fragmentos de quartzo. A Região corresponde ao padrão de relevo suave ondulado, situado no interior do domo Estrutural de Brasília, com cotas entre 1000 e 1.150 m, e é preservada sobre ardósias, quartzitos e metassiltitos do Grupo Paranoá.

3.3 ÁREAS ESTUDADAS

Nas áreas estudadas (Figura 3.1), encontra-se o perfil típico da região, reconhecido por apresentar, na superfície, uma camada de solo laterítico vermelho argiloso, denominado de “argila porosa”, que apresenta valores de resistência baixos e subavaliados quando medidos

por meio de ensaios destrutivos da estrutura metaestável, por exemplo, pelo ensaio SPT. Este material é encontrado, na grande maioria dos casos, sobrejacente a uma camada de solo residual denominado de saprólito fino de comportamento anisotrópico ou isotrópico, segundo a rocha de origem e o estágio evolutivo. O comportamento anisotrópico é mostrado por Cunha & Camapum de Carvalho (1997) para um solo saprolítico oriundo de Águas Claras (Sítios 3 e 8). Nas áreas, cuja rocha de origem é o quartzito, é frequente encontrar, de modo localizado, blocos de arenito, o que dificulta uma avaliação global do maciço (Sítio 12).

3.3.1 LEVANTAMENTO DE DADOS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS

O levantamento de informações geológico-geotécnicas dos locais de estudo (Sítios 1 a 12) foi apoiado em dados obtidos através de relatórios de sondagens SPT, principalmente o tipo de solo e o número de golpes (N_{SPT}) executados, que seguiram os procedimentos gerais da NBR 6484 (ABNT, 2001). Utilizaram-se também mapas e cartas geológico-geotécnicas da região, sendo elaborados, quando necessário, modelos 3D para os maciços a partir de resultados de sondagens SPT. Foram usados também os resultados de Silva (2007), que elaborou modelagens 2,5 (superfícies superpostas) e 3D de solo e N_{SPT} para o Sítio 1 (Sítio Brasília), empreendimento Ilhas do Lago (Figura 3.2).

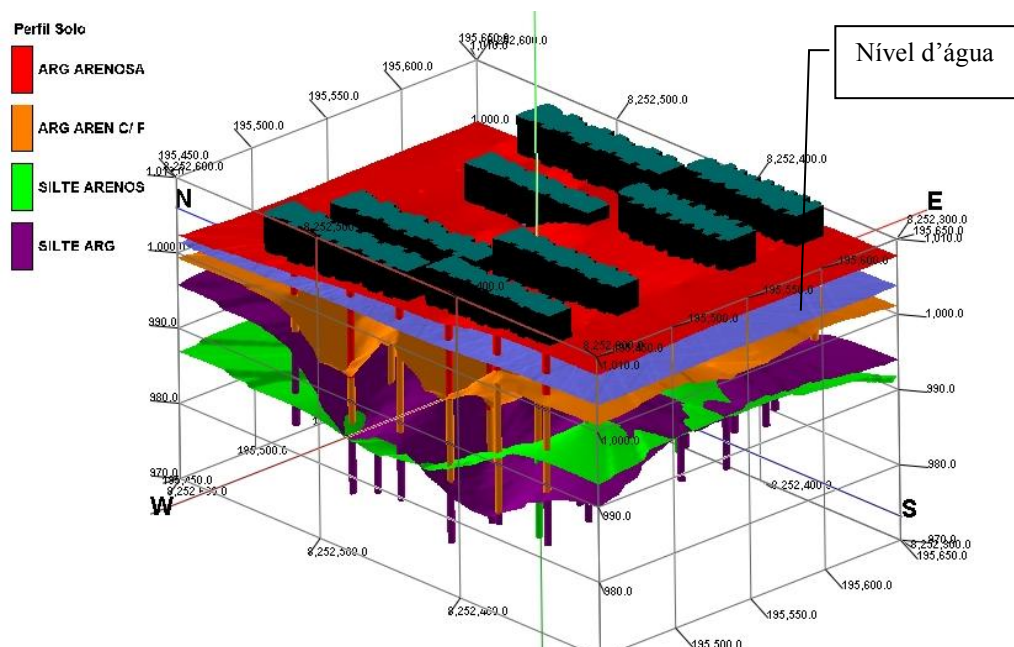


Figura 3.2 – Modelo 2,5D de solo com a localização dos furos de sondagem e conjunto de edificações (exagero vertical: 2) -Sítio Brasília -Projeto Ilhas do Lago (Silva, 2007).

3.3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E MINERALÓGICA

As análises para concepção e elaboração dos projetos de fundações, na maioria dos casos, restringem-se aos ensaios de campo, geralmente o ensaio de penetração dinâmica tipo SPT. Em geral, julga-se complexa e onerosa a adoção de investigações de campo e laboratório por meio de ensaios especiais, quando o ideal seria que qualquer atividade de engenharia que envolva solo ou rocha, fosse precedida de uma investigação geológico-geotécnica, em que se atente não apenas para as características litológicas e estruturais locais, mas também para o contexto regional de evolução intempérica do maciço levando-se em conta os aspectos químico-mineralógicos e estruturais. Quase sempre, as características e parâmetros geotécnicos são levantados a partir de correlações, ficando a execução de um espectro maior de ensaios de campo e laboratório restrita a obras de grande porte. É importante destacar que, apesar de seu baixo custo em relação ao do empreendimento, estes estudos requerem tempo e, portanto, planejamento, algo pouco frequente na maioria das obras de engenharia brasileiras.

Escolheram-se, para a realização da pesquisa, os três locais identificados na Figura 3.3, nos quais foram realizados, ao longo dos perfis, a caracterização geotécnica e mineralógica. São eles: Sítio Brasília (Sítio 1); Sítio Guará (Sítio 2) e Sítio Águas Claras (Sítio 3).

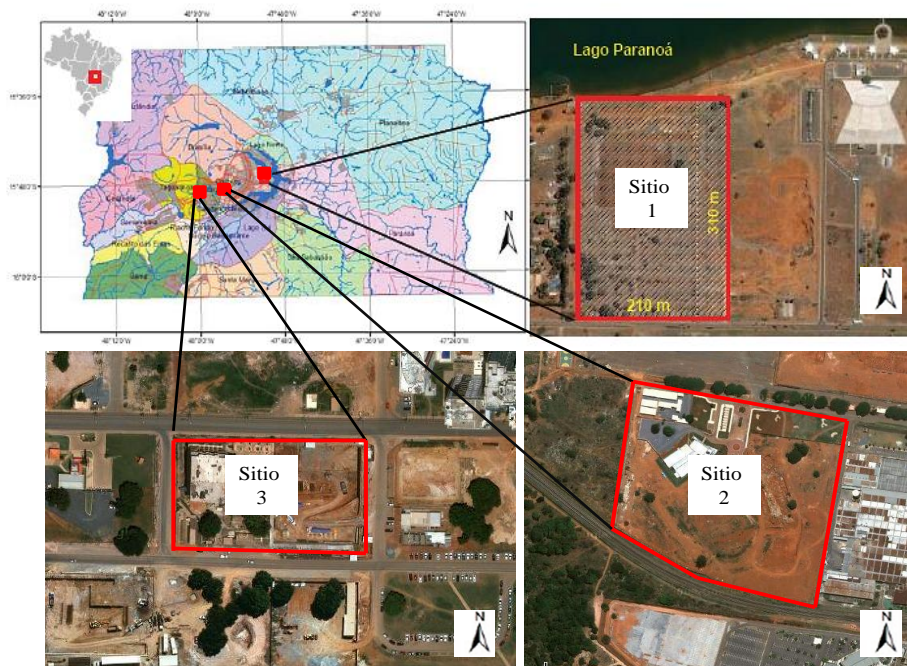


Figura 3.3 – Localização da área de trabalho – Sítios 1, 2 e 3.

3.3.2.1 Caracterização dos Sítios 1 e 2

No Sítio 1, foi construído um conjunto de edificações na orla do Lago Paranoá em Brasília-DF, obra que enfrentou problemas geotécnicos complexos, como a presença do lençol freático superficial e a presença de uma espessa camada de argila classificada, com base no ensaio SPT, como mole. A obra contou com banco de dados composto por 45 furos de sondagem distribuídos em uma área retangular de 210 m por 310 m, ou seja, uma malha densa de sondagens à percussão. Os problemas técnicos e as características do solo local foram primordiais para a escolha dessa primeira área.

A área estudada no Sítio 2 apresenta, do topo para a base, o seguinte perfil estratigráfico: camada de argila porosa com espessura em torno de 7 m de profundidade, couraça laterítica (concreções) com espessura variando de 1 a 2 m e o solo saprolítico com espessura de 10 a 12 m, ou seja, perfil de solo cuja camada de saprólito, dita impenetrável, encontra-se entre 20,00 e 24,00 m. Neste sítio, contava-se com um banco de dados de 24 sondagens à percussão. Nos Sítios 1 e 2, realizaram-se o *Standard Penetration Test* (SPT), método de sondagem geológica-geotécnica de solos descrito na NBR 6484 (ABNT, 2001), amostrando, classificando e medindo a resistência à penetração (N_{SPT}) ao longo do perfil.

Para a caracterização do solo ao longo do perfil amostrado, executaram-se ensaios de caracterização no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Os métodos utilizados nos ensaios seguiram as recomendações das Normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), apresentadas a seguir:

- Umidade natural e umidade higroscópica (w , %) - NBR 6457 (ABNT, 1986):

Obteve-se, para todos os perfis, a umidade natural das amostras obtidas nos ensaios de sondagens à percussão. Também foram determinadas umidades a partir de amostras coletadas em poços de amostragem.

- Peso específico aparente (γ , kN/m^3) - NBR 10838 (ABNT, 1988):

Método da balança hidrostática. Estas determinações foram realizadas a partir de amostras indeformadas, coletadas por meio da escavação de poços e retirada de blocos.

- Peso específico aparente seco (γ_d , kN/m^3):

Este parâmetro foi determinado a partir dos valores de peso específico natural (γ) e teor de umidade natural (w) a partir da equação:

$$\gamma_a = \gamma / (1 + w) \quad (3.1)$$

- Peso específico dos sólidos (γ_s , kN/m³) - NBR 6508 (ABNT, 1984 b):

Utilizaram-se, em sua determinação, os grãos passados na peneira N° 10 (#2 mm), fração usada nos ensaios de granulometria.

- Limite de liquidez pelo método de Casagrande (w_L , %) - NBR 6459 (ABNT, 1984 a):
- Limite de plasticidade (w_P , %) - NBR 7180 (ABNT, 1984 c):
- Granulometria - NBR 7181 (ABNT, 1984 d):

Optou-se por realizar um ensaio com o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outro apenas com água destilada, preservando-se, neste caso, a estrutura das microconcreções estáveis em presença de água. Leva-se em conta que, segundo Paixão & Camapum de Carvalho (1994), o solo do Distrito Federal é formado por microconcreções de argila, que compõem grãos do tamanho de silte, e por areia, constituindo, assim, estrutura interna porosa. Desse modo, ao se realizar o ensaio de granulometria com o uso de defloculante, não se obtém a granulometria real do solo.

- Metodologia Miniatura Compactada Tropical – MCT

Utilizou-se a metodologia modificada por Fortes e Nogami (1991), a partir da desenvolvida por Nogami e Villibor (1981). Essa metodologia de classificação e identificação visa a, sobretudo, agrupar os solos tropicais de acordo com suas peculiaridades de comportamento sob o ponto de vista mecânico e hidráulico.

- Difractometria de raios-X:

A análise mineralógica foi realizada, utilizando-se a difratometria de raios-X (DRX), cujo equipamento foi um difratômetro com monocromador da marca Rigaku, modelo Geigerflex D/MAX-2A/C, com tubo de cobre, voltagem de 40 kV e corrente 20 mA.

Para os ensaios de DRX, analisou-se todo o perfil amostrado, coletado durante a execução de uma estaca tipo hélice contínua nos Sítios 1 e 2. A preparação das amostras para a análise dos argilominerais por DRX iniciou com a separação em duas frações, uma do material que passou na peneira de 270 mesh e outra que passou na peneira de 400mesh. Escolheram-se essas duas frações, como representativas da fração fina argilosa das amostras, pois, como os argilominerais influenciam as propriedades físicas e o comportamento mecânico dos solos, o seu conhecimento pode ajudar a entender o comportamento das obras geotécnicas implantadas nestes perfis de solo. As duas frações obtidas na separação, foram submetidas à análise por difratômetro de raios-X, com velocidade de varredura de 2°/min.

As amostras passantes nas peneiras de 270 e de 400 meshes depois de trituradas no gral de ágata, foram colocadas em lâminas de vidro com cavidade de 15 x15 mm e levemente pressionadas de maneira a não gerar orientação preferencial dos minerais. As amostras preparadas foram submetidas ao ensaio de DRX, com varredura de 2 a 70° em velocidade de 2°/ min. Foram também preparadas amostras da fração passante na peneira de 400mesh, que foram saturadas em água destilada até formar uma solução, para, cuidadosamente, serem depositadas sobre uma lâmina de vidro e orientadas com o auxílio de uma outra lâmina. Após secagem ao ar, foi realizado o ensaio de difração de raios X, varrendo-se de 2 a 35°, escala 2 θ , com velocidade de 2°/min.

Após o ensaio, a lâmina com os argilominerais orientados foi solvatada com etilenoglicol. Isto foi feito posicionando-se a lâmina sobre um suporte dentro de um recipiente com tampa contendo etilenoglicol no fundo, logo abaixo do suporte. Com o recipiente hermeticamente fechado, aplicou-se um vácuo, deixando-se a amostra sob esta condição por 12 h para a sua saturação pelo etilenoglicol.

3.3.2.2 Caracterização do Sítio 3

A região em que se localiza o Sítio 3 teve sua caracterização geotécnica e mineralógica minuciosamente realizada e apresentada por Cardoso (1995 e 2002). Portanto, a caracterização geotécnica e mineralógica deste sítio não será apresentada nesta tese e, quando necessário, recorrer-se-á a essas referências bibliográficas.

3.4 ENERGIA E TRABALHO

Será apresentada, neste item, a construção do arcabouço metodológico que embasa a tese de que o controle das escavações mecanizadas, em particular, das estacas escavadas, realizado por meio da determinação da energia dispendida na execução da perfuração, constitui um elemento de controle tecnológico capaz de oferecer maior segurança e menor risco às obras que o utilizam. Na presente tese, o foco está restrito à aplicação e estudo das estacas tipo Hélice Contínua.

Será abordado, inicialmente, o conceito de trabalho realizado para escavar uma estaca. No caso estudado, durante a execução de uma estaca escavada, é imposto, por um sistema de forças variáveis (F_i) à ferramenta de escavação, um deslocamento da cota inicial da estaca (c_i) para a cota final (c_f) ao longo de uma trajetória (Δx_i). Portanto, o trabalho (W) realizado

para escavar uma estaca é um escalar definido pelo produto escalar destas duas grandezas, F_i e Δx_i dado por:

$$W = \lim_{\Delta x_i \rightarrow 0} \sum_i^n F_i \cdot \Delta x_i = \int_{c_i}^{c_f} F_i \cdot dx \quad (3.2)$$

Onde:

W = Trabalho [J];

F_i = Força aplicada ao corpo [N];

Δx_i = Trajetória do corpo [m];

c_i = Cota inicial do corpo [m];

c_f = Cota final do corpo [m].

Analogamente, pode-se definir o trabalho realizado pelo atrito e pela adesão, presentes durante o processo de escavação, que representam parcelas das forças não conservativas, ao longo deste mesmo deslocamento, definido por:

$$W_c = -\lim_{\Delta x_i \rightarrow 0} \sum_i F_{ci} \cdot \Delta x_i = -\int_{c_i}^{c_f} F_{ci} \cdot dx \quad (3.3)$$

Onde:

W_c =Trabalho realizado pelas forças não conservativas [J];

F_{ci} =Forças não conservativas aplicadas ao corpo [N].

Observa-se que a força exerce um papel fundamental na descrição do deslocamento da estaca. O deslocamento também pode ser descrito em função de outro conceito físico, a energia, que é uma grandeza que se conserva em qualquer situação. A lei de conservação de energia é especialmente valiosa, quando se trata de sistemas com muitas variáveis, nos quais o entendimento detalhado do sistema de forças é um problema de difícil solução, como o presente na escavação de uma estaca.

Outra forma de energia associada à escavação de uma estaca é a energia potencial, que depende basicamente da posição e da configuração do sistema, no caso, a posição do helicóide ou do trado. Por exemplo, para levantar o trado de uma máquina hélice contínua,

tem-se de realizar trabalho e, conseqüentemente, será consumida uma energia para movimentá-lo de um ponto a outro. Logo, o trabalho realizado pela força gravitacional, quando o trado muda a sua posição, em relação à superfície da Terra, é dado por:

$$W_g = F_g \Delta y = m \cdot g \cdot (y_2 - y_1) \quad (3.4)$$

Onde:

W_g = Trabalho da força da gravitacional [J];

F_g = Força gravitacional ou Peso [N];

g = aceleração da gravidade [m/s^2];

m = massa do sistema [kg];

$(y_2 - y_1)$ = variação da posição georeferenciada [m].

Pode-se considerar também, que o princípio de conservação de energia, sintetizado no princípio de Hamilton, está presente na escavação de uma estaca. De forma similar ao caso da dinâmica de sistemas estruturais, pode ser simplificado como descrito por Clough & Penzien, (1975):

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta(W_{nc}) dt = 0 \quad (3.5)$$

Onde:

T = energia cinética total [J];

V = energia potencial, incluindo a energia de deformação e a energia potencial de qualquer força conservativa externa [J];

W_{nc} = trabalho efetuado pelas forças não conservativas que atuam no sistema, incluindo o amortecimento, o atrito e as forças externas [J].

O princípio de Hamilton, que é apresentado em forma variacional, quando aplicado a um sistema qualquer em equilíbrio, estabelece que a variação ocorrida dentro do sistema, de energia cinética e potencial (energias geradas pelo maquinário durante a escavação), somada à variação do trabalho efetuado pelas forças não conservativas (atrito, adesão e calor), atuantes durante qualquer intervalo de tempo ($t_2 - t_1$) é igual a zero. Assim, quando o sistema tratado é constituído por mais de uma partícula, a variação de energia interna do sistema pode ser medida através do trabalho total externo realizado sobre o sistema, ou seja:

$$W_{total} = \Delta K \quad (3.6)$$

Onde:

ΔK = Variação de energia interna do sistema [J];

W_{total} = Trabalho externo total realizado no sistema [J].

Logo, fica evidente que o princípio de Hamilton pode ser aplicado ao caso de carregamento de qualquer sistema, em equilíbrio estático ou dinâmico e, particularmente, ao sistema estaca-solo. Neste caso, é necessário medir o trabalho realizado por cada força aplicada ao sistema. As forças foram identificadas e são apresentadas na Figura 3.4 nos dois sistemas de transferência de torque para as estacas tipo hélice encontradas no mercado.

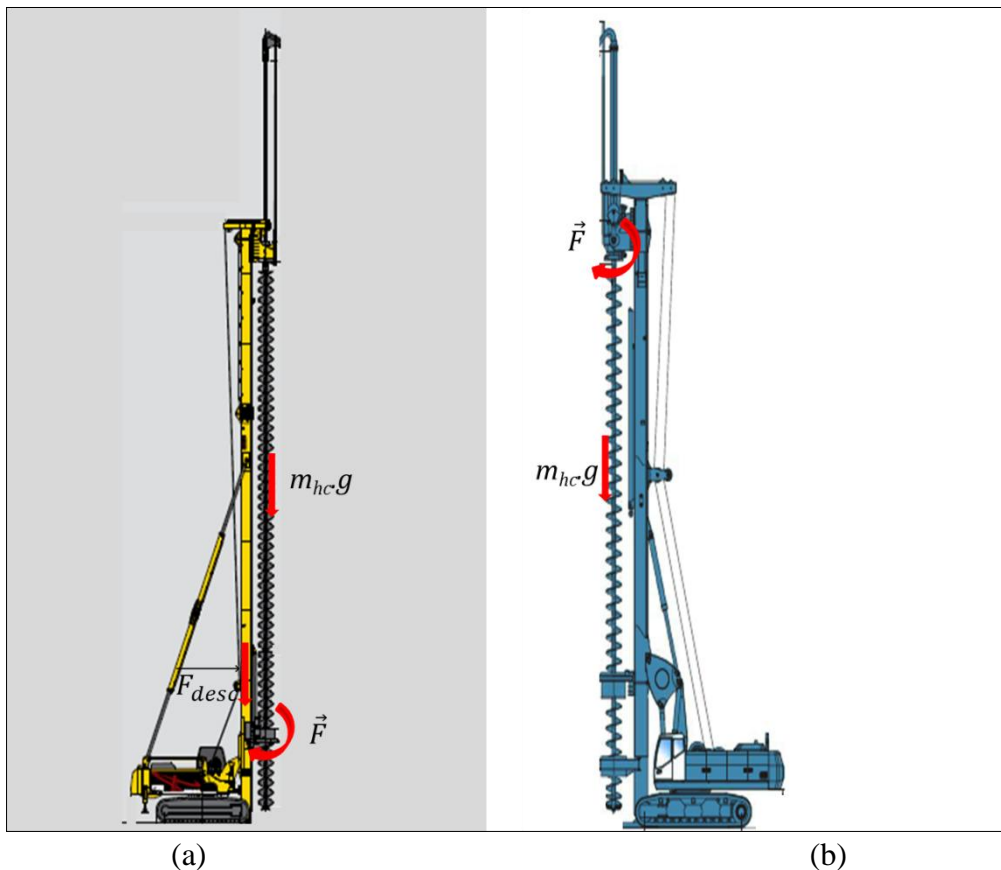


Figura 3.4 – Sistema de perfuração e forças: a) *bottom drive* CFA; b) sistema CFA.

Na Figura 3.4a, apresenta-se o *bottom drive CFA*, sistema instalado na parte inferior da torre e presente na maioria das máquinas brasileiras. Esse sistema, estudado nesta pesquisa, possui três forças envolvidas, a gravitacional (peso do sistema); a força de rotação; e uma terceira, exercida por um pistão hidráulico, conhecida como força descendente. Na Figura 3.4b, observa-se o sistema *Continuous Flight Auger (CFA)*, instalado na parte superior da torre, no

qual se identificam as forças gravitacional e de rotação. Neste sistema, para aplicação da força descendente, utiliza-se um sistema de cabos auxiliares, operação dificilmente incorporada à rotina das obras de fundações, e, portanto, não representada na Figura 3.4b.

A energia mecânica produzida pelo maquinário apresentado na Figura 3.4 é transformada em energias cinética e potencial, que são aplicadas ao sistema por meio de forças externas. Essas energias são dissipadas pelo trabalho das forças não conservativas, o que significa que, ao final do processo de escavação, toda a energia do sistema foi transformada em energia térmica e sonora.

Analisando-se o sistema apresentado na Figura 3.4, verifica-se que a energia necessária para escavar uma estaca é consumida pelas forças não conservativas, sendo dissipada:

- Na energia gasta durante a escavação na desestruturação do solo, na compactação ou amolgamento do solo entre as hélices e na densificação e amolgamento do maciço na interface solo-estaca;
- No atrito e/ou adesão entre o helicóide e o solo;
- No atrito e/ou adesão residuais entre o fuste da estaca e o conjunto helicóide/solo escavado;
- Pelas perdas do sistema, representado pelo calor gerado pelo maquinário.

Para determinar o somatório destes trabalhos durante a escavação de uma estaca, é necessário conhecer a tensão, em cada ponto do helicóide no contato fuste da estaca e conjunto helicóide/solo transportado, e a energia consumida durante a escavação. Integrando-se estas tensões por unidade de área, e a energia por unidade de volume, durante o tempo gasto na perfuração, obter-se-ia a energia consumida pelas forças não conservativas. Esta energia equivale ao trabalho realizado pelo sistema de forças aplicado ao helicóide e está representada na Figura 3.4. Entretanto, essas grandezas são de difícil determinação, devido à complexidade do processo energético existente durante a escavação de uma estaca.

O sistema representado pela Figura 3.4 é constituído por variáveis que dificilmente poderão ser isoladas. Mas, partindo-se do conceito físico da conservação de energia, representado pela Equação 3.6, o qual assegura que a variação de energia interna do sistema durante a escavação da estaca é igual à somatória do trabalho externo realizado pelas forças aplicadas ao sistema, pode-se quantificar a energia ou o trabalho necessário para escavar a estaca.

Fisicamente, o fenômeno é similar ao de transferência de energia, descrito por Rabin *et al.* (1991 e 1995), que propuseram formulação analítica para prever a condução de calor transiente em um meio semi-infinito, solo, e representar a transferência de calor em estacas helicoidais para fundações de torre de transmissão de energia. Eles levaram em consideração a existência constante de uma fonte de calor gerada pelo sistema de transmissão de energia, a variação de temperatura do solo e as forças geradas por essas variações, desprezando a energia sonora.

A partir do modelo idealizado, apresentam-se as Equações que regem o problema. Partiu-se do sistema de transferência de calor presente na execução de uma estaca helicoidal, apresentado esquematicamente na Figura 3.5. O modelo teórico é baseado nos seguintes pressupostos, simplificados com relação ao solo:

- O modelo de transferência de calor no solo considera o sistema multifásico (sólido, líquido e gás). Considera também os efeitos presentes no processo de acoplamento de calor e de transferência de massa em solos;
- O solo é assumido como isotrópico, com propriedades térmicas constantes;
- O gradiente de temperatura na direção tangencial é negligenciado, e o modelo é considerado transiente, de duas dimensões (2D) e axissimétrico.

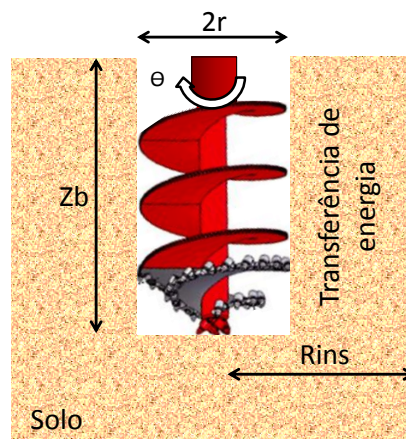


Figura 3.5 - Descrição do Sistema Helicoidal.

Com base nas hipóteses propostas, a Equação que rege a transferência de calor no solo, em coordenadas cilíndricas, é dada por:

$$\frac{\partial^2 T_s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial T_s}{\partial r} + \frac{\partial^2 T_s}{\partial z^2} = \frac{\partial T_s}{\partial t} \quad (3.7)$$

A condição inicial do sistema é:

$$T_s(z, r, 0) = T_{s0}(z)$$

As condições de contorno do sistema são:

$$\frac{\partial T_s}{\partial r}(z, 0, t) = 0$$

$$\frac{\partial T_s}{\partial z}(z_0, r, t) = 0$$

$$\frac{\partial T_s}{\partial r}(z, R_{ins}, t) = q_{sup}$$

$$ks \frac{\partial T_s}{\partial z}(Z_0, r, t) = q_{sup}$$

Onde:

T = temperatura [$^{\circ}\text{C}$];

t = tempo [s];

(z, r, t) = Coordenada cilíndrica [m, m, s];

$2.R_{ins}$ = distância entre eixos de duas estacas hélices vizinhas;

k_s = Condutividade térmica [$\text{W m}^{-10}\text{C}^{-1}$];

q_{sup} = fluxo de calor na superfície do sistema [W m^{-2}];

z = Profundidade [m];

s = referente ao solo;

b = referente à profundidade da ponta da hélice.

Basicamente, a energia do sistema, representada pela Equação 3.7, considera a variação de temperatura ao longo da profundidade do raio em um determinado tempo. A Equação 3.7, representada em coordenadas cilíndricas, é parabólica e transiente, com o termo de primeira ordem comandando os processos de transferência de calor por advectivos, associados à mudança de temperatura em função da condutividade térmica, e os de segunda ordem comandando os processos difusivos, associados aos gradientes de temperatura.

Em uma condição estacionária, o termo que depende do tempo tende a zero, e é atingida uma situação de equilíbrio. A energia é obtida pela integração volumétrica em função da variação da temperatura do solo. Consequentemente a energia total do sistema é obtida por:

$$E_{st} = \iiint_V \rho_s C_{ps} [T_s(r, z, t) - T_s(r, z, 0)] dV \quad (3.8)$$

Onde:

E_{st} = Energia total do Sistema [J];

ρ_s = Densidade do solo [kg m^{-3}];

C_{ps} = Calor específico do solo [$\text{J m}^{-30}\text{C}^{-1}$];

V = referente ao volume.

O problema de transferência transiente de calor no solo apresentado é bidimensional (2D) e axissimétrico e pode ser resolvido, por exemplo, numericamente por diferenças finitas.

Entretanto, considerando o princípio de Hamilton, pode-se determinar a variação de energia mecânica produzida pelo sistema, partindo-se do princípio de que a energia do sistema apresentado é conservativa, ou seja, a energia não pode ser criada ou destruída, apenas transformada, conceito representado pelas Equações 3.5 e 3.6. Conseqüentemente, a variação de energia térmica total do sistema (ΔE_{st}) é igual à energia mecânica aplicada ao sistema e ao trabalho realizado pelas forças externas aplicadas ao sistema (W_R), no caso, as forças aplicadas ao helicóide durante a escavação de uma estaca.

$$\Delta E_{st} = W_R \quad (3.9)$$

Mas, para quantificar o trabalho, é necessário conhecer as forças externas que são aplicadas ao sistema, as quais foram identificadas na Figura 3.4. Logo, conhecendo o torque aplicado ao helicóide e o braço de alavanca, determina-se a força tangencial aplicada ao helicóide e, conhecendo-se a velocidade angular e de perfuração do helicóide, o percurso pode ser determinado e, conseqüentemente, o trabalho da força tangencial, que é o produto escalar desta força pelo deslocamento ao longo da profundidade também pode ser determinado. Finalmente, o trabalho total realizado pelas forças externas é a somatória do trabalho realizado pela força tangente ao helicóide, mais o trabalho realizado pela força gravitacional e o trabalho realizado pela força descendente, que é igual à energia mecânica aplicada ao helicóide. Portanto, o trabalho é uma grandeza escalar representado por:

$$W_R = \sum_i m_{hc} \cdot g \cdot z_i + \sum_i F d_i \cdot z_i + \sum_i F_i \cdot r \cdot \theta_i \quad (3.10)$$

$$W_R = \int_0^{z_b} m_{hc} \cdot g \cdot dz + \int_0^{z_b} F d_i \cdot dz + \int_0^{m2\pi} F_i \cdot r \cdot d\theta \quad (3.11)$$

Onde:

W_R = trabalho realizado ou energia necessária para escavar uma estaca [J];

F_i = força aplicada no helicóide [N];

m_{hc} = massa do sistema de escavação [kg];

r = raio da estaca hélice [m];

g = aceleração da gravidade [m/s^2];

z_b = comprimento da estaca [m];

$F d_i$ = força descendente aplicada ao helicóide [N];

m =número de volta do helicóide durante a escavação.

Considerando que a força do impulso vertical ($N d_i$) é a soma da força gravitacional (peso do sistema) com a força descendente, pode-se escrever:

$$N d_i = m_{hc} \cdot g + F d_i \quad (3.12)$$

Neste caso, pode-se reescrever a Equação 3.11 na forma:

$$W_R = \int_0^{z_b} N d_i \cdot dz + \int_0^{m2\pi} F_i \cdot r \cdot d\theta \quad (3.13)$$

Ou, simplificando-se e utilizando-se valores médios para as variáveis:

$$W_R = N d \cdot Z_b + m \cdot 2\pi r \cdot F = \Delta E_{st} \quad (3.14)$$

Ou, para um deslocamento qualquer:

$$W_{R_i} = N d_i \cdot Z_i + m_i \cdot 2\pi r \cdot F_i = \Delta E_{st_i} \quad (3.15)$$

O termo $m_i 2\pi r F_i$, que aparece na Equação 3.15, pode ser reescrito, em termos de velocidade angular (n_i), velocidade vertical do trado (v_i) e o torque aplicado (M_i), durante um tempo (t_i) e um deslocamento (z_i) qualquer:

$$m_i 2\pi r F_i = \frac{n_i M_i}{v_i} \cdot z_i \quad (3.16)$$

Onde:

$$n_i = \frac{m_i 2\pi}{t_i} \quad (3.17)$$

$$M_i = r \cdot F_i \quad (3.18)$$

$$v_i = \frac{z_i}{t_i} \quad (3.19)$$

Substituindo-se a Equação 3.16 na 3.15, segue que:

$$W_{R_i} = N d_i \cdot Z_i + \frac{n_i M_i}{v_i} Z_i = \Delta E_{st_i} \quad (3.20)$$

Dividindo-se todos os termos da Equação 3.20, pelo volume escavado da estaca, isto é, $\Omega \cdot Z_i$, e considerando-se a força de impulso constante, tem-se que a energia de instalação por unidade de volume é dada por:

$$E_s = \frac{\Delta E_{st_i}}{\Omega \cdot Z_i} = \frac{N_d \cdot v_i + n_i \cdot M_i}{\Omega \cdot v_i} \quad (3.21)$$

Esses resultados estão em consonância com o que estabeleceu Van Impe (1998) para a energia por unidade de volume para escavar uma estaca de deslocamento tipo Atlas.

Onde:

E_s = energia de instalação por unidade de volume [J/m³];

N_d = força de impulsão vertical [N];

v_i = velocidade vertical do trado [m/s];

n_i = velocidade angular [1/s];

M_i = torque aplicado [N.m];

Ω = área da projeção plana do trado [m²].

Observa-se que a formulação proposta pela Equação 3.11 apresenta-se consistente do ponto de vista físico, conduzindo a valores próximos aos obtidos pela proposta de Van Impe, que considera, em sua abordagem, valores médios. O fato era esperado, pois, as duas, fisicamente, partem do princípio universal da conservação de energia representado pela Equação 3.5, na qual, em um sistema fechado, como o existente durante a escavação de uma estaca, o trabalho total realizado pelas forças externas deve ser igual à variação de energia.

3.4.1 PROCESSO DE ESCAVAÇÃO E AQUISIÇÃO DE DADOS

Os passos para a aquisição de dados durante a escavação de qualquer tipo de estaca escavada, por exemplo, estaca escavada propriamente dita, estaca hélice contínua, estaca de deslocamento, estacas Atlas, entre outras, são semelhantes e podem ser obtidas de forma semelhante, como descrito a seguir. A metodologia e os procedimentos de aquisição e mitigação de riscos, também, podem ser estendidos para outros tipos de escavação como as escavações de túneis através de máquinas tuneladoras (TBM), bastando apenas entender o sistema de força presente no processo e como ele se traduz na frente de escavação.

Nesta pesquisa, as estacas estudadas foram as estacas tipo hélice contínua, pois já possuem um sistema de monitoramento e aquisição de dados durante a escavação. Para medir a energia necessária para escavar uma estaca, faz-se necessário compreender o processo de escavação das estacas tipo hélice, atendo-se, principalmente, ao mecanismo de transferência de torque, do cabeçote da máquina para o helicóide (trado), e à aquisição de dados realizada pelo *software* de monitoramento durante o processo de escavação e concretagem destas estacas. Para a pesquisa, utilizou-se o sistema de monitoramento SACI (*Continuous Flight Auger Instrumentation*), desenvolvido pela empresa Geodigitus.

O sistema de monitoramento SACI, utilizado durante a execução das estacas tipo hélice contínua, é descrito por vários autores, entre eles, Costa *et al.* (2008), e basicamente é composto por um computador e por sensores, cuja aquisição de dados, tratamento e controle da execução são realizados em *software* específico. O sistema é constituído por um computador localizado na cabine de comando do equipamento e por sensores que são instalados na perfuratriz e conectados ao computador por meio de cabos elétricos ou, no caso do sensor de pressão do concreto, através de um *link* de rádio. Este sistema permite a aquisição de dados que, após o tratamento, podem ser representados graficamente para fornecer os parâmetros de perfuração: profundidade, tempo, inclinação da torre, velocidade de

penetração do trado, velocidade de rotação do trado, pressão de óleo do sistema, velocidade de extração da hélice, volume de concreto usado e pressão de concretagem (Figura 3.6).

Entretanto, observa-se, na Figura 3.6, que o sistema não informava diretamente o torque, sendo necessário converter a pressão medida em bar para torque em N.m, obrigando o projetista e o executor a entrarem em ábacos de conversão do fabricante. Logo, a primeira providência foi dissecar o sistema de transferência de torque, procurando entendê-lo, e, a partir do conhecimento adquirido, tratar os dados e introduzir rotinas para que o torque fosse informado durante a escavação das estacas já em N.m.

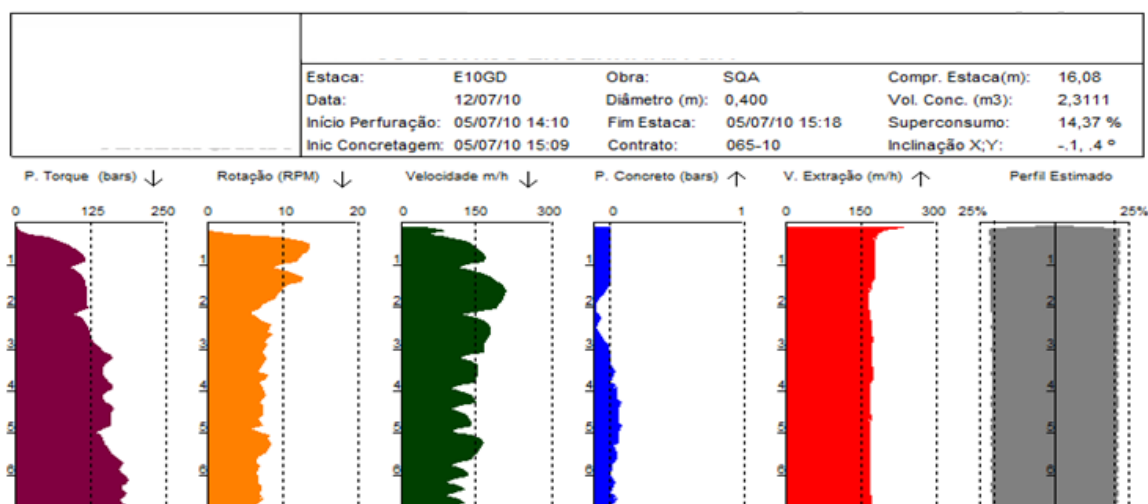


Figura 3.6 – Exemplo de relatório de monitoramento.

Nesta pesquisa, utilizou-se um sistema para a transferência de torque para a ferramenta de perfuração helicoidal (Figura 3.7), registrada no Instituto de Propriedade Intelectual sob o número PI 9904223-1. Esse sistema, conhecido no mercado como “*Bottom Drive CFA*”, é instalado nas perfuratrizes fabricadas pela *CZM Foundation Equipment*, especialmente nos maquinários voltados para a execução das estacas hélice contínua.

O referido sistema possui algumas vantagens em relação ao sistema convencional de cabeçote instalado no alto da torre. Entre elas, podem ser citadas: o posicionamento do cabeçote de rotação no pé da torre de perfuração desloca para baixo todo o centro de gravidade do equipamento, conferindo estabilidade ao equipamento com menos peso, conseqüentemente maior segurança na operação; a relação profundidade de perfuração x peso do equipamento é otimizada devido à melhor disposição do centro de gravidade; a permissão de um empuxo axial hidráulico (*pull-down*) no cabeçote centralizado ao trado de perfuração gera melhor penetração em solos de alta resistência; a extração do trado pode ser auxiliada pelo cilindro

hidráulico (*pull-back*), que realiza força efetiva de arrancamento e pode-se somar à força de extração do guincho.

Na caixa deste equipamento, existem dois motores (Figura 3.7 - Item 14), que estão acoplados a redutores (Figura 3.7 – Item 11). Cada redutor contém um sistema de engrenagens interno que eleva o torque gerado pelo eixo do motor. Encaixada neste conjunto, existe uma engrenagem, o pinhão (Figura 3.7 – Item 6), que transmite o torque gerado para a caixa rotativa, a coroa (Figura 3.7 – Item 9). Por sua vez, a coroa está circunscrita à base de um cilindro rígido vazado, o transferidor, (Figura 3.7 – Item 12), que contém três guias em relevo no seu interior, as barras (Figura 3.7 – Item 13). Nas pás do trado em hélice, existem encaixes para as barras que conduzem rotação para a hélice.

Nesse mecanismo de transferência, a força aplicada ao helicóide gera um torque que gira a ferramenta de perfuração. Este torque pode ser quantificado multiplicando-se o braço de alavanca pela força. O braço de alavanca é o raio do transferidor (Figura 3.7 – Item 12) e é aproximadamente o raio do helicóide, pois existe um transferidor para cada diâmetro de helicóide.

Independente do tipo e das relações das engrenagens mecânicas, do circuito hidráulico e dos motores hidráulicos, sempre se pode determinar a Força e o Torque aplicado ao helicóide. No equipamento utilizado (Figura 3.7), a força geradora do torque é a somatória das forças tangenciais à rotação, oriunda dos dois motores (Figura 3.7 – Item 14).

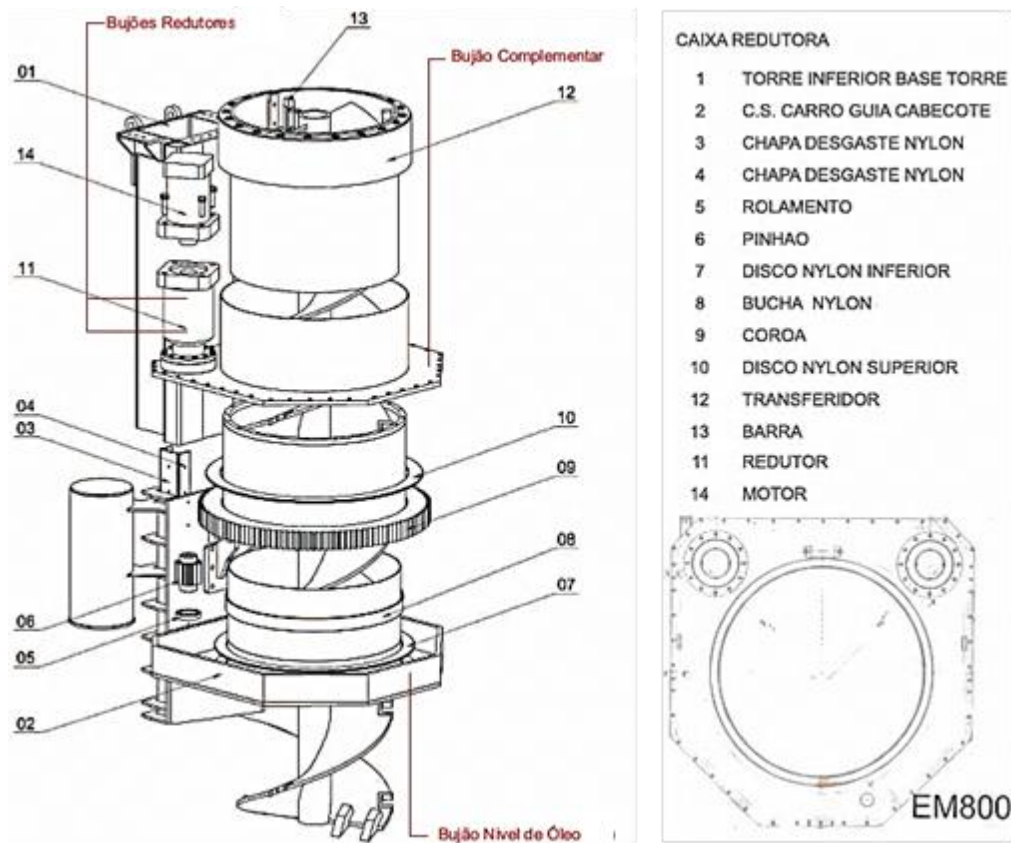


Figura 3.7 – Detalhamento da caixa rotativa (Manual do Proprietário, CZM EM800, 2010).

Portanto, conhecendo-se as relações das reduções, proporcionadas pelos redutores, e a formulação básica para motores hidráulicos propostas por Hatami (2007), é possível determinar o torque imposto à hélice.

O torque de saída de cada motor é dado por:

$$T_{motor} = \frac{\Delta_{press\tilde{a}o} \cdot V_{cilindrada} \cdot n}{200 \cdot \pi} \quad (3.22)$$

Onde:

T_{motor} = Torque do motor hidráulico instalado do cabeçote [N.m];

$\Delta_{press\tilde{a}o}$ = Variação de pressão de óleo na entrada do sistema hidráulico [1 bar=100kPa];

$V_{cilindrada}$ = Volume de óleo do motor hidráulico ou cilindrada [cm³];

n = rendimento do sistema.

Mas, para determinar o Torque e a Força aplicada ao helicóide, é necessário conhecer a relação de todas as engrenagens existentes entre os motores (Figura 3.7 – item 14) e o helicóide. A razão entre as velocidades angulares e o torque de cada engrenagem é uma constante, como mostrado por:

$$\frac{n_2}{n_1} = \frac{Z_1}{Z_2} \quad (3.23)$$

Para um par de engrenagens com relações conhecidas, onde:

Z_1 = número de dentes da engrenagem 1;

Z_2 = número de dentes da engrenagem 2;

n_1 = número de rotações por minuto da engrenagem 1;

n_2 = número de rotações por minuto da engrenagem 2.

O torque do equipamento pode ser expresso por:

$$T_{Hélice} = \sum_1^n T_{motor} \cdot \sum_1^n \frac{Z_{i+1}}{Z_i} \quad (3.24)$$

Sendo:

$T_{Hélice}$ = Torque aplicado ao helicóide ou Torque do equipamento Hélice [N.m];

O método descrito não considera perdas de energia devido ao atrito interno e à dissipação por calor, embora a eficiência do sistema seja considerada através do seu rendimento. São vários os fatores que podem influenciar este rendimento, entre eles:

- As características dos motores hidráulicos e mecânicos e os seus rendimentos;
- As perdas internas do sistema, atrito e perda de carga que são dissipadas por calor;
- As forças conservativas, como as que geram deformações elásticas;
- A eficiência do ângulo de corte do trado, instalado na ponta do helicóide;
- A eficiência do ângulo de transporte do helicóide para o solo;
- Procedimentos adotados durante a escavação.

Entretanto, em uma obra executada por um conjunto composto por máquina e operador, os procedimentos e ferramentas estão sistematizados, ou seja, as ferramentas e suas eficiências representadas pelo maquinário estão definidas, e o processo de escavação adotado pelo operador tende a ser o mesmo, garantindo que as estacas sejam executadas sempre com o mesmo procedimento, não se esperando grande variabilidade nas medidas de energia das estacas executadas que possuam diâmetro e profundidade iguais executadas no mesmo perfil de solo.

3.4.2 ELABORAÇÃO DAS ROTINAS PARA O SOFTWARE DE MONITORAMENTO

Considerando a importância da variação da seção na estaca como fator que influencia o seu comportamento, pois alterações localizadas induzem redistribuições de tensões, está em fase de implementação a rotina que calcula o diâmetro real ao longo do perfil (Equação 3.25). No caso, utilizaram-se apenas dados conhecidos e que fazem parte dos dados de entrada ou dos obtidos durante o monitoramento. Este aspecto é particularmente importante para o entendimento de resultados de provas de carga quando o comportamento medido é destoante do esperado.

$$d_{ri} = \sqrt{\frac{4\Omega^2 \cdot V_{ei}}{\pi Q_{ci}}} \quad (3.25)$$

Onde,

d_{ri} = diâmetro real da estaca;

V_{ei} = Velocidade instantânea de extração do helicóide [m/s];

Ω = Área da projeção plana do trado [m²];

Q_{ci} = Vazão da injeção de concreto [m³/s];

Logo, através da implementação de rotinas para o tratamento de dados no *software* de monitoramento das estacas hélices, a energia necessária ou o trabalho realizado para escavar uma estaca pode ser quantificado e armazenado em um banco de dados. Basicamente foram introduzidos no *software* as Equações 3.10, 3.22, 3.23 e 3.24, propostas nesta tese, que permitem o tratamento dos dados e a aquisição automatizada do torque, da força aplicada ao helicóide e da energia necessária para escavar uma estaca.

A energia consumida durante a operação de alívio foi desconsiderada. O alívio é utilizado na prática da engenharia de fundação durante a execução e consiste na manutenção do helicóide girando sem avanço na perfuração, procedimento que provoca o transporte ascendente do solo escavado e consequentemente alivia as tensões, reduzindo a adesão entre o helicóide preenchido com o solo escavado e o fuste da estaca. Mostra-se, na Figura 3.8, através de um fluxograma, as rotinas implantadas no *software* de monitoramento das estacas hélices para a monitoração da energia ou do trabalho realizado para escavar cada estaca do estaqueamento.

Estes dados, se devidamente agrupados e tratados, podem ser utilizados no controle de qualidade das estacas em termos de capacidade de carga.

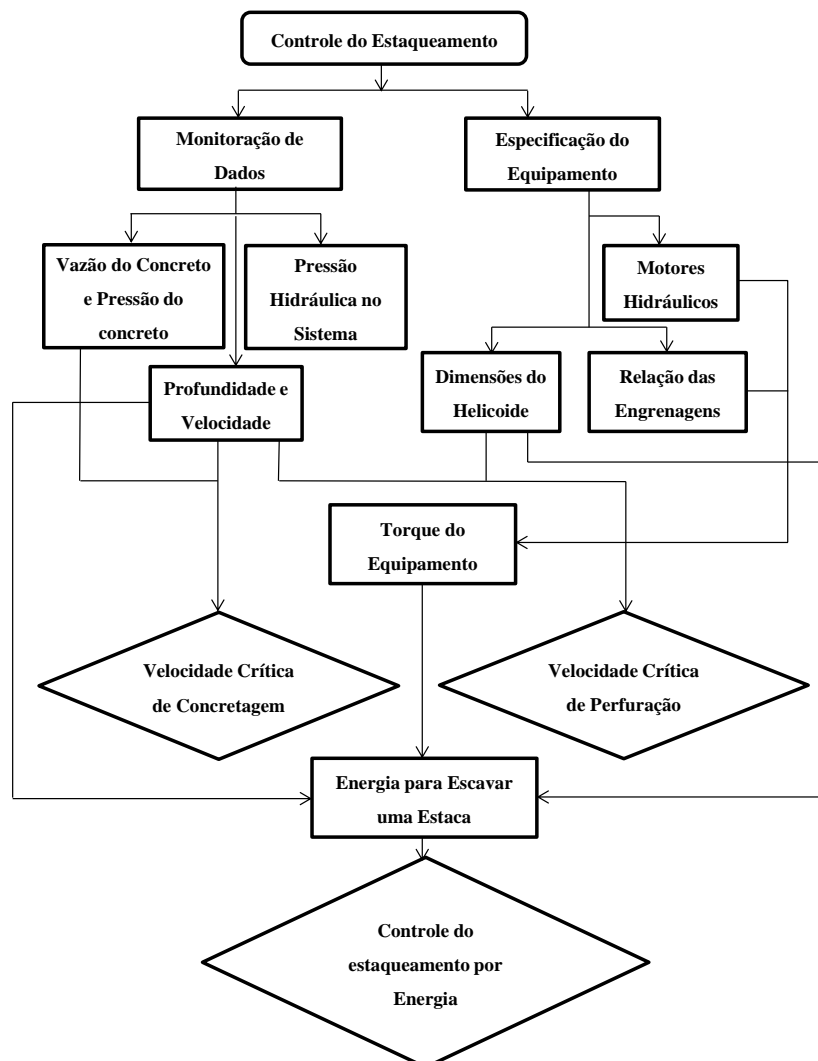


Figura 3.8 - Rotinas implantadas no *software* de monitoramento das estacas hélices.

Foram introduzidas, no *software* de monitoramento das estacas hélices, rotinas para orientar a escavação e a concretagem deste tipo de estaca (Figura 3.8). São elas:

- A incorporação ao monitoramento do conceito de velocidade crítica de perfuração, definida por Vigiani (1989), como a velocidade limite abaixo da qual o volume de solo transportado para a superfície é maior que o volume escavado. Essa orientação é importante no caso de solo arenoso no qual o pequeno atrito e a ausência de adesão entre o helicoide e o solo transportado facilita o transporte do solo para a superfície. A velocidade crítica de escavação é função das dimensões do trado, da velocidade de avanço da escavação e da rotação (item 3.4.2.1);

- A velocidade crítica de concretagem, como a velocidade máxima de extração do helicóide na qual não ocorrerão vazios durante a concretagem. A velocidade máxima de extração é função do volume nominal escavado, do sobreconsumo característico para cada tipo de solo definido em função da pressão de concretagem e do volume de concreto disponibilizado durante a concretagem (item 3.4.2.2).

3.4.1.1 Velocidade crítica de perfuração

Para executar uma estaca tipo hélice contínua, deve-se observar a velocidade de perfuração, determinante no desempenho das estacas, principalmente quando executadas em solos arenosos. Sua importância se deve ao fato de que, durante o processo de perfuração, certa quantidade de solo será transportada para a superfície, devendo-se, então, procurar garantir que o fuste da estaca não seja desconfinado, o que minimizaria o alívio de tensões no fuste da estaca. Segundo Van Impe (2004), o alívio de tensões é inevitável e, geralmente, surge quando a estaca atinge camadas de solos resistentes, provocando a redução brusca desta velocidade e o transporte ascendente de solo, podendo resultar em desconfinamentos importantes. Browns (2005) relatou que, em casos extremos, este transporte pode provocar subsidência de certas camadas de solo.

Para minimizar este efeito e considerando o helicóide apresentado na Figura 3.9, Viggiani (1993) propôs que a estaca deve ser escavada a uma velocidade superior à velocidade crítica de escavação, assumindo que o material transportado depende da velocidade de penetração do helicóide. Baseou-se no princípio de Arquimedes, considerando que o material transportado pela hélice é não coesivo e que não existe atrito entre o solo transportado, o helicóide e a parede da estaca. Entretanto, o comportamento tende a ser outro, pois forças de adesão e atrito são geradas entre o solo escavado, o helicóide e a parede da estaca, ou simplesmente por estar, geralmente, submerso, o material pode se comportar como um líquido e seu transporte dependerá de sua viscosidade. Apesar das simplificações, a velocidade crítica de penetração é uma importante ferramenta para avaliação da qualidade da estaca em solos não coesivos.

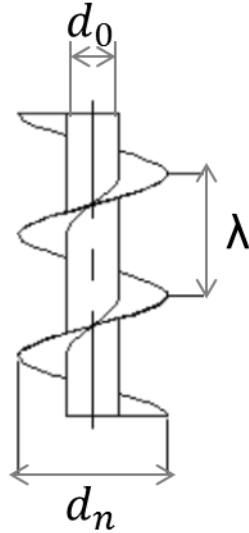


Figura 3.9 – Helicoide e suas dimensões.

As equações propostas por Viggiani (1993) são:

$$S_{esc} = \frac{\pi}{4} (d_n^2 - d_0^2) \cdot (n_i \cdot \lambda - V_{pi}) \cdot \Delta t_i \quad (3.26)$$

$$V_{pi} > V_{pi,cr} = n_i \cdot \lambda \cdot \left[1 - \left(\frac{d_0}{d_n} \right)^2 \right] \quad (3.27)$$

Onde:

S_{esc} = Solo escavado [m³];

Δt_i = tempo de escavação [s];

V_{pi} = Velocidade de escavação [m/s];

$V_{pi,cr}$ = Velocidade crítica de escavação [m/s];

n_i = velocidade angular [1/s];

λ = passo do helicóide [m];

d_0 = diâmetro do tubo de concreto [m];

d_n = diâmetro do helicóide [m].

Entretanto, pode-se observar que a Equação 3.26 não considera o empolamento e o volume das hélices presentes no helicóide, ou mesmo, em casos particulares, a redução de volume do solo quando compactado e amolgado entre as hélices, fatores que influenciam a velocidade crítica. Cabe destacar que a determinação da massa específica aparente após a escavação, que possibilitaria calcular o fator de empolamento é de difícil determinação durante a escavação

de uma estaca. A Tabela 3.1, apresentada por Fabiani (1981), mostra a influência do fator de empolamento para dois tipos de solos durante a escavação.

Tabela 3.1 – Influência do empolamento após a escavação (Fabiani, 1981).

Tipo de solo	Estado do solo	Fator de Empolamento		
		natural	solta	compactada
Areia	natural	1,00	1,11	0,95
	solta	0,90	1,00	0,86
	compactada	1,05	1,17	1,00
argila	natural	1,00	1,43	0,90
	solta	0,70	1,00	0,63
	compactada	1,11	1,59	1,00
Estado do solo		natural	solta	compactada

Considerando a espessura média da hélice de 2,0 cm e o passo de 28 cm, o volume das hélices corresponderia a aproximados 7,0% do volume total escavado. O volume exato pode ser determinado facilmente, pois o peso do trado e a densidade do aço são conhecidos. Logo, a velocidade crítica proposta por Viggiani (1993) deve ser corrigida por um fator que considere estas variáveis. Entretanto, para a determinação do fator de ajuste (β_{vc}) são necessários estudos complementares.

Consequentemente, reescrevendo-se as Equações 3.25 e 3.26, tem-se:

$$Sm_{esc} = \frac{\pi}{4} (d_n^2 - d_0^2) \cdot (n_i \cdot \lambda - V_{pi}) \cdot \Delta t_i \cdot \beta_{vc} \quad (3.28)$$

$$Vm_{pi} > V_{pi,cr} = n_i \cdot \lambda \cdot \left[1 - \left(\frac{d_0}{d_n} \right)^2 \right] / \beta_{vc} \quad (3.29)$$

Onde:

Sm_{esc} = Volume corrigido de solo escavado [m³];

Vm_{pi} = Velocidade crítica de perfuração corrigida [m/s];

β_{vc} = Fator de ajuste para a velocidade crítica.

3.4.1.2 Velocidade crítica de concretagem

Conhecendo a vazão de concreto e a velocidade de extração do helicóide, dados obtidos durante o monitoramento, propõe-se que a velocidade de extração seja sempre inferior à velocidade crítica de concretagem. Considerou-se, na expressão, o sobreconsumo característico e esperado para cada tipo de solo, o controle da velocidade de extração, assim

como a pressão de concretagem, que é uma importante ferramenta para o controle de qualidade deste tipo de estaca e é expressa por:

$$V_e < V_{e,cr} = (Q_c + \Delta Q_c) / \Omega \quad (3.30)$$

$$V_e < V_{e,cr} = Q_c(1 + S_c) / \Omega \quad (3.31)$$

Onde:

V_e = Velocidade de extração do helicóide [m/s];

$V_{e,cr}$ = Velocidade crítica para extração do helicóide [m/s];

Ω = Área da projeção plana do trado [m²];

λ = Passo do helicóide [m];

Q_c = Vazão de concreto [m³/s];

ΔQ_c = Sobreconsumo de concreto [m³/s];

S_c = proporção de sobreconsumo em relação ao consumo de concreto.

Na Figura 3.10, pode-se observar a nova saída gráfica com as modificações propostas, medida do torque, velocidade crítica de perfuração (linha vermelha no gráfico de velocidade) e velocidade crítica de extração (linha azul no gráfico de velocidade de extração).

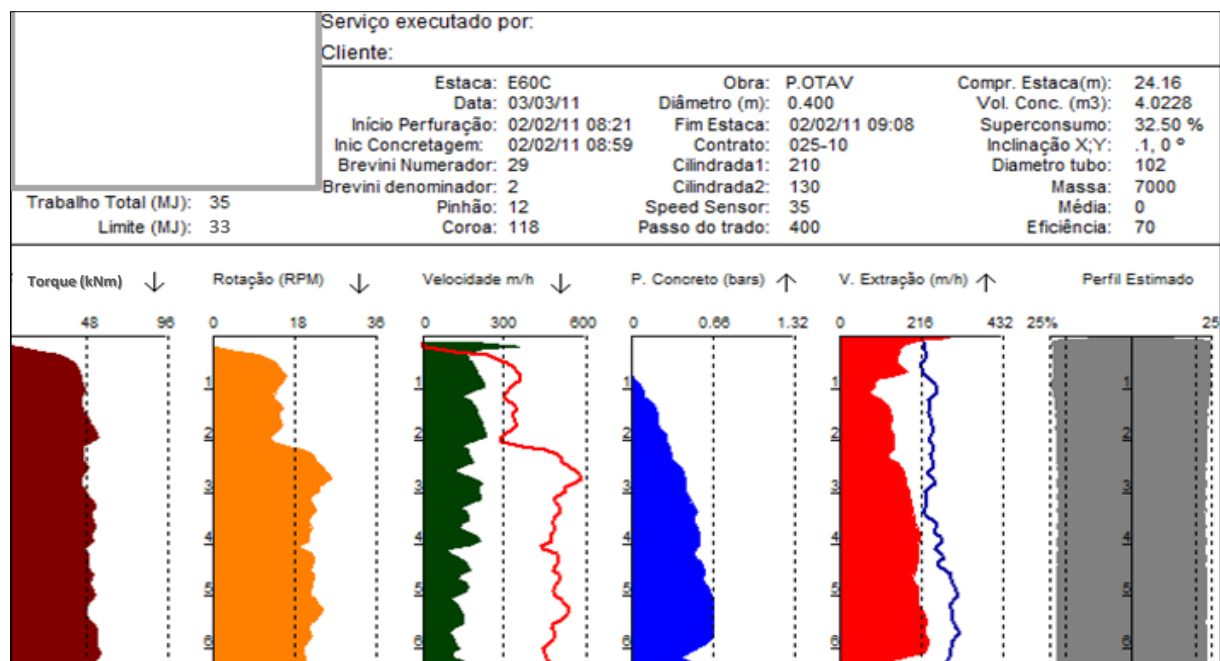


Figura 3.10 - Exemplo de relatório de monitoramento modificado.

3.5 TRATAMENTO ESTATÍSTICO

Na engenharia de fundações, as previsões de desempenho das estacas são determinadas com base em métodos determinísticos, que consideram certos e conhecidos os parâmetros do maciço e, conseqüentemente, o desempenho das estacas em termos de deformabilidade e capacidade de carga. Mas, estas previsões são afetadas por incertezas provenientes da amostragem, da execução e da repetibilidade dos ensaios de campo e laboratório, da variabilidade geotécnica do maciço e da própria execução ou instalação dos elementos das fundações, incluindo-se o controle de qualidade adotado no processo executivo.

Entretanto, o risco provocado por essas incertezas pode ser mitigado e quantificado com o uso da probabilidade e estatística. Por exemplo, como saber se as estacas (indivíduos) que estão sendo executadas em um estaqueamento (população) apresentam capacidades de carga semelhantes, ou seja, são de uma população que apresenta a mesma característica em termos de capacidade de carga e deformabilidade? Poder-se-ia responder a esta questão, por exemplo, fazendo provas de carga em todas as estacas, processo extremamente oneroso e, na prática, inviável.

Entretanto, é possível controlar a capacidade de carga e a deformabilidade, as quais estão intimamente ligadas, através da comparação das características de cada estaca, com as características estatísticas do estaqueamento ou de um grupo de estacas selecionadas dentro do estaqueamento (amostra). Como referência inicial, podem ser utilizados resultados de prova de carga, bancos de dados regionais de acordo com o tipo de solo ou ainda cálculos de capacidade de carga oriundos de métodos semiempíricos.

Se a amostra de fato representar o estaqueamento, suas características estatísticas serão representativas do mesmo e, a partir destas características, pode-se controlar a execução do estaqueamento, adotando-se critérios para garantir a sua uniformidade em termos de capacidade de carga e deformabilidade.

Para garantir uniformidade ao estaqueamento, partiu-se do conceito de que a capacidade de carga da estaca está diretamente relacionada com a energia necessária, ou seja, com o trabalho efetuado para escavar a estaca (dado). Cabe lembrar que os ensaios de campo e conseqüentemente a engenharia de fundação possuem como base a medida de energia, por exemplo, o ensaio SPT registra um índice (número de golpes) que é diretamente proporcional

à somatória de energia potencial ou à variação de trabalho necessário para cravar 30cm do amostrador padrão. Como os ensaios de campo são normalizados, possuem procedimentos e equipamentos padronizados, espera-se que os índices e registros obtidos durante os mesmos apresentem baixa variabilidade para um mesmo tipo de solo, sendo possível correlacionar os resultados obtidos com as características geotécnicas do perfil de solo.

Para os estaqueamentos, apesar da grande diversidade de equipamentos e de ferramentas de perfuração, é possível a afirmação de que estacas com aproximadamente as mesmas características geométricas e de nível de energia consumido durante a perfuração em um mesmo maciço por meio de uma mesma equipe (máquina e operador), apresentem deformabilidade e capacidade de carga semelhantes. Destaca-se porém, que fatores como falta de padronização durante a perfuração e de especificações apropriadas para a concretagem podem afetar o comportamento das estacas.

É possível prever que os erros de avaliação, a partir das medidas de energia e com base nas características estatísticas do estaqueamento, em uma obra executada com um determinado tipo de equipamento (máquina e ferramenta de perfuração) em que são adotados procedimentos padrões durante a execução (escavação e concretagem), serão mínimos.

A análise de um estaqueamento pode ser feita com base em dois tipos de amostragem: a probabilística e a não-probabilística. A amostragem será probabilística se todos os elementos da população tiverem probabilidade conhecida, e diferente de zero, de pertencer à amostra. Caso contrário, a amostragem será não-probabilística. Empregou-se, durante a pesquisa, amostras não-probabilísticas, ou seja, amostras intencionais, pois se deseja, prioritariamente, obter amostras que representem as características de uma determinada região com características geotécnicas conhecidas ou relacionadas a provas de carga.

Na pesquisa, o número de observações (medidas de energia) de estacas com determinadas características geométricas foram agrupadas de forma organizada graficamente. Tais gráficos, denominados histogramas, foram utilizados para representar informações sinteticamente em distribuições de frequências absolutas ou relativas em termos percentuais. Tem-se como vantagem, neste procedimento, poder resumir e visualizar um conjunto de dados sem precisar levar em conta os valores individuais de cada estaca.

Muitos testes estatísticos poderiam ter sido usados nas análises, entre eles, os baseados diretamente na distribuição normal ou em distribuições a ela relacionadas, como as distribuições de *Student*, *Fisher* ou Qui-quadrado. Esses testes basicamente requerem que as variáveis analisadas sejam normalmente distribuídas na população. Entretanto, no caso deste estudo, optou-se por utilizar nas análises as distribuições Normal e *Student* (t), dependendo do tamanho da amostra e da população.

Nos experimentos, os dados amostrados, energia ou trabalho necessário para escavar cada estaca, foram agrupados de forma organizada em histograma utilizado para representar as informações previamente sintetizadas numa distribuição de frequência representada pela média, variância e desvio padrão que são expressas conjuntamente com as suas variáveis aleatórias por:

$$\bar{X} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (3.32)$$

$$s_d^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n - 1}, \text{ para } n < 30 \quad (3.33)$$

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n}, \text{ para } n > 30 \quad (3.34)$$

$$s_d = \sqrt{s_d^2} \quad (3.35)$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} \quad (3.36)$$

$$Z = \frac{\bar{X} - \mu}{\sigma} \quad (3.37)$$

$$T = \frac{\bar{X} - \mu}{sd/\sqrt{n}}, \text{ com } \vartheta = n - 1 \quad (3.38)$$

Onde:

x_i = Valor observado ou registrado;

n = Número de observações;

μ = Média da população;

\bar{X} = Média aritmética das energias ou dos trabalhos necessários para escavar cada estaca;

σ^2 = Variância da população;

σ = Desvio Padrão da população;

s_d^2 =Variança da distribuição de *Student* da amostra;

s_d = Desvio Padrão da distribuição de *Student* da amostra;

ϑ = graus de liberdade;

Z = Variável aleatória normal padronizada da distribuição Normal;

T = Variável aleatória normalizada da distribuição *Student*.

O significado exato de cada um dos valores obtidos através do cálculo das medidas estatísticas, Equações 3.32, 3.33 e 3.34, deve ser interpretado de modo apropriado. É possível, mesmo nesta fase, apresentar algumas generalizações, as quais envolverão, como mencionado anteriormente, algum grau de incerteza ao extrapolar o comportamento constatado para aquele conjunto de dados (a amostra) para a população ou estaqueamento.

Quando da inferência estatística, uma maneira de expressar a precisão da estimação é estabelecer limites que, com certa probabilidade, incluam o verdadeiro valor do parâmetro da população, no caso, a energia necessária ou o trabalho necessário para escavar cada estaca. Esses limites, chamados limites de confiança, determinam um intervalo de confiança no qual deverá estar o verdadeiro valor do parâmetro, a energia medida. Logo, a estimação por intervalo consiste na fixação de dois valores tais que $(1 - \alpha)$ seja a probabilidade de que o intervalo, por eles determinado, contenha o verdadeiro valor do parâmetro. Estes intervalos são expressos por:

$$\left[\bar{X} - X_{\alpha/2} \frac{S_d}{\sqrt{n}}; \bar{X} + X_{\alpha/2} \frac{S_d}{\sqrt{n}} \right] \text{ para } n > 30 \quad (3.39)$$

$$\left[\bar{X} - t_{\alpha/2} \frac{S_d}{\sqrt{n}}; \bar{X} + t_{\alpha/2} \frac{S_d}{\sqrt{n}} \right] \text{ para } n < 30 \quad (3.40)$$

Sendo:

$Z_{\alpha/2}$ = correspondente ao nível de confiança $(1-\alpha)$ para a distribuição Normal;

$t_{\alpha/2}$ = correspondente ao nível de confiança $(1-\alpha)$ para a distribuição de *Student*;

α = correspondente à incerteza do intervalo.

Para alguns casos, foram realizados testes de variância ANOVA, que testa se várias populações têm a mesma média, comparando-se o afastamento entre as médias amostrais com a variação existente dentro das amostras. De forma simplificada, a estatística F da ANOVA é dada por:

$$F = \frac{S_E}{S_D} \quad (3.41)$$

$$s_D^2 = \frac{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^n (x_{ij} - \bar{X}_i)^2}{k(n-1)} \quad (3.42)$$

$$s_E^2 = \frac{\sum_{i=1}^k (\bar{X}_i - \bar{\bar{X}})^2}{(k-1)} \quad (3.43)$$

$$\bar{\bar{X}} = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k x_{ij}}{k(n-1)} \quad (3.44)$$

Onde:

s_D^2 = variância entre indivíduos dentro da amostra;

s_E^2 = variância entre médias amostrais;

$\bar{\bar{X}}$ = média amostral total.

3.5.1 CONFIABILIDADE DOS ESTAQUEAMENTOS

Confiabilidade em estaqueamentos é a garantia de que a superfície resistente, definida pelas cotas onde as bases das estacas estão assentes, assegurem as premissas de projeto em termos de capacidade de carga e deformabilidade. Entretanto, controlar o processo de execução do estaqueamento que é, acima de tudo, controlar a qualidade e garantir que as premissas de projeto serão atendidas não é tarefa fácil.

O objetivo da Engenharia de Fundação é prioritariamente garantir segurança e desempenho estrutural e geotécnico satisfatórios às fundações. Para atingir esse objetivo, devido às inúmeras incertezas e variabilidades, é necessário um amplo conhecimento estrutural, geológico e geotécnico, que exige um rígido controle na elaboração do projeto e na sua execução. Esses fatos limitam a validade da afirmação de que a fundação estará imune a falhas e insucessos. Neste contexto, introduzir o conceito de confiabilidade aos estaqueamentos é uma forma de assegurar qualidade aos estaqueamento mitigando as incertezas inerentes à Engenharia de Fundações por meio de ferramentas físicas e estatísticas.

No sistema de fundação (estaca/solo), sua segurança é função, além da capacidade estrutural e do suporte do solo, da combinação de ações que lhe são impostas durante a sua vida útil e da forma como o maciço responde a tais ações, todos estes aspectos sujeitos a incertezas. A insegurança geotécnica pode ser mitigada com avaliações probabilísticas que limitem as incertezas, como as presentes nas rotinas SCCAP.

Alguns exemplos de técnicas de controle de qualidade aplicadas a estaqueamentos podem ser citados:

- A avaliação do desempenho real por meio de provas de carga;
- A comparação das deformações com as previsões, controle de recalque;
- O controle do estaqueamento por energia, nega e repique;
- A adoção de rotinas baseadas nas características estatísticas do estaqueamento que garantam que o desempenho de cada estaca seja próximo do esperado.

3.5.1.1 As rotinas SCCAP

As rotinas propostas, SCCAP, introduzem no *software* de monitoramento da execução das estacas escavadas, em particular as do tipo hélice contínua, o conceito de controle de qualidade, ao conferirem, ao processo de execução de um estaqueamento, condições para que as estacas, individualmente, atinjam a capacidade de carga de projeto.

Como a energia medida na estaca está diretamente relacionada com a sua capacidade de carga, pode-se organizar um banco de dados com essas medidas para controlar, através das propriedades estatísticas dessa população ou de uma amostra coletada, o estaqueamento.

Para a amostra, o ideal é coletá-la próxima a uma prova de carga, associando as propriedades estatísticas desta amostra com a capacidade de carga aferida no ensaio. Se não for possível esta associação, deve-se coletar a amostra em região com características geotécnicas conhecidas, por exemplo, privilegiando regiões onde as sondagens apresentem pouca variabilidade. Pode-se afirmar que essa amostra é não probabilística, pois é coletada e composta por variáveis independentes, que foram manipuladas, ou seja, escolheu-se o local a ser amostrado para que esta amostra tenha determinado padrão, no caso, em termos de capacidade de carga, enquanto os demais dados são compostos por variáveis dependentes, pois suas medidas foram apenas registradas e ajustadas em função da amostra padrão. É importante ter em mente que a energia de controle do estaqueamento está diretamente ligada à capacidade de carga pré-definida com base em resultados experimentais ou calculados. Portanto, caso a estaca submetida à prova de carga for executada com cuidados que não constarão do estaqueamento a base de controle, o resultado da prova de carga, poderá conduzir a uma avaliação inapropriada da capacidade de carga, embora o controle em si possa ser o mais perfeito possível. Do mesmo modo, caso as sondagens que subsidiaram os cálculos de capacidade de carga não forem executadas com o devido zelo requerido pelos métodos de

dimensionamento, e caso o banco de dados esteja relacionado com a capacidade de carga obtidas por meio destes ensaios, estar-se-iam adotando energias e, conseqüentemente, controlando o estaqueamento com informações incompatíveis com a real necessidade da obra. Portanto, o controle proposto confere maior segurança e confiabilidade quanto ao que se espera com base no projeto, mas não resolve deficiências, destes qualquer que seja a sua origem.

Escolhida a região a ser amostrada e o seu tamanho, agrupam-se os dados por classe, ajustando-os a uma distribuição, no caso, a distribuição Normal (Figura 3.11) ou de *Student*, dependendo do seu tamanho. Como, no caso, dificilmente, a amostra será composta por mais de 30 dados, deve ser utilizada a distribuição de *Student*. Conseqüentemente, pode-se calcular a média (μ), e o desvio padrão (σ) da amostra, permitindo-se que critérios de confiabilidade e aceitação possam ser montados a partir das características estatísticas da população.

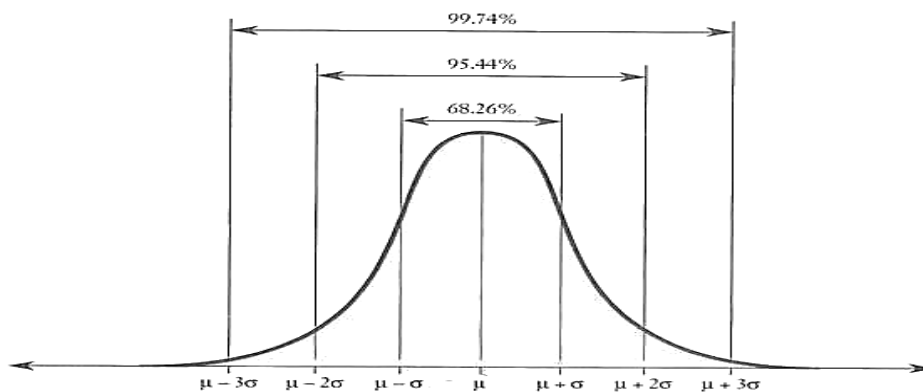


Figura 3.11 – Curva de distribuição normal.

A validação dessa amostra coletada no universo do estaqueamento é garantida, se a amostra traduzir as condições gerais do projeto de fundação, portanto, é fundamental que a amostra represente o estaqueamento, prioritariamente, em termos de capacidade de carga e deformabilidade. Entretanto, a confiabilidade da amostra é um conceito menos intuitivo, mas extremamente importante que se relaciona à representatividade do resultado encontrado na amostra com o de toda a população.

Logo, escolhida uma amostra representativa e conhecendo-se as suas características, média e desvio padrão, podem-se determinar critérios de aceitação para o estaqueamento, os quais que devem ser determinados pelo projetista e dependem do grau de incerteza da execução e das características geotécnicas. Eles podem ser rigorosos ou não, por exemplo, a NBR 12655

(ABNT, 2006 a) estabelece critérios de aceitação para os lotes de concreto, dependendo do grau de controle do processo: preparo, controle e recebimento do concreto.

Critérios de aceitação devem ser discutidos e propostos pelo projetista. Inicialmente, propõem-se três critérios, que devem ser adotados em função do controle e da metodologia adotada durante a execução do estaqueamento:

- Será aceita a estaca que, ao atingir a profundidade mínima de projeto, tenha realizado, durante a escavação, a energia ou o trabalho necessário (W) e medido maior que a média (μ) dos trabalhos medidos da amostra ($W \geq \mu$). Por ser a média representativa da população, este critério deve ser adotado como rotina.
- Será aceita a estaca que, ao atingir a profundidade mínima de projeto, tenha realizado, durante a escavação, a energia ou o trabalho necessário e medido (W) maior que a média (μ) mais o desvio padrão (σ) dos trabalhos medidos da amostra ($W \geq \mu + \sigma$). A adoção deste critério é aconselhável em obras com importante variabilidade geotécnica;
- Será aceita a estaca que, ao atingir a profundidade mínima de projeto, tenha realizado durante sua escavação, a energia ou o trabalho necessário e medido (W) maior que a média (μ) mais duas vezes o desvio padrão (σ) dos trabalhos medidos da amostra ($W \geq \mu + 2\sigma$). Esse critério é rigoroso para os casos em que se tem variabilidade geotécnica e dúvidas quanto ao processo executivo ou parâmetros de cálculo.

3.5.1.2 Índice de confiabilidade

O desempenho de uma fundação depende, fundamentalmente, do processo adotado durante a execução e das características geológico-geotécnicas do maciço. Logo, determinar a capacidade de carga de uma fundação, problema de ordem prática presente no cotidiano da engenharia geotécnica, torna-se um problema de difícil solução, principalmente em locais com grande variabilidade geotécnica, pois geralmente dispõe-se de investigações de campo insuficientes e pouco precisas. A isso se soma a dificuldade, quase sempre de ordem cultural, em realizar ensaios prévios para verificação de desempenho, como as provas de carga na fase de projeto. Sua realização, na fase de execução, presta-se tão somente a ajustar a parte do projeto não executada e a subsidiar eventuais reforços nas já executadas. Conseqüentemente, o engenheiro geotécnico dispõe, na maioria das obras, apenas de metodologias determinísticas empíricas e semiempíricas ou de métodos teóricos limitados. Mas, devia, pelo menos, possuir

a consciência dessas restrições, sabendo que jamais obterá ou terá a certeza do valor exato, obtendo apenas a ordem de grandeza da capacidade de carga e da deformabilidade.

O fato é que os projetos são concebidos sob situações de incertezas não só quanto às resistências, mas também quanto às ações. Entretanto, em qualquer projeto de engenharia, independentemente da metodologia e dos critérios adotados, a capacidade resistente deve exceder às solicitações com uma margem ou fator de segurança aceitável pela sociedade. Essa segurança pode ser medida ou avaliada por meio dos métodos probabilísticos.

Uma dessas incertezas, que foi observada por Aoki & Cintra (1996), durante a execução de estaqueamentos, é a existência de uma superfície resistente na qual as bases das estacas são assentes, superfície que deve atender geotecnica e estruturalmente aos estados limites últimos e de utilização. Entretanto, a localização da superfície resistente depende da formação geológico-geotécnica do maciço, do processo de cravação ou escavação e do próprio nível de solicitação do elemento de fundação. Ela é de difícil detecção durante a execução de um estaqueamento, particularmente os escavados, pois não se dispõem de ferramentas de controle, tais como o controle da nega ou do repique elástico, presentes nos estaqueamento pré-moldados.

Logo, procurou-se, a partir do banco de dados, formado com os registros das energias ou dos trabalhos realizados para executar cada estaca do estaqueamento, avaliar a confiabilidade dos estaqueamentos escavados. Partindo do conceito de que a capacidade de carga de cada estaca e a sua deformabilidade são funções da energia medida ou do trabalho necessário para escavá-la, utilizou-se a proposta de Ang & Tang (1984), que definiu as variáveis aleatórias contínuas, no caso, as duas distribuições de probabilidades que definem as solicitações e resistência de um estaqueamento:

X = resistência ou capacidade resistente do sistema;

Y = solicitação atuante no sistema.

O objetivo é assegurar que o evento ($X > Y$) ocorra durante toda a vida útil da fundação. Essa condição ou garantia pode ser verificada em termos da probabilidade que representa a confiabilidade do estaqueamento. Inversamente, a probabilidade de insucesso ou falha é a medida correspondente ao evento complementar.

$$p_s = P(X > Y) \quad (3.45)$$

$$p_F = P(X < Y) = 1 - P(X > Y) \quad (3.46)$$

$$p_s = 1 - p_F \quad (3.47)$$

p_F = Probabilidade de falha;

p_s = Probabilidade de sucesso.

Formulando-se a probabilidade em relação aos eixos y e x , solicitações e resistências, como demonstrado por Ang & Tang (1984), tem-se;

$$p_F = \int_0^{\infty} F_X(y) \cdot f_Y(y) \cdot dy \quad (3.47)$$

$$p_F = \int_0^{\infty} [1 - F_Y(x)] \cdot f_X(x) \cdot dx \quad (3.48)$$

Como exemplo, a Equação 3.48 é representada genericamente e graficamente na Figura 3.12, e pode ser aplicada a qualquer tipo de distribuição.

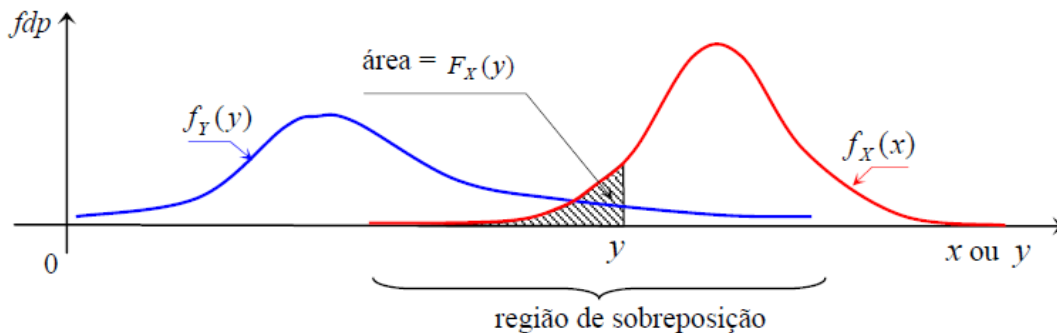


Figura 3.12- Função de densidade de probabilidade de X, Y, $f(x)$ e $f(y)$. (Ang & Tang, 1984 *apud* Silva, 2003).

De acordo com Aoki (2008), a probabilidade de falha de um estaqueamento pode ser calculada a partir do índice de confiabilidade, podendo-se trabalhar com a distribuição de margem de segurança. Essa representa a diferença das funções de densidade de probabilidade X e Y, no caso, representada pelas distribuições de Solicitações (S) e Resistência (R), e é definida por:

$$Z_m = R_m - S_m \quad (3.50)$$

Uma vez fixada à forma das curvas de solicitação (cargas nas fundações) e das resistências (capacidade de carga das estacas) (Figura 3.13), e, conhecendo-se os seus coeficientes de variação e o fator de segurança global do estaqueamento, pode-se determinar o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína do estaqueamento, deduzidos por Cardoso e Fernandes (2001) e expressos por:

$$\beta = (1 - \frac{1}{FS}) / \sqrt{[v_R^2 + (\frac{1}{FS})^2 \cdot v_S^2]} \quad (3.51)$$

$$p_F = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.52)$$

Onde:

FS= fator de segurança global;

Z_m = função da distribuição da margem de segurança média;

Σ_R = Desvio padrão da função margem de segurança;

R_m = função de distribuição das resistências;

v_R = variância da distribuição das resistências;

v_S = variância da distribuição das solicitações;

S_m = função de distribuição das solicitações.

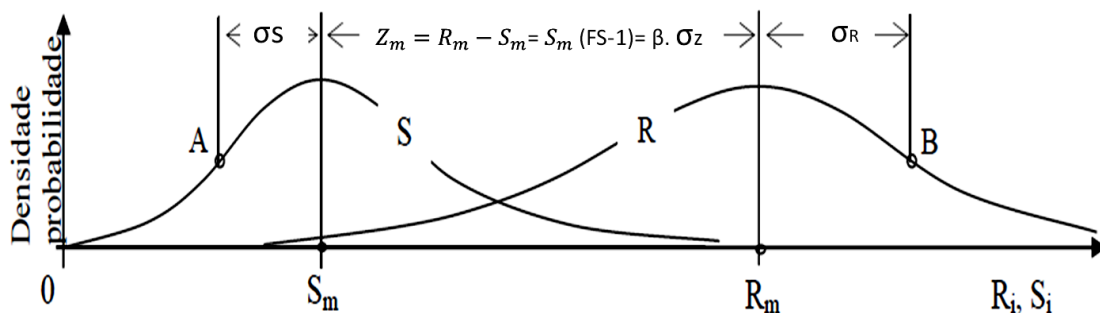


Figura 3.13 – Curva de densidade de probabilidade de solicitação e resistência (Aoki, 2002).

Essas probabilidades podem ser facilmente calculadas a partir da metodologia SCCAP, pois a medida da energia está diretamente relacionada com a capacidade individual de cada estaca e, conseqüentemente, do estaqueamento. Portanto, o coeficiente de variação da curva de resistência é conhecido a partir do tratamento estatístico do banco de dados das energias medidas durante a execução das fundações. Conhecendo-se o coeficiente de variação da curva de solicitações, calculado pelo projetista estrutural, e o Fator de Segurança Global do

estaqueamento, determina-se o Índice de Confiabilidade e a Probabilidade de Falha do estaqueamento. A Figura 3.14 apresenta a relação entre o Índice de Confiabilidade e a Probabilidade de Falha.

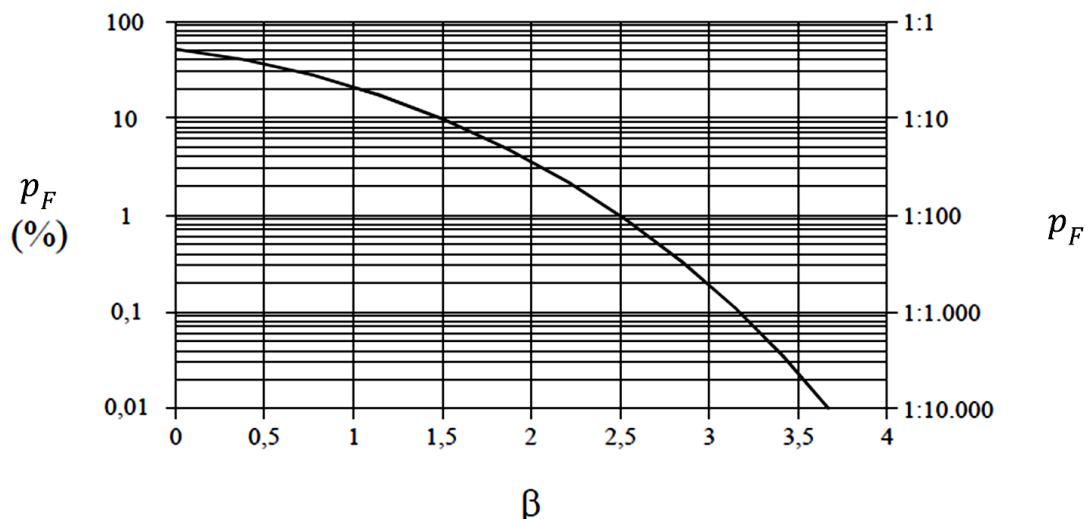


Figura 3.14 – Relação entre β e ap_F (modificado por Sandroni e Sayão, 1993).

3.6 RELAÇÃO DA ENERGIA COM A CAPACIDADE DE CARGA

O ensaio de campo que norteia a engenharia de fundação brasileira, em sua quase totalidade, é o ensaio SPT, cujo índice resultante é fisicamente o trabalho realizado ou a energia necessária para cravar 30 cm do amostrador a cada metro sondado. A capacidade de carga de uma estaca depende, entre outros fatores, do tipo e do comportamento mecânico do solo, características que são captadas pela energia medida e pela caracterização do solo amostrado durante o ensaio SPT. Consequentemente, para estacas escavadas em um determinado sítio por conjunto máquina e operador com operação de escavação sistematizada, a energia necessária para escavar cada estaca se correlaciona ao índice SPT e consequentemente à capacidade de carga das estacas definidas em projeto.

Para validar essa hipótese, considerou-se que, em uma obra executada com um determinado tipo de equipamento (máquina e ferramenta de perfuração), em que são adotados procedimentos padrões durante a escavação, os processos são sistematizados. Nestas obras, adotou-se a metodologia SCCAP, controle estatístico do estaqueamento através da medida de energia ou do trabalho necessário para escavar cada estaca do estaqueamento (Equação 3.21). Nos estaqueamentos controlados pela metodologia SCCAP, foram executados provas de cargas, ensaios de campo e medidas de energia, verificando-se:

- Qual a correlação entre a capacidade de carga obtida por meio de provas de cargas e a energia medida durante a escavação dessa estaca;
- Qual a correlação entre a energia medida no ensaio SPT (representada pela somatória do número de golpes) e a energia necessária para escavar uma estaca;
- Se existe relação entre o torque e a capacidade de carga e qual é a influência do impulso nesta relação;
- A influência do tipo de solo e do intemperismo sobre a energia necessária para escavar as estacas;
- Como o processo executivo e as ferramentas utilizadas influenciam a medida de energia e a capacidade de carga.

3.6.1 PROVAS DE CARGA

Provas de carga estáticas (ensaios de carregamentos estáticos) e ensaios de carregamentos dinâmicos são as metodologias usualmente utilizadas para determinar o comportamento de um elemento de fundação isolado, em termos de capacidade de carga e deformabilidade. Mas, extrapolar este resultado para o estaqueamento nem sempre é seguro devido à variabilidade geológico-geotécnica. Desse modo, faz-se necessário utilizar metodologias complementares de controle, como as baseadas na conservação de energia, que utilizam a nega e o repique elástico para controlar os estaqueamentos pré-moldados, e a metodologia SCCAP, que utiliza o controle da energia necessária na escavação de uma estaca para controlar os estaqueamentos escavados e do tipo hélice contínua, a qual leva confiabilidade para o estaqueamento.

Entretanto, as provas de carga podem ser utilizadas como ferramenta de aferição das metodologias de controle dos estaqueamentos como a metodologia SCCAP, pois se podem utilizar os resultados obtidos para correlacioná-los com as energias medidas durante a escavação das estacas ensaiadas ou com as características estatísticas das amostras coletadas na circunvizinhança destes ensaios.

Resumidamente, a prova de carga procura verificar o comportamento do elemento de fundação, para níveis de carga crescentes até a ruptura do sistema estaca-solo, ou em certos casos, até um limite pré-estabelecido.

Nesta pesquisa, utilizou-se o ensaio de carregamento lento, sempre que possível com a aplicação de um único ciclo de carga e descarga, conforme prescrito na NBR 12131 – Estacas

– prova de carga (ABNT, 2006). Neste tipo de ensaio, apresentado na Figura 3.15, o sistema estaca-solo é submetido à aplicação de carga estática em estágios crescentes, de incrementos iguais, em que cada um deles é mantido até a estabilização dos recalques, segundo os critérios de norma. Durante os estágios, com carga máxima de 20% da carga de trabalho, mediu-se o deslocamento do topo da estaca e os deslocamentos horizontais. Com os resultados obtidos, foi possível comparar a capacidade de carga da estaca com a energia medida na estaca durante a escavação e com as características estatísticas da amostra e do estaqueamento.

3.6.1.1 Sistema de reação

O sistema de reação utilizado nas provas de carga foi constituído por uma viga metálica (comprimento de 6,00 m, altura e base com 0,7 m), com estacas de reações do tipo escavada ou hélice contínua com diâmetro e comprimento variável que dependiam da carga de ensaio (Figura 3.15). Foram introduzidos nas estacas de reação monobarras (Incotepou *Dywidag*), barras de aço (CA 50 de 25mm ou 32mm) ou trilhos, dependendo da disponibilidade e da necessidade, especificados de acordo com a carga de ensaio. Este sistema foi ancorado em vigas transversais e longitudinais para garantir a transferência de carga e a sua estabilidade.

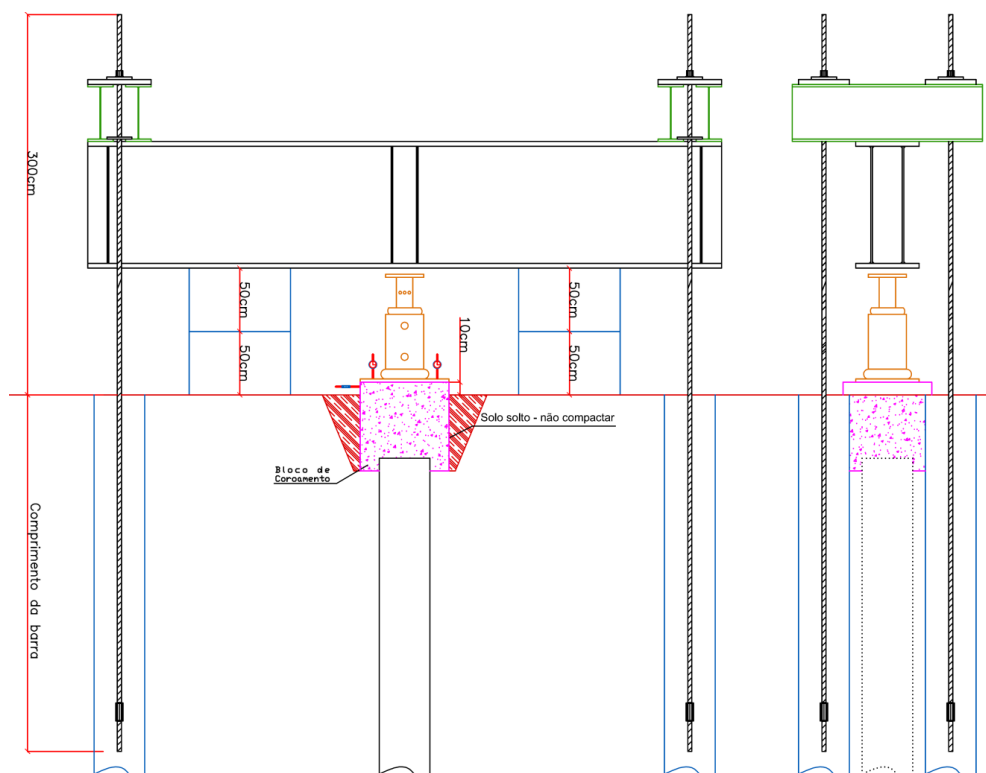


Figura 3.15 - Prova de carga estática lenta – *Layout* adotado.

3.6.1.2 Instrumentação das estacas

Com o objetivo de entender a transferência de carga e de energia ao longo das estacas, foram realizadas provas de cargas instrumentadas com extensômetros elétricos (“*strain gages*”), para conhecer a distribuição de tensões e deformações ao longo do fuste e na ponta das estacas. O extensômetro elétrico de resistência transforma pequenas variações de dimensões em variações equivalentes de sua resistência elétrica.

A instrumentação seguiu os procedimentos apresentados por Cintra & Toshiaki (1988), nos quais se encontra a sequência de passos necessários para trabalhar com extensômetros elétricos em estacas.

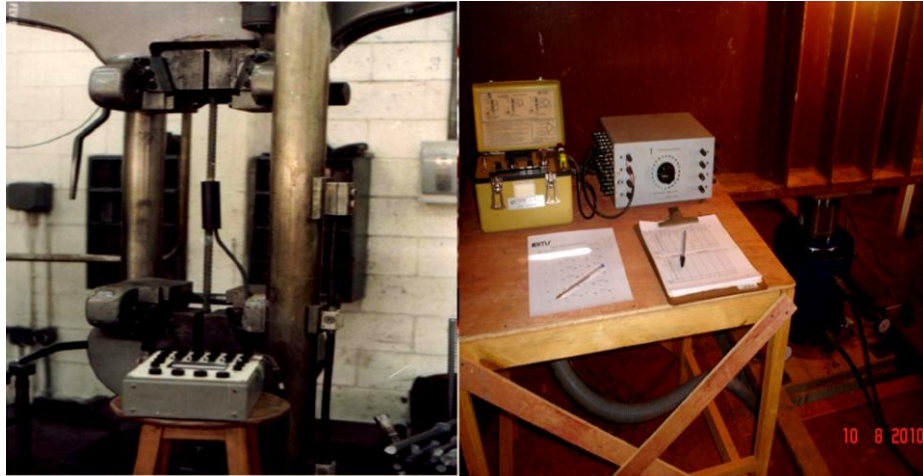
Foram instrumentadas sete estacas escavadas tipo hélice contínua para determinar o real mecanismo de transferência de carga na interface estaca/solo, determinando o atrito lateral e a parcela de ponta. Entender o mecanismo de transferência de carga ao longo da estaca e compará-lo com a energia ao longo da estaca foi um dos meios utilizados para a validação da metodologia SCCAP. Além destas provas de carga, foram ainda utilizadas quatro outras realizadas sobre estacas escavadas e do tipo hélice contínua apresentadas por Guimarães (2002), Silva *et al.* (2002) e Soares (2003). Estes resultados serviram para o entendimento das tensões residuais presentes nas instrumentações.

Basicamente a instrumentação instalada nas sete estacas dos Sítios 2 e 11 consistiu de extensômetros elétricos de resistência, *strain gages* tipo KFG2 -120 – D16 -11 da *Kyowa Eletronic Instrumets CO. Ltda.*, colados em barras de aço CA-50, com 1/2” de diâmetro e 0,4 m de comprimento e instalados aos pares no mesmo nível, em posição diametralmente oposta, com ligação entre os *strain gages* do tipo ponte completa, de acordo com procedimento de Albuquerque (2001).

As barras instrumentadas foram calibradas (Figura 3.16a), para corrigir eventuais diferenças nas leituras de deformação e possíveis erros de instalação, garantindo, assim, que as tensões transferidas sejam obtidas com acurácia. Após a calibração, as barras foram, na instalação, unidas por meio de roscas formando uma barra contínua.

As barras instrumentadas foram conectadas a uma caixa seletora de canais (*Transdutec*), que estava ligada a uma leitora de deformações P3500 da *Vishay Micro Measurements Ltda.*

(Figura 3.16b). Para ligar as barras instrumentadas à unidade leitora, utilizou-se cabo elétrico 4 x 26 AWG. A proteção dos *strain gages* contra umidade e choques mecânicos foi feita com a utilização de resina de isolamento elétrico, adesivo de silicone e fita adesiva.



(a) Calibração da instrumentação, Laboratório de Geotecnia da Unicamp;
b) Detalhe da Unidade Leitora, BMS Engenharia – Sítios 2 e 11.

Nos Sítios 2 e 11, as barras instrumentadas foram instaladas nas estacas mediante a introdução de um tubo de aço galvanizado de 1 1/2” com tampa nas duas extremidades, os quais foram posicionados no eixo da helicóide dentro do tubo de concretagem. Após a escavação e concretagem da estaca, o tubo encontrava-se no eixo da estaca tipo hélice contínua, possibilitando a instalação da barra instrumentada. Após a colocação da barra instrumentada, foi feita a injeção do tubo de aço com calda de cimento para consolidação do sistema barra instrumentada-tubo-estaca, de acordo com procedimento de Albuquerque *et al.* (2001)

Nos sítios 6,10 e 12, foram instalados 6 pares de extensômetros elétricos ao longo de barras de 16,0 mm de diâmetro e, após a instrumentação, as barras foram calibradas no laboratório de Materiais da UnB. Após, elas foram rosqueadas para formar uma única peça, a qual foi introduzida no eixo das estacas sem a utilização de bainha (Figura 3.17), procedimento detalhado por Sousa (2003). Albuquerque *et al.* (2001) sugerem a utilização de bainha metálica antes da introdução da barra na estaca, com posterior injeção de nata de concreto para garantir a centralização, a não flexão da barra e a proteção da instrumentação. Esse procedimento não foi adotado, mas isso não interferiu na centralização e acurácia da instrumentação.

Nas barras instrumentadas, utilizaram-se extensômetros modelo KFG-1-120-C11-11 da Kyowa Eletronic Instruments, com configuração unidirecional, tolerância da resistência de 120Ω e constante $k = 0,213$ (calibrado pelo fabricante). Utilizou-se ligação $\frac{1}{4}$ de ponte nos extensômetros elétricos, como sugerido e descrito por Barreto Júnior (1998), com os ensaios sendo realizados no período noturno para minimizar o efeito térmico sobre o sistema.



Figura 3.17 - Execução e descida da instrumentação na estaca E212G – Sítio 10.

3.6.2 METODOLOGIAS PARA INTERPRETAÇÃO E EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Para a análise e interpretação dos resultados obtidos nas provas de carga, foram usadas as metodologias propostas pela NBR 6122 (ABNT, 2010), Décourt (2008), Van der Veen (1953) e Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010).

Validou-se também a metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) a partir dos resultados das curvas de transferências de carga obtidas nas provas de carga instrumentas.

3.6.2.1 Método de Van der Veen (1953)

Van der Veen (1953) propôs um método em que os pontos da curva carga (Q) *versus* recalque (ρ) são ajustados a uma função matemática exponencial, com ruptura física, correspondendo ao recalque teoricamente infinito. Segundo Aoki (1989), a curva carga *versus* recalque é bem representada por este método, que é expresso por:

$$Q = Q_u(1 - e^{-a\rho}) \quad (3.53)$$

$$a\rho = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_u}\right) \quad (3.54)$$

Em que:

Q = Carga na estaca;

Q_u = Carga última da estaca;

ρ = Recalque da estaca causado por Q ;

a = Coeficiente que define a forma da curva carga *versus* recalque.

Reescrevendo-se essa função, tem-se a Equação 3.56, que corresponde a uma reta que passa pela origem, quando plotada em uma escala semilogarítmica de base neperiana.

Partindo-se dos pontos (P , ρ) obtidos na prova de carga, deve-se encontrar, por tentativas, o valor de R que conduz à melhor regressão linear pelos pontos $[-\ln(1 - Q/\rho), \rho]$. Estes valores são plotados em um gráfico e novas tentativas são realizadas com outros valores de recalques (ρ). O valor adotado de recalque que originar a curva mais próxima de uma reta corresponde à carga de ruptura.

3.6.2.2 Conceito de Rigidez, Décourt (1998)

Décourt (1996, 1998) definiu a carga da ruptura convencional para estacas de seção circular como a carga correspondente a uma deformação de 10% do seu diâmetro (para estacas de deslocamento e estacas escavadas em argila) e 30% do seu diâmetro (para estacas escavadas em solos granulares), devendo-se utilizar diâmetros equivalentes para outras geometrias. Cabe lembrar que esta definição não considera a deformação elástica, importante nas estacas longas.

Para aplicar a metodologia, divide-se a carga pelo recalque correspondente (Q/ρ), obtém-se a rigidez e , posteriormente, plota-se um gráfico de carga (Q) x rigidez (RIG). A estaca atinge sua carga de ruptura quando sua rigidez é nula, logo, a partir da equação de regressão linear do gráfico carga (Q) x rigidez, calcula-se a carga correspondente à rigidez nula.

Décourt *et al.* (1996) definiram a ruptura física como a carga (Q_u) correspondente a um valor de rigidez nula, sendo a rigidez (RIG) a relação entre a carga aplicada (Q) e o recalque (ρ) correspondente.

$$RIG_{nula} = Q/\rho \rightarrow Zero \quad (3.55)$$

Como a rigidez nula corresponde à deformação infinita, Décourt (2008) observou que a ruptura física não é atingida.

3.6.2.3 Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010)

Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) propuseram três análises complementares à curva tensão *versus* deformação, levando em consideração o comportamento característico de cada solo e os mecanismos de interação entre a estrutura de fundação e o solo suporte para o desenvolvimento da metodologia. São elas:

- A primeira análise parte da curva obtida para cada estágio de carregamento, recalque (mm) *versus* tempo (min), com o tempo em escala logarítmica. Em cada curva, calcula-se o coeficiente angular no trecho final, região em que os recalques estão estabilizados e a curva se encontra linearizada, como se mostra na Figura 3.18a. A partir desses coeficientes denominados de recalque ou de deslocamento (Cr_i) e das Cargas (Q_i), é gerado um novo gráfico, carga *versus* coeficientes de recalque. No referido gráfico, o primeiro ponto de inflexão corresponderia à carga de início de trabalho da ponta de modo mais efetivo, e o segundo, ao início das deformações plásticas do conjunto fuste mais base (Figura 3.18).

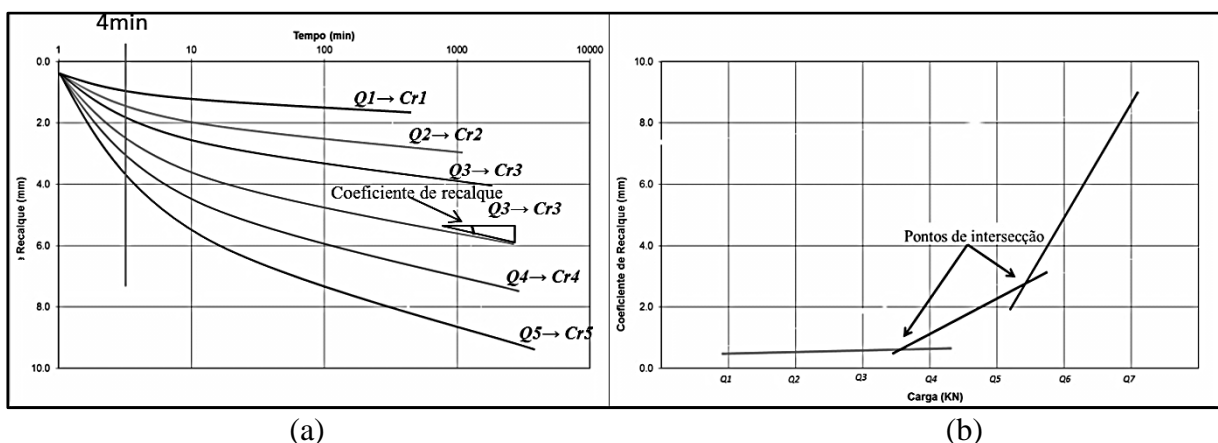


Figura 3.18 – a) Curvas Tempo *versus* Deslocamento Vertical; b) e Carga *versus* Coeficiente de Recalque (Camapum de Carvalho *et al.*, 2008).

- Para a análise a partir do recalque imediato acumulado, verificam-se os recalques em cada estágio até o tempo de 4,00 min. Analogamente à primeira análise, com os pares recalques acumulados imediatos (ρ_{ime_i}) e carga (Q_i), gera-se um gráfico. Definem-se, no gráfico, trechos de reta semelhantes aos mostrados na Figura 3.18b para o coeficiente de recalque. Por vezes, o gráfico de recalque imediato não acumulado em função da carga aplicada pode ajudar no entendimento do comportamento.
- Finalmente, na terceira análise, a diferença entre o recalque imediato medido aos 4 min e o recalque total corresponderia ao recalque por adensamento, deslocamento e/ou secundário. De modo semelhante aos dois primeiros casos, com os pares recalques acumulados por adensamento e/ou secundário ($\bar{\rho}_{sec_i}$) e carga (Q_i), gera-se um gráfico, obtendo-se trechos de reta semelhantes aos mostrados na Figura 3.18b para o coeficiente de recalque ou de deslocamento. A análise com o recalque por adensamento e/ou secundário deve ser feita considerando-se o recalque até o tempo final de estabilização. Eventuais dispersões oriundas de diferentes durações nos estágios de carga poderão ser corrigidas por meio do uso do coeficiente de recalque obtido para o estágio de carga considerando uma única duração para todos os estágios de carga. Igualmente, neste caso, o gráfico de recalque por deslocamento, adensamento e/ou secundário não acumulado em função da carga aplicada, pode ajudar no entendimento do comportamento.

$$\bar{\rho}_{sec_i} = \rho_{sec_i} + c_s \cdot \log \frac{t_{sect_i}}{t_{sec_i}} \quad (3.56)$$

Onde:

$\bar{\rho}_{sec_i}$ = recalque secundário ponderado;

ρ_{sec_i} = recalque acumulado medido no estágio i;

t_{sec_i} = tempo total do estágio secundário;

t_{sect_i} = tempo total do estágio ponderado;

c_s = coeficiente de recalque ou de deslocamento.

3.6.2.4 Metodologia da NBR 6122 (ABNT, 2010)

Basicamente, a NBR 6122 (ABNT, 2010) prescreve que a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde ao recalque obtido por:

$$\rho_R = \frac{R.L}{\Omega.E} + \frac{D}{30} \quad (3.57)$$

Sendo:

ρ_R = recalque da ruptura convencional;

R = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca;

Ω = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

A partir de um valor arbitrado de carga (Q) qualquer, calcula-se, utilizando-se a Equação 3.53, o correspondente recalque (ρ), para, em seguida, por este ponto (Q, ρ) plotar a reta que corta o eixo dos recalques em $D/30$. O ponto de interseção dessa reta com a curva carga x recalque caracteriza a carga de ruptura convencional (R)

3.6.2 DESEMPENHO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

3.6.2.1 Ensaio com variação de pressão de injeção no Sítio 1

Para a execução das estacas do Sítio 1, adotaram-se os seguintes procedimentos:

- No horizonte onde se encontrou a argila arenosa vermelha, classificada como muito mole, a partir de ensaios SPT, procurou-se manter a pressão positiva próximo de zero, evitando-se a quebra da estrutura do solo encontrado neste horizonte e o aumento no sobreconsumo de concreto;
- No horizonte onde se encontrou a argila arenosa vermelha com pedregulho, média ou dura, procurou-se manter as pressões de injeções usuais, em torno de 50 kPa, procurando-se evitar sobreconsumo acima de 20%;
- No saprólito, silte argiloso, foram adotadas pressões médias de injeção de concreto entre 50 e 100 kPa, para se verificar a influência na capacidade de carga das estacas.

É importante lembrar que a pressão de injeção se refere à pressão medida pelo sensor ou medidor de vazão de concreto, que é instalado na extremidade superior do trado, no caso, a uma altura de 24,0 m. A pressão adicional, provocada pela coluna de concreto dentro do tubo de concretagem, não é considerada na prática da engenharia de fundações e é de difícil mensuração, já que depende do diâmetro do tubo, da rugosidade interna do tubo, da viscosidade do concreto, entre outros fatores.

Os ensaios foram realizados entre as sondagens SP 19 e SP 20, que apresentam horizonte argiloso até os 15,00 de profundidade (Figura 3.19).

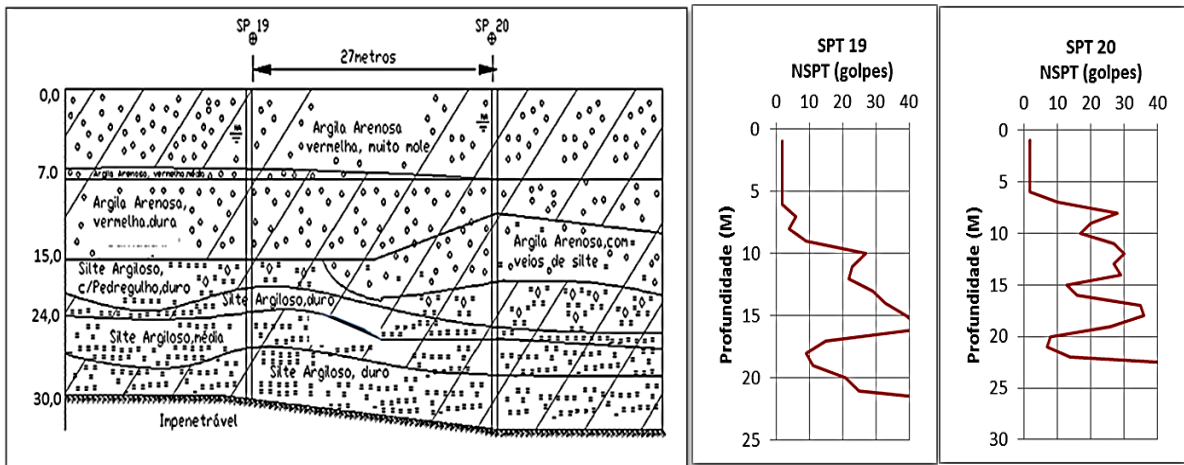


Figura 3.19 - Perfil geotécnico em que as estacas EPCJC1, EPCJC2 e EPCJC foram executadas (Azevedo & Silveira, 2007).

As localizações das estacas executadas com variação na pressão de injeção no sítio 1 são apresentadas na Figura 3.19.

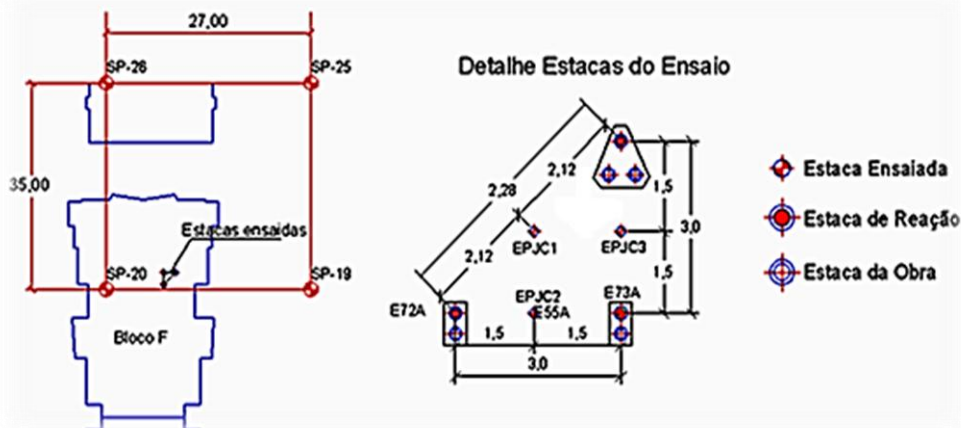


Figura 3.20 - Localização e *layout* das estacas ensaiadas com variação de Pressão (AZEVEDO & SILVEIRA, 2007).

Na Tabela 3.2, são apresentadas as características das estacas ensaiadas com variação da pressão de concretagem. As estacas foram escavadas até atingir o limite de escavabilidade do equipamento CZM CA 80.

Tabela 3.2 - Características das estacas ensaiadas com variação de pressão de injeção.

Estaca	Diâmetro nominal (cm)	Comprimento (m)	Concreto (m3)	Pressão de injeção (kPa)	Sobre Consumo (%)	Diâmetro Médio (cm)
EPCJC1	50	21,19	4,99	0-50	20,14	55
EPCJC2	50	24,03	5,65	50-100	19,96	55
EPCJC3	50	24,10	5,69	0-50	20,45	55

Na estaca EPCJC2 (Figura 3.21), manteve-se a pressão de injeção acima de 100 kPa no trecho composto entre a ponta e a profundidade de 15,0 m, horizonte saprolítico. Para profundidades inferiores a 15,0 m, não foi possível manter a pressão de injeção no nível pré-estabelecido. Provavelmente a pressão adotada foi maior que a resistência lateral à compressão do fuste da estaca, provocando a ruptura ou adensamentos importantes da parede da estaca. Consequentemente, procurou-se e encontrou-se um novo ponto de equilíbrio de tensões, o que ocorreu em 50 kPa.

Observa-se também, que adotou-se padrão de injeção nas estacas EPCJC1 e EPCJC3 semelhante (Figura 3.21). A estaca EPCJC3 foi injetada com a menor pressão possível permitida pelo sistema bomba de concreto/hélice contínua, ou seja, utilizou-se para concretagem uma bomba de pistão que mantém o volume bombeado de concreto constante ao longo da concretagem e extraiu-se o trado na velocidade máxima de extração permitida pelo equipamento.

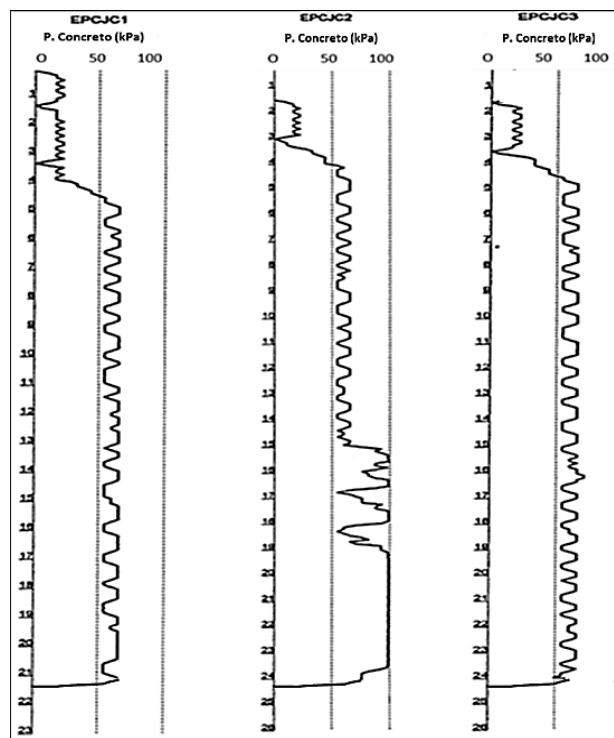


Figura 3.21 - Pressão de injeção adotada nas estacas EPCJC1, EPCJC2 e EPCJC3.

Sobre as estacas, foram executados blocos de coroamentos para nivelar e melhor distribuir as tensões. As estacas foram ensaiadas por meio de provas de carga estáticas lentas, de acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006), com sistema de reação e carregamento descritos por Azevedo & Silveira (2007).

As estacas EPCJC2 e EPCJC3 foram ensaiadas até as cargas de 800 kN e 950 kN, respectivamente, e o ensaio realizado na estaca EPCJC1 foi paralisado aos 700 kN devido a problemas de excentricidades detectados no sistema de reação.

3.6.2.2 Ensaios com variação de pressão de injeção no Sítio 4

As estacas tipo hélice contínua ensaiadas foram executadas dentro de uma cava de 4,00 m de profundidade, a qual expôs o solo saprólito, que apresenta melhor resistência à penetração SPT (Figura 3.22), bem como capacidade para suportar pressões de concretagem acima de 100 kPa.

Foi analisado o comportamento, em termos de capacidade de carga e deformabilidade, de 5 estacas tipo hélice contínua, com diâmetro de 40 cm, duas com comprimento de 6,0 m no Bloco 9 e três com 9,0 m no Bloco 3, todas executadas no horizonte saprolítico (Figura 3.26), geotecnicamente classificado como silte argilo arenoso. As estacas foram executadas com pressões de concretagem que variaram entre 0 e 500 kPa.

Para os ensaios, foram montados dois sistemas localizados nos Blocos 3 e 9 do Sítio 4, e o *layout* adotado é apresentado na Figura 3.22. Os sistemas foram concebidos e montados para possibilitar o ensaio de 3 estacas. No bloco 9, as três estacas possuíam comprimento de 9,0 m e o concreto foi injetado com pressões variantes entre 50 e 600 kPa. No bloco 3, executaram-se 2 estacas com comprimento de 6,0 m, não sendo executada a estaca central. Em uma dessas estacas, foi utilizada baixa pressão de concretagem e, na outra, usou-se a pressão de concretagem adotada na obra. Procurou-se, com esses ensaios, verificar o efeito da pressão de concretagem na capacidade de carga e deformabilidade dos sistemas solo-estacas. As duas estacas executadas com 6,0 m de comprimento foram levadas à ruptura convencional, o que permitiu a análise da curva tensão *versus* deslocamento como um todo.

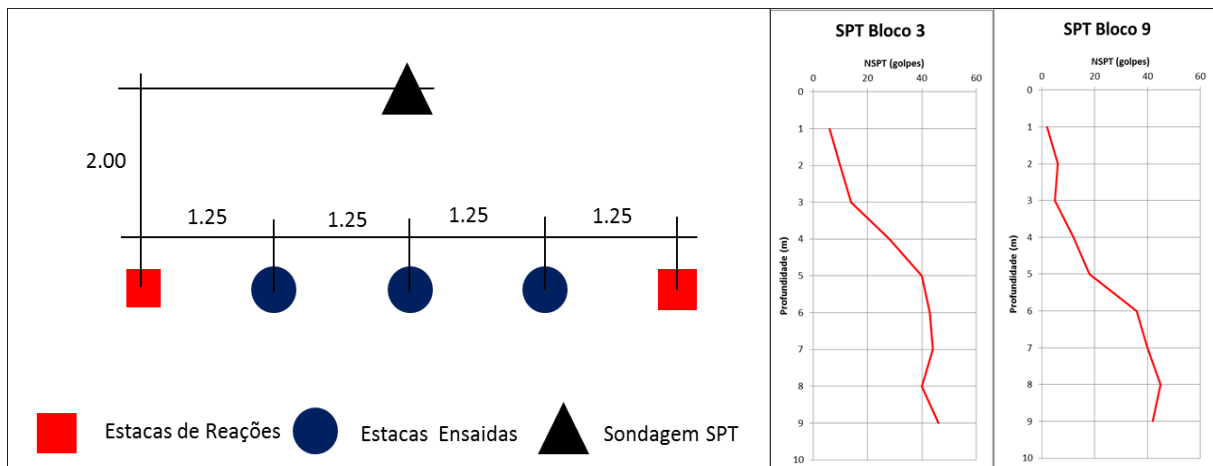


Figura 3.22 - Localização das provas de carga com pressões de concretagem distintas e sondagens realizadas nos Blocos 3 e 9– Sítio 4.

Sobre as estacas, foram executados blocos de coroamentos para nivelar e melhor distribuir as tensões sobre as mesmas. As estacas foram ensaiadas por meio de provas de carga estáticas lentas; o sistema de reação e carregamento foi descrito por Araújo (2008); e o ensaio foi realizado segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006).

Nas provas de carga executadas no Bloco 3, durante a concretagem foram adotadas:

- PCB3L9B, executada com baixa pressão de concretagem, entre 0 e 25 kPa;
- PCB3L9N, executada com a pressão de concretagem adotada na execução das estacas do empreendimento, entre 50 e 100 kPa;
- PCB3L9A, executada com alta pressão de concretagem, isto é, pressões entre 300 e 500 kPa.

Os gráficos com as pressões de concretagem das estacas ensaiadas no Bloco 3 são apresentados na Figura 3.23, e suas características, na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Características das estacas ensaiadas com variação de pressão de injeção-Bloco 3.

Estaca	Diâmetro nominal (cm)	Comprimento (m)	Concreto (m ³)	Pressão de injeção (kPa)	Sobreconsumo (%)	Diâmetro Médio (cm)
PCB3L9B	40	9,02	1,30	25	15,12	42
PCB3L9N	40	9,12	1,29	50	15,08	42
PCB3L9A	40	9,00	1,37	300-500	21,00	44

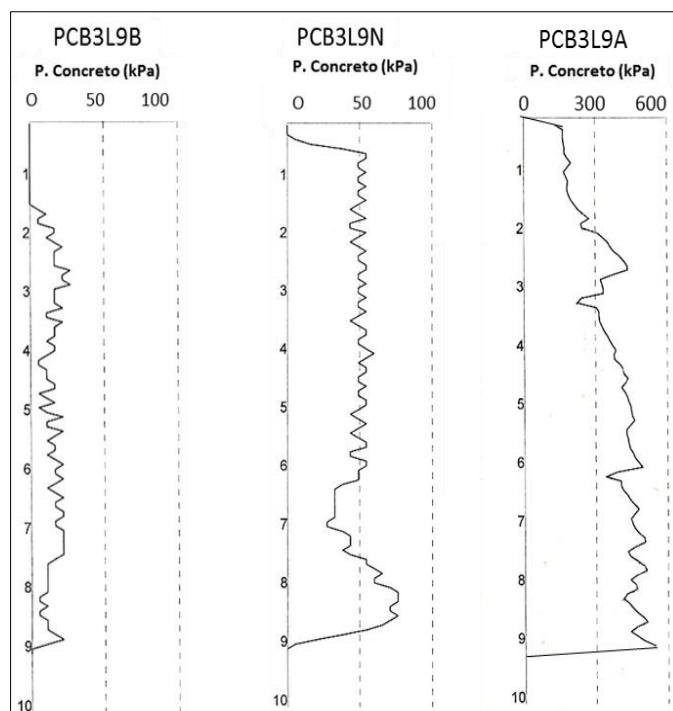


Figura 3.23 - Pressão de injeção adotada nas estacas PCB3L9B, PCB3L9N e PCB3L9A.

Nas provas de carga executadas no Bloco 9, durante a concretagem, foram adotadas:

- PCB9L6B, executada sem pressão de concretagem; concreto lançado, retirou-se a hélice e concretou-se a estaca; processo de concretagem semelhante às estacas escavadas convencionais;
- PCB9L6N, executada com a pressão de concretagem adotada na execução das estacas do empreendimento, entre 50 e 100 kPa.

Os gráficos com as pressões de concretagem das estacas ensaiadas no bloco 9 são apresentados na Figura 3.24 e suas características, na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Características das estacas ensaiadas com variação de pressão de injeção-Bloco 9.

Estaca	Diâmetro nominal (cm)	Comprimento (m)	Concreto (m ³)	Pressão de injeção (kPa)	Sobreconsumo (%)	Diâmetro Médio (cm)
PCB9L6B	40	6,16	0,84	0	9,09	42
PCB9L6N	40	6,16	0,89	50	15,58	43

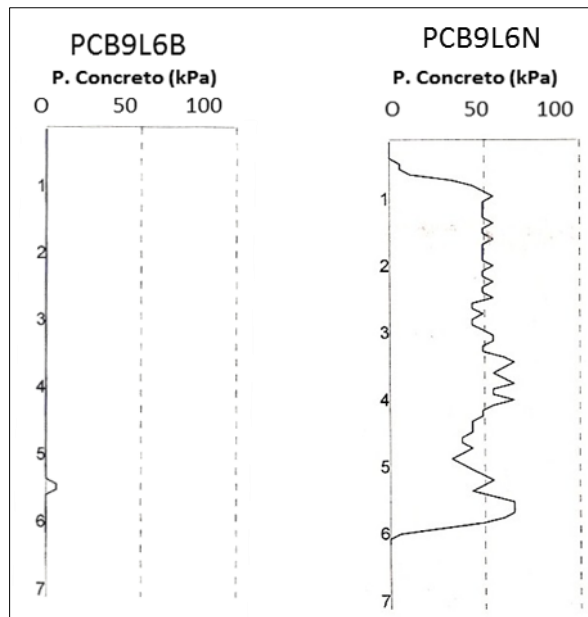


Figura 3.24 - Pressão de concretagem adotada nas estacas PCB9L6B e PCB9L6N.

3.6.2.3 Ensaios com variação de pressão de injeção no Sítio 3

Realizou-se, no Sítio 3, três provas de carga, PC1, PC2 e PC3, respectivamente sobre as estacas E1B, E9A e E45C, todas com comprimento de 22,00m e diâmetros respectivos de 60 cm, 50 cm e 40 cm (Tabela 3.5). O *layout* adotado nos ensaios é apresentado na Figura 3.25.

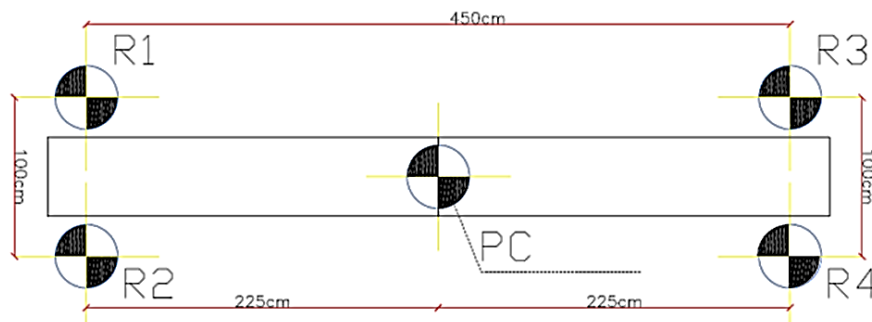


Figura 3.25 – *Layout* adotado nas provas de carga – Sítio 3.

Tabela 3.5 - Características das estacas ensaiadas pressões de concretagem distintas – Sítio 3.

Estaca	Diâmetro nominal (cm)	Comprimento (m)	Concreto (m ³)	Pressão de injeção (kPa)	Sobre Consumo (%)	Diâmetro Médio (cm)
PC1 – E29A	60	23,12	7,52	40	15,04	64
PC 2 – E1B	50	23,12	5,15	44	13,51	53
PC 3 – E45C	40	22,08	3,21	54	15,76	42

O perfil geotécnico, onde as estacas foram assentes, é apresentado na Figura 3.26. Pode-se observar que as estacas foram executadas em um horizonte de solo estratificado e com

presença de solo mole saturado, inclusive, uma espessa camada de turfa encontrada em um pálio canal que cruza o Sítio 3.

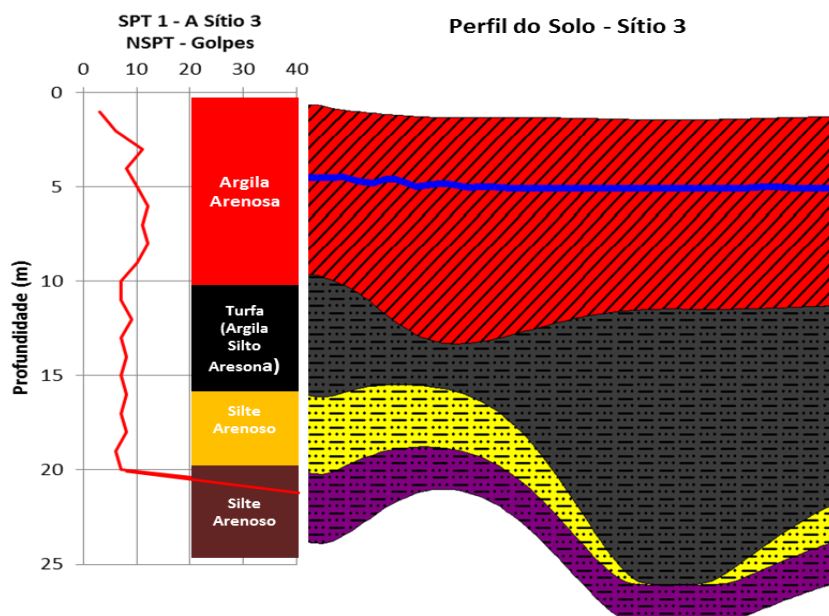


Figura 3.26 – Ensaio SPT 1-A e modelo 2D do perfil de solo do Sítio 3.

3.6.2.4 Ensaios com variação de pressão de injeção no Sítio 5

Realizaram-se, no Sítio 5, cujas características geotécnicas são semelhantes às encontradas no Sítio 2, quatro provas de carga, PC4, PC5, PC6 e PC7, respectivamente sobre as estacas E24C, E39C, E30C e E43C. As características geométricas são apresentadas na Tabela 3.6; o *layout* adotado nos ensaios é apresentado na Figura 3.25.

Tabela 3.6 - Características das estacas ensaiadas com variação de pressão de injeção– Sítio 5.

Estaca	Diâmetro nominal (cm)	Comprimento (m)	Concreto (m ³)	Pressão de injeção (kPa)	Sobreconsumo (%)	Diâmetro Médio (cm)
PC 4 – E24C	40	24,08	3,92	82	29,69	45
PC 5 – E39C	40	24,08	3,79	57	25,47	44
PC 6 – E30C	40	24,08	3,71	62	22,60	44
PC 7 – E43C	50	24,08	4,93	51	4,38	51

O perfil geotécnico, obtido por meio de sondagens SPT, é apresentado na Figura 3.27. Pode-se observar que as estacas foram executadas em um horizonte pouco estratificado e com presença de solo mole saturado.

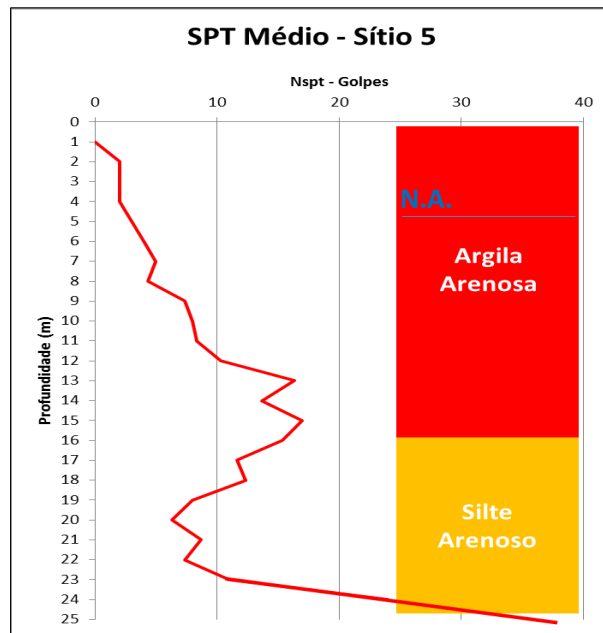


Figura 3.27 – Ensaio SPT (Média dos SPT 4, 5 e 7) - Sítio 5.

4. ANÁLISES E RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados os resultados e as análises dos ensaios realizados no campo e no laboratório. A metodologia SCCAP, controle de estaqueamentos por energia, será avaliada e validada por meio da execução de 44 provas de carga, sendo onze instrumentadas. A aplicabilidade será observada durante a execução de três estaqueamentos.

O capítulo foi elaborado em uma sequência lógica para permitir o entendimento da metodologia, cujo alicerce é o princípio da conservação de energia. Inicialmente, foi necessário situar-se no contexto geológico-geotécnico no qual a pesquisa foi desenvolvida; depois, foram apresentadas as caracterizações geotécnicas e mineralógicas das três principais regiões estudadas e identificadas como Sítios 1, 2 e 3, e analisados os aspectos que interferem na demanda de energia necessária para escavar uma estaca. Os perfis caracterizados representam, geotecnicamente e mineralogicamente, os demais sítios estudados e ensaiados, cuja caracterização limitou-se aos ensaios SPT e CPT em um dos sítios.

Em seguida, foram levantados e estudados dois dos principais fatores que afetam a interpretação das provas de cargas instrumentadas e a capacidade de carga das estacas, no caso, respectivamente, as tensões residuais e a pressão de injeção do concreto das estacas tipo hélice, principal tipo de estaca estudada. Esses aspectos podem interferir nas análises, pois certamente foram responsáveis por parte da variabilidade registrada nas relações apresentadas entre energia e capacidade de carga. De posse dos resultados da instrumentação, verificou-se a acurácia e revisou-se a metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010). Essa foi utilizada no transcorrer das análises, principalmente nas provas de carga que atingiram pequenas deformações, ensaios de difícil interpretação, os quais, por meio da metodologia, poderiam ser avaliados e relacionados com a energia.

Por fim, foram verificadas as relações entre a energia, a resistência N_{SPT} e a capacidade de carga das estacas, obtidas através de provas de carga. Sabendo-se dessa relação, montaram-se modelos 2 e 3D de energia e resistência N_{SPT} , que confirmaram a hipótese de que as energias necessárias para escavar as estacas de um estaqueamento aderiam a uma distribuição normal. Consequentemente, utilizando-se a metodologia SCCAP, que propõe rotinas para o controle estatístico do estaqueamento, foi possível verificar que é possível uniformizar o

estaqueamento em termos de energia e que o risco inerente a qualquer estaqueamento é mitigado, fato comprovado através da utilização da teoria da confiabilidade.

4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E MINERALÓGICA

Ensaio de caracterização geotécnica e mineralógica foram realizados em três locais, identificados na Figura 3.1: Sítio Brasília (Sítio 1); Sítio Guará (Sítio 2); e Sítio Águas Claras (Sítio 3). A caracterização mineralógica dos solos encontrados nos locais onde a pesquisa se realizou, por meio da técnica de difração de raios X, teve como objetivo explicar as diferenças encontradas nos comportamentos mecânico e da energia necessária para escavar as estacas, principalmente quando os sítios apresentam a mesma classificação geotécnica.

4.1.1 CARACTERIZAÇÃO DO SÍTIO 1

Os resultados dos ensaios realizados ao longo do perfil de solo encontrado no Sítio 1 apresentaram grande variabilidade geotécnica. No campo, realizaram-se 45 ensaios *Standard Penetration Test* (SPT), método de sondagem geológica-geotécnica de solos, descrito na NBR 6484 (ABNT, 1995). No laboratório, foram realizados os seguintes ensaios:

- Umidade Higroscópica (w_h), NBR 6457 (ABNT, 1986);
- Umidade Natural (w_n), NBR 6457 (ABNT, 1986);
- Densidade Real dos Grãos (G_s), NBR 6508 (ABNT, 1984 b);
- Granulometria, NBR 7181 (ABNT, 1984 d);
- Limites de Liquidez (w_L), NBR 6459 (ABNT, 1984 a);
- Limites de Plasticidade (w_P), NBR 7180 (ABNT, 1984 c);
- Ensaios da metodologia de classificação MCTexpedita, Fortes e Nogami (1991).

4.1.1.1 Ensaios *Standard Penetration Test* (SPT)

A localização dos furos de sondagem está apresentada na Figura 4.1. O perfil apresenta uma espessa camada de solo poroso que se enquadraria na categoria solo mole, embora não possa ser entendido como tal, pois, apesar do baixo valor de N_{SPT} , trata-se de um solo laterítico estruturado. Optou-se por simplesmente descrevê-lo como uma argila arenosa com $SPT < 6$ golpes e lençol freático imposto pela construção do Lago Paranoá. Essa peculiaridade conduz o solo a comportamento ímpar em relação à resposta que geralmente marca os solos tropicais profundamente intemperizados. A variabilidade geotécnica do Sítio 1 foi estudada por Silva

(2007) e é apresentada na Figura 3.2. Os ensaios utilizados por Silva (2007) são apresentados no Apêndice A. Neles, considera-se a superfície resistente representada pelo SPT > 45 golpes.

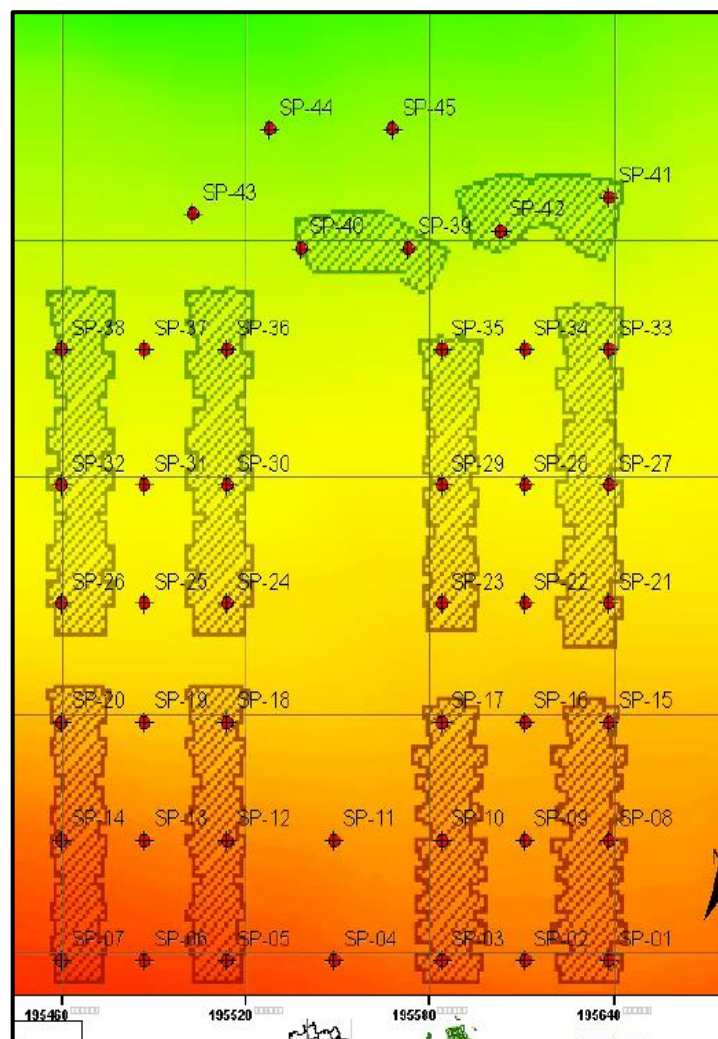


Figura 4.1- Localização dos furos de sondagens SPT no sítio 1 (Silva, 2007).

Na Figura 4.2, apresenta-se um ensaio de sondagem SPT (*Standart Penetration Test*) realizado de acordo com a norma NBR 6484 (ABNT, 2001) e descrito de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995). Observa-se, neste perfil, que a resistência mecânica representada pelo número de golpes é baixa (2 golpes) até os 7,00m de profundidade. Este manto coincide com o perfil altamente intemperizado e com a presença marcante dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Neste horizonte, de 0,0 (zero) a 7,0m, em função do processo de intemperização, o solo é altamente poroso e colapsível e apresenta como uma das suas principais características a presença de concreções lateríticas.

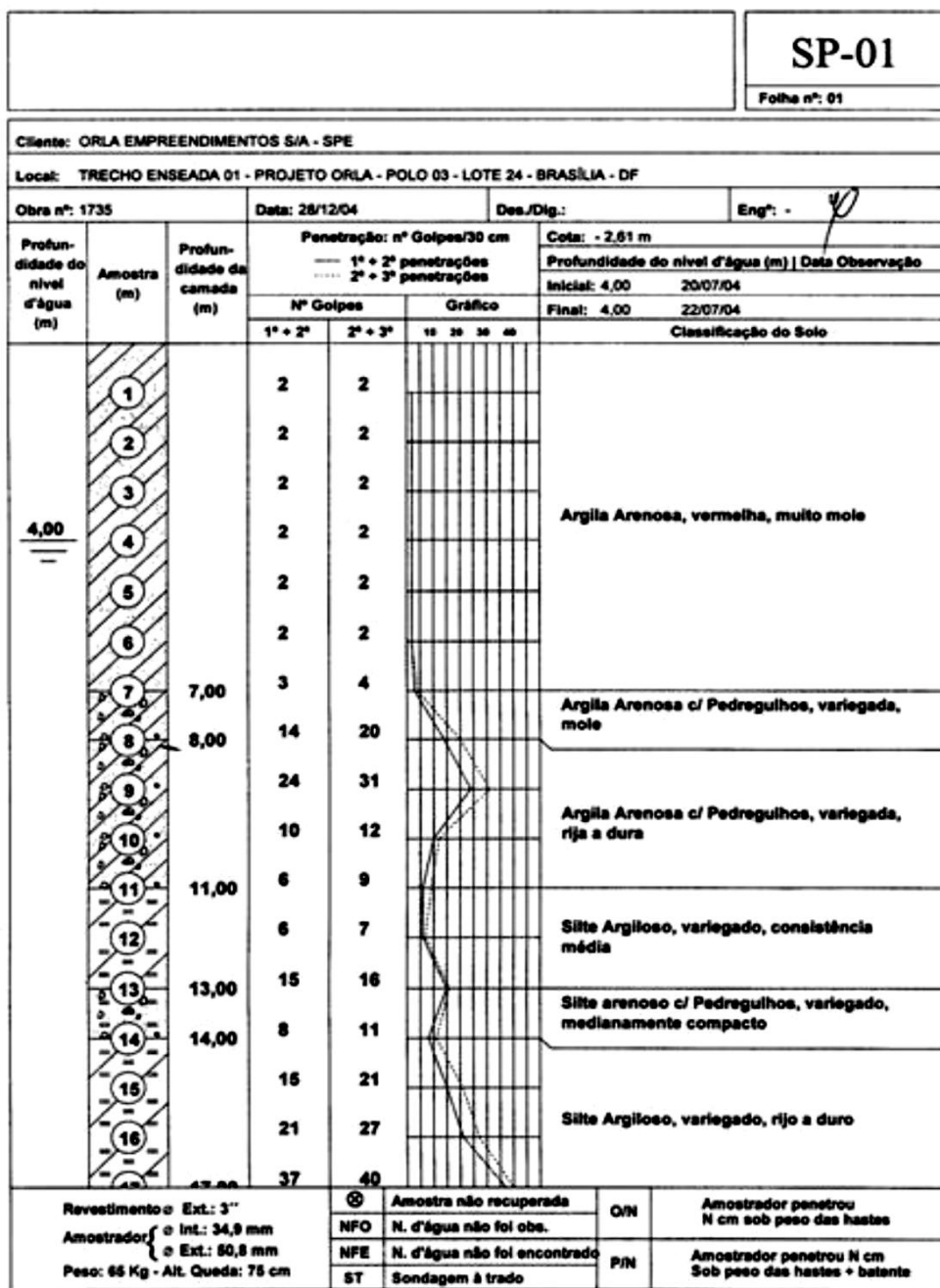


Figura 4.2 – Caracterização Geotécnica através do Ensaio SPT.

Em resumo, o solo encontrado até os 7,00 m é a argila porosa colapsível de Brasília, fruto do intemperismo associado ao processo de lixiviação e laterização. A partir deste ponto, encontra-se o saprólito da ardósia, representado pelos siltes argilosos ou arenosos, com compactidade crescente até a rocha-mãe.

4.1.1.2 Caracterização geotécnica

A classificação granulométrica obtida de acordo com defloculante e de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 1984d), visualizada na Figura 4.3, na Figura 4.4 e no Apêndice B, mostra um solo argilosilto (0,0m – 9,0m); siltoargiloso (10,0 m– 17,0m); argilosilto (18,0m–20,0m).

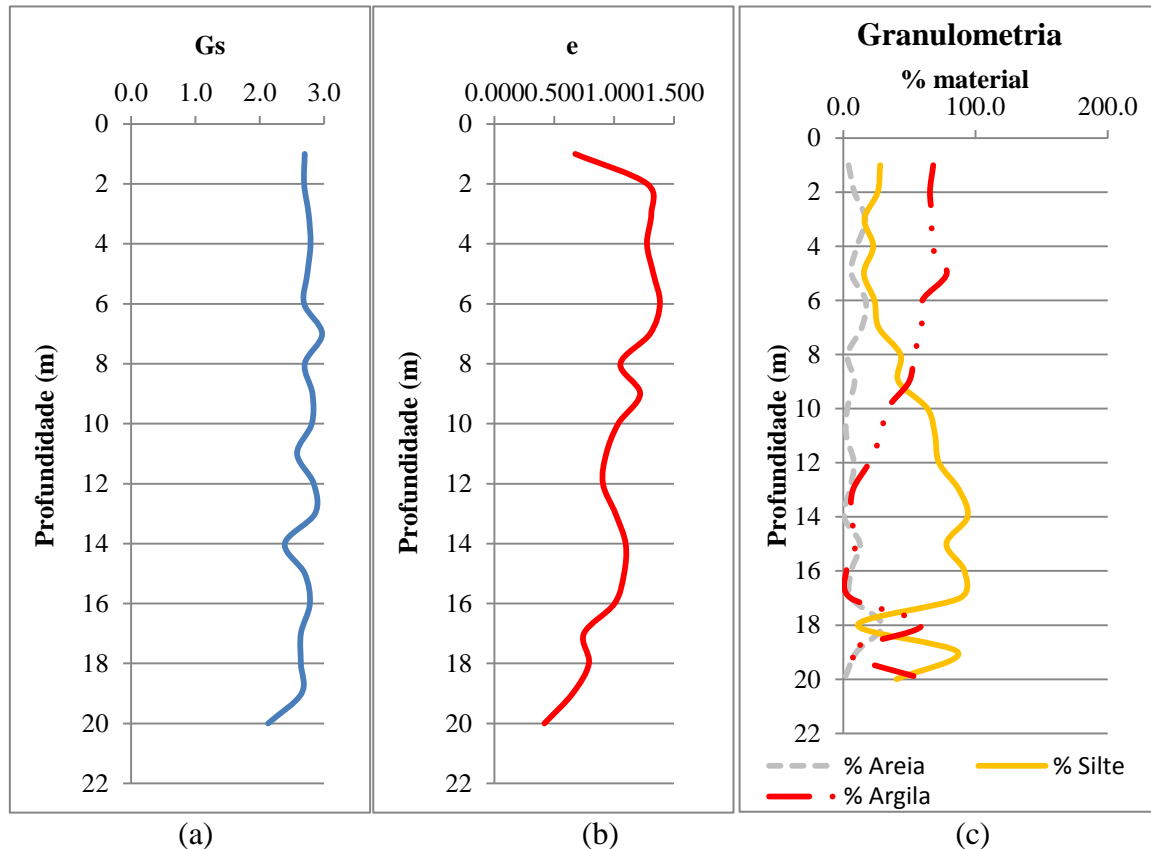


Figura 4.3 – Caracterização Geotécnica – Sítio 1: a) densidade real dos grãos; b) índice de vazios; e c) granulometria.

Na Figura 4.3a, observam-se os valores de densidade real dos grãos variando em torno de 2,8. Observa-se, na Figura 4.3c e na Figura 4.4c, que o solo apresenta uma percentagem decrescente de argila até os 17,0m, com consequente redução do limite de liquidez. Bolsões de argila são verificados nos 18,0m e 20,0m de profundidade.

Quanto à cor, verifica-se uma variação ao longo do perfil amostrado da base para o topo, indo do branco aos 20,0m de profundidade, cor característica da Caolinita, para o vermelho na superfície, característico da presença de Ferro (Fe).

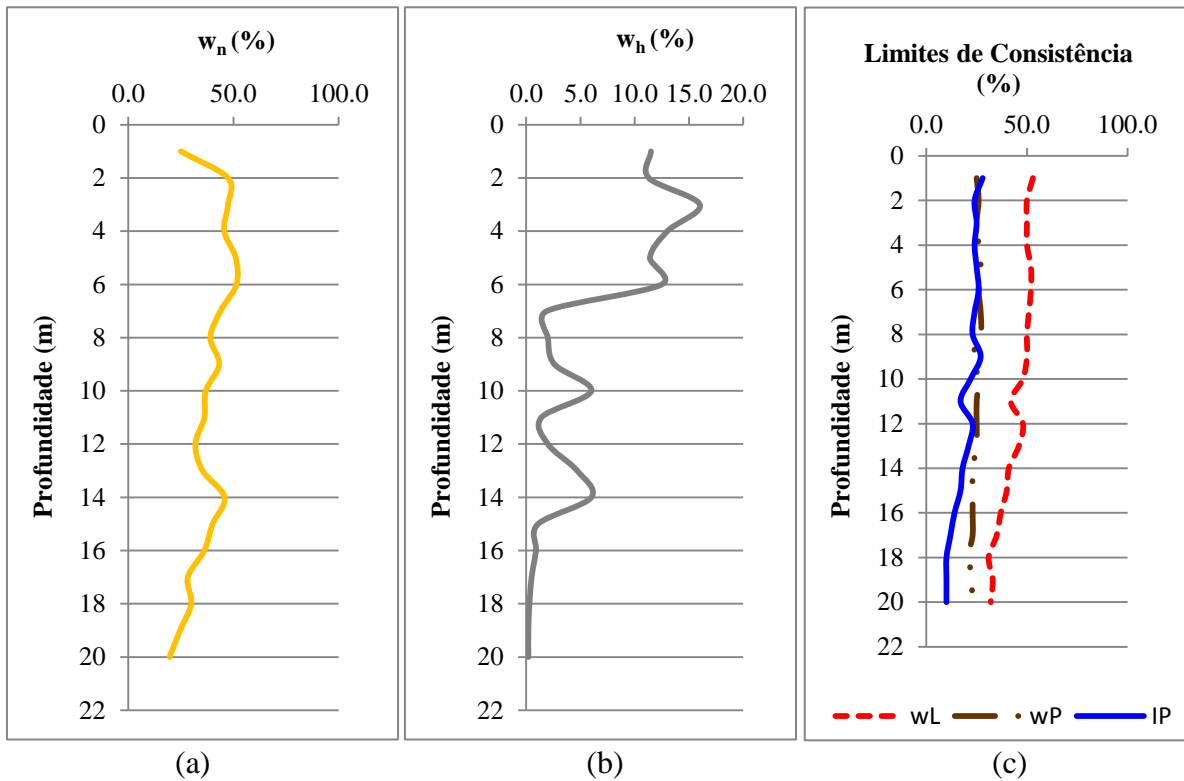


Figura 4.4 – Caracterização Geotécnica – Sítio 1: a) umidade natural; b) umidade higroscópica; e c) Limites de consistência.

A classificação MCT expedita do perfil de solo está apresentada na Tabela 4.1. Observa-se que, devido à ação intempérica, do topo para a base, a presença de solo laterítico foi gradativamente mudando para um solo saprolítico. Observa-se também, na Tabela 4.1, que, com o aumento da profundidade, a capacidade de suporte do solo diminuiria se compactado, refletindo o nível de intemperização sofrido pelo perfil de solo.

A resistência seca do solo foi determinada por meio da moldagem de esferas, ensaio empírico diretamente relacionado com o grau de contração, plasticidade e expansividade do material. Esses resultados também estão apresentados na Tabela 4.1, na qual se pode verificar que as camadas com maiores teores de argila apresentaram maior resistência seca, o que era de se esperar pelo caráter coesivo dos solos argilosos e o aumento da sucção com a redução de umidade.

Tabela 4.1 – Classificação MCT do perfil de solo e Resistência Seca do perfil do solo.

Prof. (m)	Plasticidade	Contração	Expansão	Capacidade de suporte	Grupo	Resistência Seca	Umidade (%)
1	MD	MD	B	A	LG'	MA	29,20
2	MD	A	B	A	LG'	MA	26,34
3	A	A	B	A	LG'	MA	33,35
4	A	A	B	A	LG'	MA	41,76

Prof. (m)	Plasticidade	Contração	Expansão	Capacidade de suporte	Grupo	Resistência Seca	Umidade (%)
5	A	A	B	MD	LG'	MA	34,05
6	A	A	B	MD	LG'	MA	25,37
7	A	A	MD	MD	LG'	MA	33,90
8	A	A	A	B	NG'	MA	33,28
9	A	A	A	B	NG'	MA	34,63
10	A	MD	A	B	NG'	A	25,27
11	A	MD	A	B	NS'-NG'	B	19,89
12	A	A	A	B	NG'	A	24,33
13	A	MD	A	B	NS'-NG'	MD	25,27
14	A	MD	A	B	NS'-NG'	B	24,24
15	A	MD	A	B	NS'	B	24,98
16	A	B	A	B	NS'	B	21,54
17	A	MD	A	B	NS'	B	21,80
18	A	MD	A	B	NS'-NG'	B	23,42
19	A	A	A	B	NG'	B	-
20	A	A	A	B	NG'	B	-

Legenda:

B = baixa;

A = alta;

MD = média;

MA = muito alta.

4.1.1.3 Caracterização mineralógica

Apresentam-se, no Apêndice C e Figura 4.5, os resultados obtidos por meio da difratometria de raios-X para o perfil estratigráfico do Sítio 1 (Flat Ilhas do Lago).

O entendimento da nomenclatura é explicado pelo seguinte exemplo: a amostra representada por IL-2-270N, apresentada no Apêndice C, representa o Sítio 1 (IL – Empreendimento Ilhas do Lago), profundidade 2,00m (-2-), passante na peneira de 270 mesh (-270), com letra N representando a amostra com os argilo-minerais orientados. Na lâmina IL-2-400G, a letra G representa a amostra glicolada.

Realizou-se a identificação dos argilos-minerais presentes na fração fina com o objetivo de complementar as análises efetuadas para a fração grossa, permitindo-se um melhor entendimento do comportamento mecânico do perfil de solo. Considerou-se, como fração fina para a análise mineralógica, o material que passa na peneira de 400 mesh ou 0,037mm.

Na Figura 4.6, apresenta-se, para três profundidades que caracterizam o perfil, a comparação entre os argilominerais presentes nas duas frações, observando-se que são os mesmos. Verifica-se também a inexistência de argilominerais expansivos.

A evolução mineralógica dos solos tropicais está, quase sempre, associada ao grau de intemperismo, fato observado na Figura 4.5, na qual se verifica a evolução intempérica no perfil mineralógico. Encontram-se, na camada superficial, os minerais de argila que caracterizam o solo local e determinam o seu comportamento mecânico.

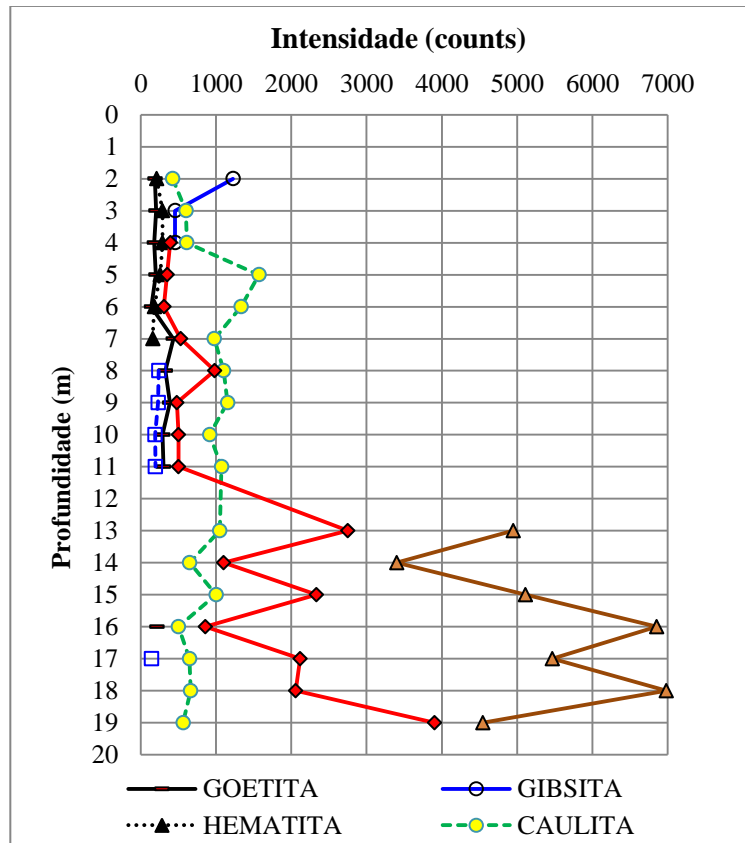
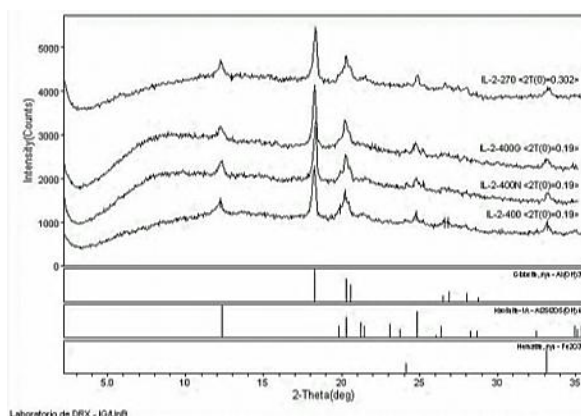
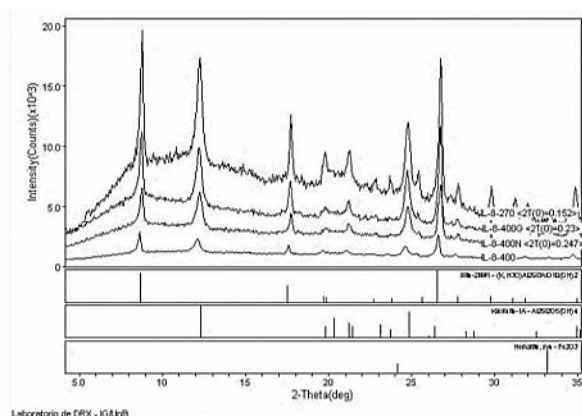


Figura 4.5 - Difratometria realizada ao longo do perfil - Sítio 1.



(a)



(b)

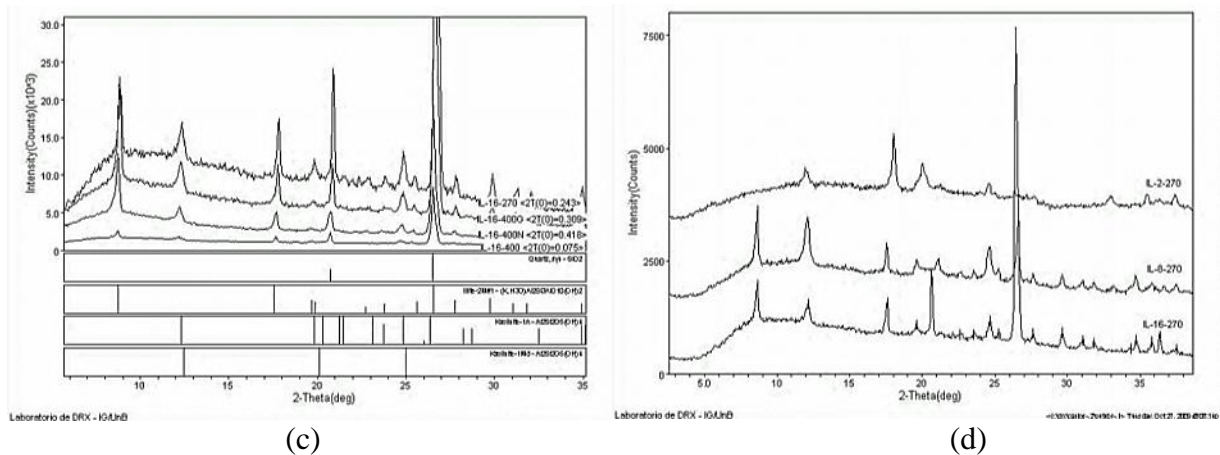


Figura 4.6- Difratometria realizada na fração fina e grossa nas amostras coletadas: a) 2,0m; b) 8,0m; c) 16,0m; e d) comparação dos três horizontes – Sítio 1.

Óxidos e hidróxidos típicos da argila porosa colapsável de Brasília estão presentes até os 7,0 m de profundidade. Esses argilos-minerais são característicos e marcantes na camada intemperizada do Distrito Federal. Nas amostras coletadas entre 7,0m e 10,00m, encontram-se Ilita, Caulinita e traços de Hematita e, nas amostras coletadas entre 11,0m e 20,0m, identifica-se a presença marcante de Ilita, Caulinita com traços de quartzo, provavelmente devido à estratificação do perfil de solo. Essa evolução mineralógica é similar à identificada e esquematizada por Cardoso (2002) e é apresentada na Figura 4.7.

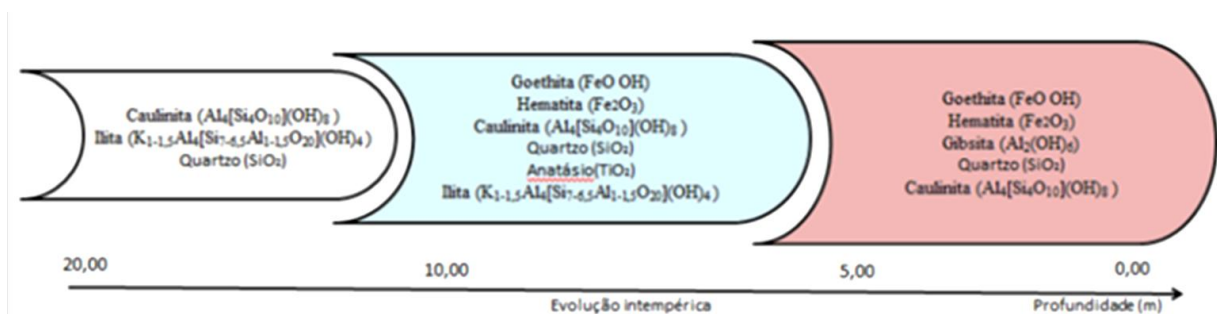


Figura 4.7 - Evolução mineralógica devido ao intemperismo químico.

Analisando-se as classificações granulométrica, geotécnica e mineralógica, observa-se a concordância entre as diversas classificações aplicadas no perfil encontrado no Sítio 1.

As amostras são predominantemente argilosas até os 10,00 m, caracterizadas pela presença de hidróxidos (Goethita e Gibsita) e óxidos (Hematita) e siltosas. A partir deste ponto, elas são caracterizadas pela presença da Ilita e da Caulinita, presentes no saprólito do Distrito Federal.

A Caulinita ($Al_4[Si_4O_{10}](OH)_8$) apresenta empilhamento regular de camadas 1:1, uma folha de Sílica (SiO_4) e uma folha de Gibsita ($Al_2(OH)_6$), baixa capacidade de troca catiônica e

menor plasticidade entre as argilas devido à forte ligação entre as camadas no plano de clivagem. E a illita ($K_{1-1,5}Al_4[Si_{7-6,5}Al_{1-1,5}O_{20}](OH)_4$) também é encontrada e apresenta estrutura 2:1, com o Potássio interlamelar impedindo a entrada de água na estrutura tornando-a geralmente não expansiva. Essas fortes ligações determinam a não expansibilidade destes minerais, sendo a expansão registrada no solo saprolítico, quando desconfinado na presença d'água, provocada pelo alívio de tensões, sejam elas internas (sucção) sejam elas externas (alívio de cargas).

A análise quantitativa dos minerais presentes nos gráficos da Figura 4.5 pode ser feita a partir da sistematização proposta por Alexander & Klug (1948) *apud* Klug e Alexander (1974), que consideram, em geral, o efeito da absorção sobre as intensidades integradas de um pico difratado. Entretanto, a quase totalidade dos métodos de quantificação utilizam a comparação com resultados de ensaios em amostras de referência, ou seja, amostra em que se conhece a proporção de cada mineral. Contudo, é possível, apesar das limitações e erros associados à metodologia, quantificar os minerais normalizando os picos de maior intensidade, comparando e quantificando-os através da altura proporcional de cada pico. Essas análises não foram realizadas neste trabalho.

4.1.1.4 Análises da caracterização geotécnica e mineralógica realizada no sítio 1

A caracterização mineralógica realizada paralelamente à caracterização geotécnica dos solos é de importância e relevância para o entendimento do comportamento mecânico das fundações, pois a presença predominante de gibsitita e caulinita aponta para solos profundamente intemperizados, agregados, porosos e de estrutura metaestável. Ensaio como o SPT destroem esta estabilidade conduzindo à subavaliação do comportamento mecânico do solo, do que decorre sua classificação como solo mole quando, na realidade, pode oferecer, principalmente quando não saturado, importante contribuição à capacidade de carga das fundações (Mascarenha, 2003). No plano executivo de estacas, estas características fazem com que a utilização de elevadas pressões de injeções durante a concretagem das estacas injetadas quebre a cimentação existente, implicando um maior consumo de concreto e, muitas vezes, reduzindo a capacidade de suporte do solo em termos de tensão, o que corresponde ao contrário do que se esperaria, fato verificado por Azevedo & Silveira (2008). Salienta-se que a análise é em termos de tensões, pois a capacidade de carga em si pode aumentar em função do real

diâmetro da estaca, ou seja, o ganho de capacidade pode ser provocado pelo aumento do diâmetro da estaca após a sua concretagem e não em função de um ganho de atrito lateral.

Já a presença de illita e a ausência de gibsitita indica menor nível de intemperização e um solo com características não agregadas. Estruturalmente, a tendência, em geral, é uma maior proximidade da estrutura da rocha-mãe com presença de pacotes de argila. A inexistência de agregação e, portanto, de macroporidade faz com que o solo seja estruturalmente estável, principalmente, neste caso, em que se encontra submerso, abaixo do nível d'água. Com isso, neste horizonte, o aumento da pressão de injeção tenderá a aumentar a capacidade de carga das estacas sendo possível o surgimento de tensões residuais. Estas tensões residuais tendem a desaparecer com o tempo, comprometendo a capacidade de carga inicialmente avaliada por meio de provas de carga. Este horizonte é marcado por boa resistência mecânica para aplicabilidade em obras geotécnicas de fundações, conforme apontado pelo ensaio SPT que apresentou índices elevados neste horizonte. Em termos de tensões residuais, seria importante refletir se aquelas induzidas no ensaio SPT não seriam equivalentes às induzidas na concretagem de estacas sob pressão. Em ambos os casos, no entanto, é plausível a hipótese de que estas tensões residuais variarão sob mecanismos distintos, segundo esteja o solo abaixo ou acima do nível d'água. Isso porque, no solo não saturado, a compressibilidade do ar, assim como sua drenabilidade, caso estiver como fase contínua, faz com que praticamente não existam pressões a serem dissipadas, mas é evidente que a variação de porosidade implica uma dinâmica que pode levar longo tempo até que a sucção entre em equilíbrio. Já nos solos saturados, a dissipação das pressões neutras implicarão da deformação do solo e relaxação das tensões atuantes na interface solo-estrutura de fundação.

4.1.2 CARACTERIZAÇÃO DO SÍTIO 2

Os resultados dos ensaios realizados ao longo do perfil de solo encontrado no Sítio 2 apresentaram grande variabilidade geotécnica. No campo, realizaram-se 62 ensaios *Standard Penetration Test* (SPT), método de sondagem geológica-geotécnica de solos descrito na NBR 6502 (ABNT, 1995). No laboratório, foram realizados os seguintes ensaios:

- Umidade Higroscópica (w_h), NBR 6457 (ABNT, 1986);
- Granulometria, NBR 7181 (ABNT, 1984 d);
- Limites de Liquidez (w_L), NBR 6459 (ABNT, 1984 a);
- Limites de Plasticidade (w_P), NBR 7180 (ABNT, 1984 c).

4.1.2.1 Ensaio *Standard Penetration Test* (SPT)

Foram realizados 62 furos de sondagens SPT com localização apresentada na Figura 4.8, para entender os riscos do complexo perfil geotécnico. O perfil apresenta uma espessa camada de solo mole, argila arenosa com SPT < 6 golpes.

Os ensaios utilizados são apresentados no Apêndice D, no qual se verifica a superfície resistente representada pelo SPT > 45 golpes.

Observa-se, neste perfil, que a resistência mecânica representada pelo número de golpes é baixa (2 golpes) até os 7,00 m de profundidade. Este manto coincide com o perfil altamente intemperizado e com a presença marcante dos óxidos e hidróxidos. Neste horizonte, de 0,0 a 7,0 m, em função do processo de intemperização, o solo é altamente poroso e colapsível e apresenta, como uma das suas principais características, concreções lateríticas. Em resumo, o solo encontrado até os 7,00 m é a argila porosa colapsível de Brasília, fruto do intemperismo associado ao processo de lixiviação e laterização. A partir dos 7,00 m, encontra-se o solo saprolítico, caracterizado como silte argiloso ou arenoso e apresentando N_{SPT} crescente até o impenetrável, encontrado entre os 20 e 25 m de profundidade. Como um todo, o perfil é típico do Distrito Federal.

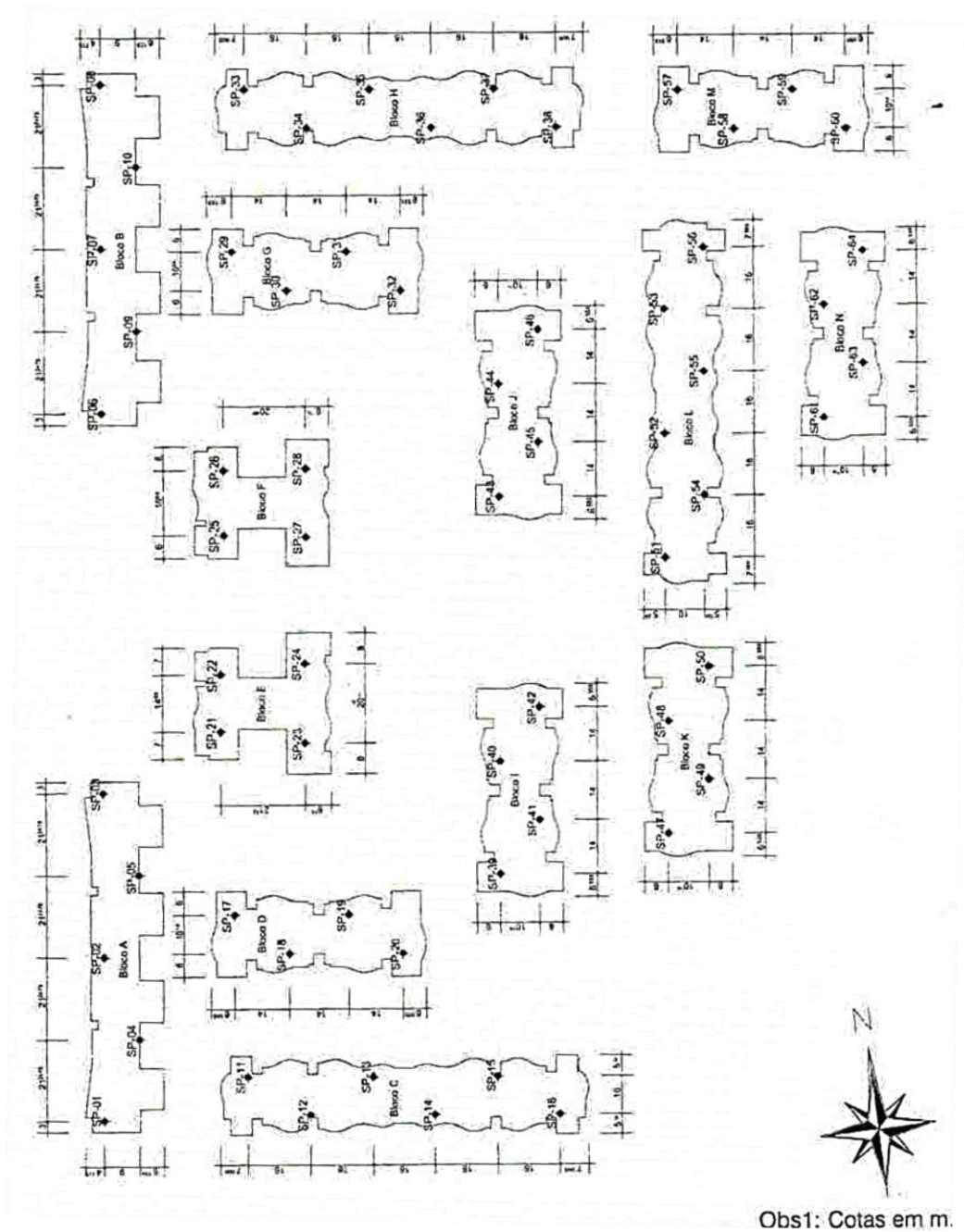


Figura 4.8- Localização dos furos de sondagens SPT no sítio 2.

4.1.2.2 Caracterização geotécnica

A Figura 4.9 e o Apêndice E apresentam os resultados dos ensaios de granulometria realizados com o granulômetro a laser, com e sem ultrassom. A classificação granulométrica, visualizada na Figura 4.9a, mostra um solo arenosiltoso (0,0m – 8,0m; 19,0 m); siltoarenoso (9,0 m – 13,0m; 15,0 m – 18,0 m); argilosiltoso (14,0m). A classificação granulométrica, visualizada na Figura 4.9b, mostra um solo siltoargiloso (0,0 m – 15,0 m; 18,0 m); argilosiltoso (16,0 m – 17,0 m; 19,0 m). A caracterização geotécnica do perfil é apresentada na Figura 4.10.

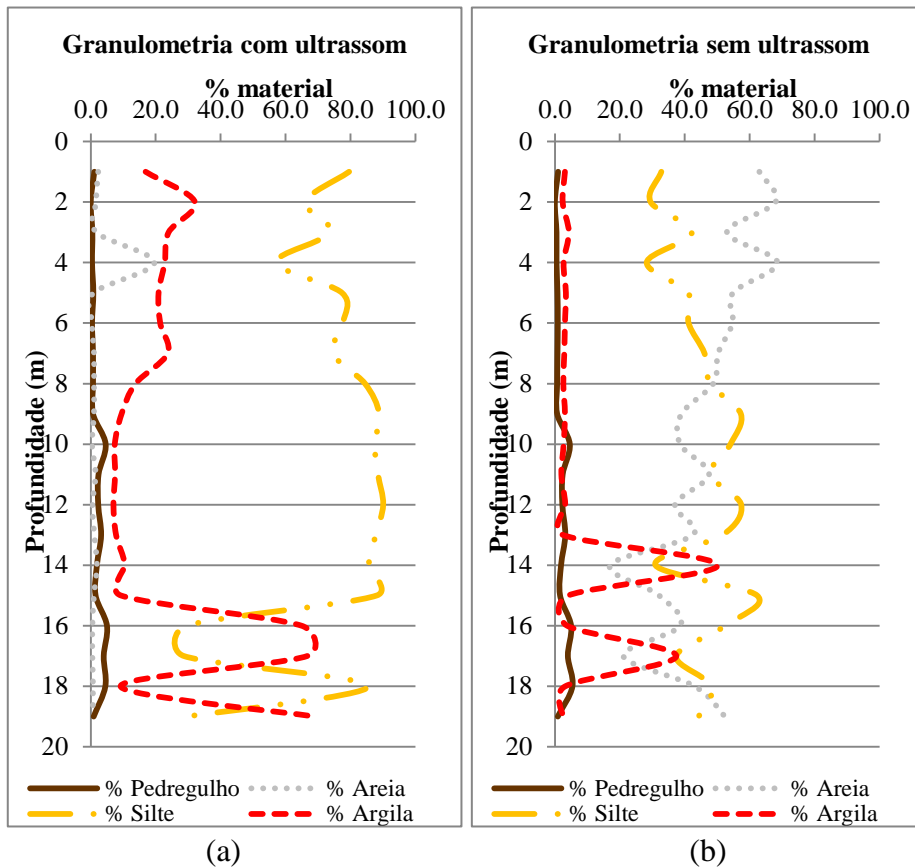


Figura 4.9 – Caracterização Geotécnica – Sítio 2: a) granulometria sem ultrassom; b) granulometria com ultrassom.

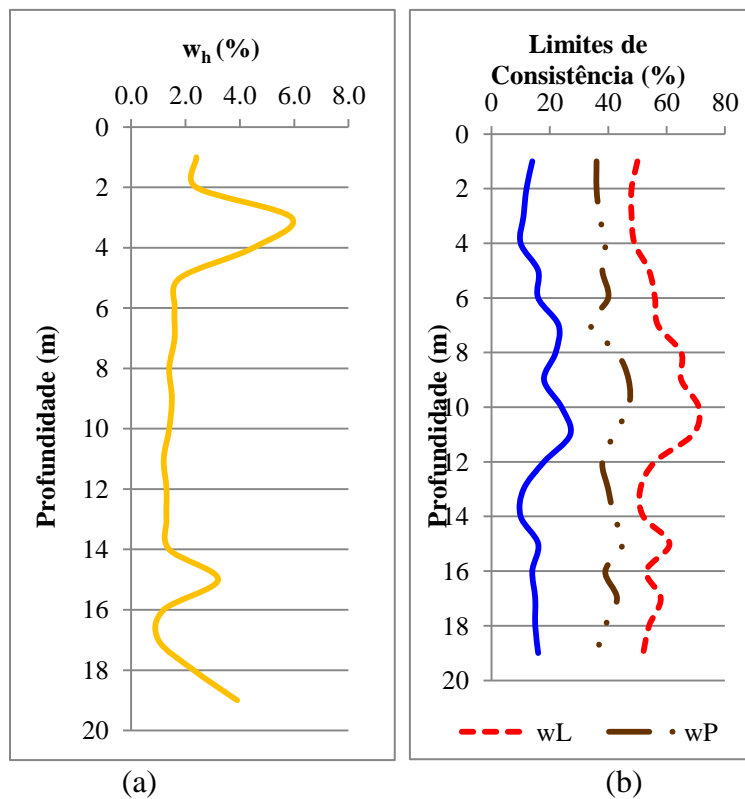


Figura 4.10 – Caracterização Geotécnica – Sítio 2: a) umidade higroscópica; b) Limites de Consistência.

4.1.2.3 Caracterização mineralógica

Apresentam-se, na Figura 4.11 e no Apêndice F, os resultados obtidos por meio da difratometria de raios-X no Sítio 2 (Residencial Life), ao longo do perfil estratigráfico.

O entendimento da nomenclatura é explicado pelo seguinte exemplo: a amostra representada por JG-2-270N, no Apêndice F, representa o Sítio 2 (JG), profundidade 2,00m (-2-), passante na peneira de 270 mesh (-270), com letra N, representando a amostra com os argilominerais orientados. Na lâmina JG-2-400G, a letra G representa a amostra glicolada.

A Figura 4.12 apresenta-se para três profundidades que caracterizam o perfil, a comparação entre os argilominerais das frações finas e grossas. Observa-se que os minerais presentes nas duas frações são os mesmos e se verifica também que não existem argilominerais expansivos.

A evolução mineralógica deste perfil foi semelhante à identificada no sítio 1, onde se encontram, na camada superficial, os minerais de argila que caracterizam o solo local e determinam o comportamento mecânico deste horizonte.

Óxidos e hidróxidos típicos da argila porosa colapsível de Brasília estão presentes até os 9,0m de profundidade. Esses argilominerais são característicos e marcantes na camada intemperizada do Distrito Federal, ou seja, as amostras são predominantemente argilosas até os 9,00 m, caracterizadas pela presença de hidróxidos (Goethita e Gibsita) e óxidos (Hematita), com traços de quartzo nos até 2,00m e caulinita até os 9,0m. A partir deste ponto, são caracterizadas pela presença de Caulinita, não sendo encontrados traços significativos de outros minerais, portanto, o solo saprolítico encontrado a partir dos 9,00m forma uma jazida de caulinita.

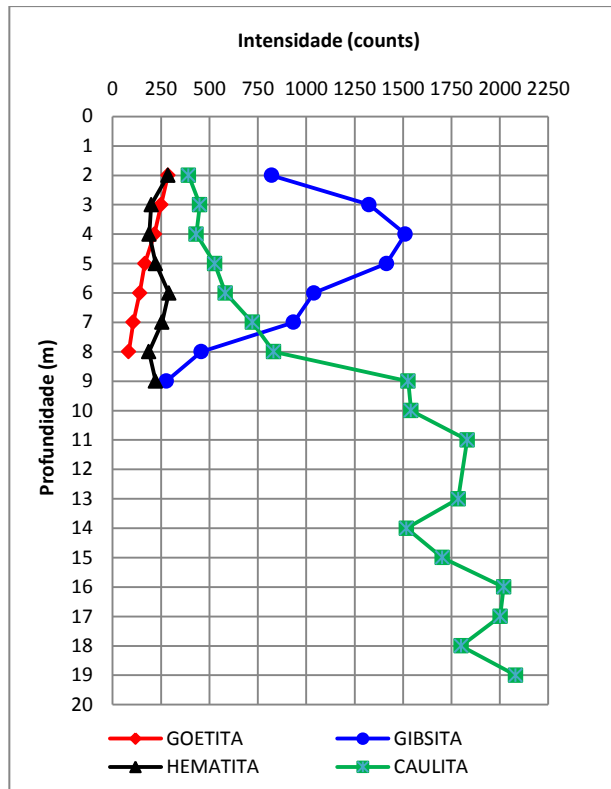


Figura 4.11 - Difratometria realizada ao longo do perfil - Sítio 2.

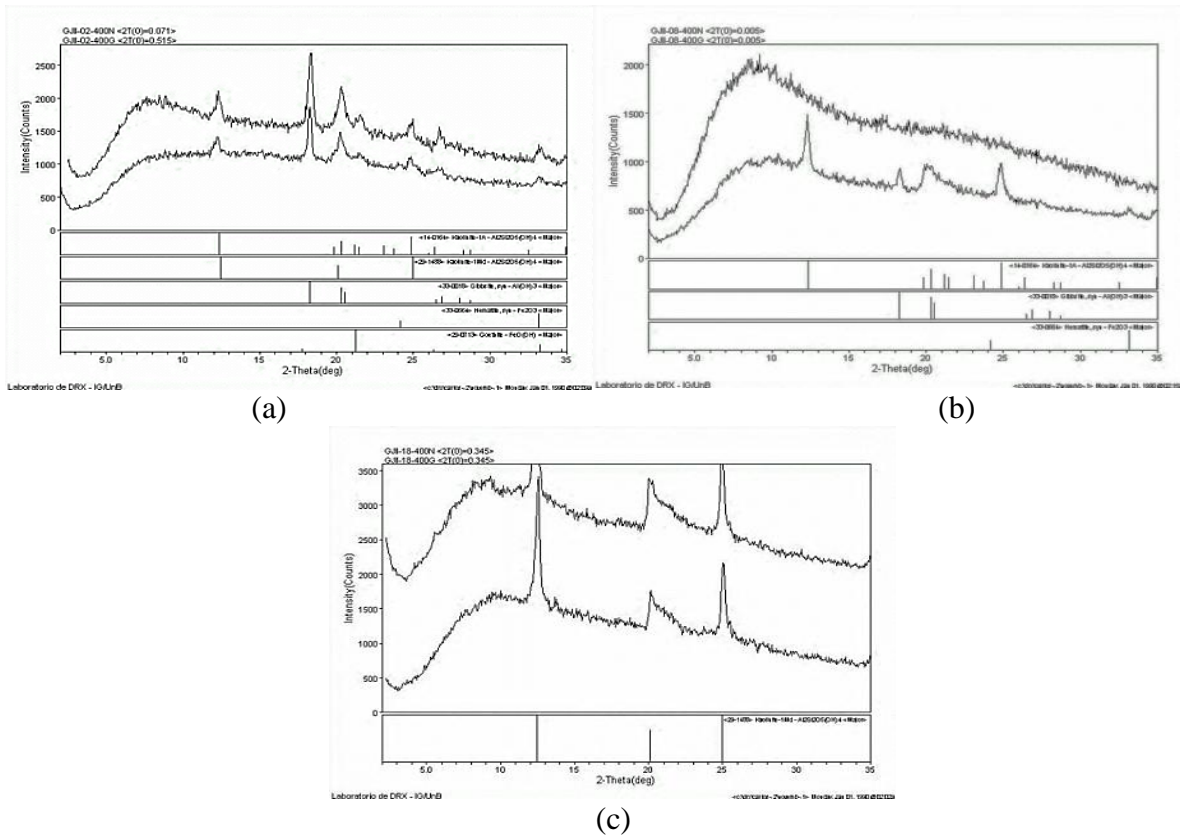


Figura 4.12- Difratometria realizada na fração fina e grossa nas amostras coletadas: a) a 2,0m; b) 8,0m; e c) 16,0m – Sítio 2.

As camadas superficiais dos solos regionais e, em especial dos sítios analisados, são predominantemente argilosas e muito intemperizadas, com presença de hidróxidos (Goethita e Gibsita), óxidos (Hematita) e do argilomineral caulinita. Sob este manto de solo intemperizado, encontra-se a transição, camada geralmente pouco espessa, seguida do solo saprolítico, que é um solo residual no qual se fazem presentes minerais primários e minerais neoformados como a illita e a montmorilonita. O quartzo por ser de difícil intemperização e, quando presente na rocha-mãe, faz-se presente também em todo o perfil.

Na cadeia evolutiva, é comum, na Região, o mineral primário gerar a illita, que evolui para caulinita, que, por sua vez, finalmente se transforma em gibsita. Com isso, tem-se, ao longo do perfil, a partir do topo, uma diminuição do teor de gibsita com conseqüente aumento do teor de caulinita e, a partir de certa profundidade no perfil de intemperismo, essa vai diminuindo em teor para dar lugar à illita. Este processo de formação se dá acoplado à lixiviação e transformação pedogenética do solo, sendo a estrutura tanto mais macroporosa quanto mais intemperizada tiver sido.

4.2 FATORES QUE INFLUENCIAM AS PROVAS DE CARGA INSTRUMENTADAS E A CAPACIDADE DE CARGA.

Vários fatores podem influenciar o bom desempenho das estacas escavadas e do tipo hélice, entre esses, o tipo e a capacidade de escavação do equipamento, as ferramentas de perfurações utilizadas e os procedimentos utilizados nas operações de escavação e concretagem. Já os resultados e as análises das provas de cargas, em especial, as instrumentadas, podem ser influenciados pela velocidade do ensaio e, principalmente pelas tensões residuais geradas pelo processo executivo, pelo maciço e pela cura do concreto. Esses aspectos serão discutidos, pois, certamente, interferiram nas análises das correlações existentes entre a energia demandada para escavar uma estaca e a sua correlação com a capacidade de carga da estaca.

4.2.1 ASPECTOS TEÓRICOS E PRÁTICOS SOBRE PROVAS DE CARGAS INSTRUMENTADAS E A INFLUÊNCIA DAS TENSÕES RESIDUAIS

Foram realizadas provas de cargas instrumentadas em estacas escavadas e do tipo hélice contínua e verificada a influência das tensões residuais nos resultados destes ensaios.

Para um melhor entendimento sobre tensões residuais, apresentam-se, na Figura 4.13 e na Figura 4.14, resultados de análises realizadas sobre provas de cargas instrumentadas realizadas sobre uma estaca cravada por Fellenius *et al.* (2004) e sobre duas estacas cravadas e escavadas por Briaud *et al.* (2000), nas quais as tensões residuais foram monitoradas durante todo o processo de cura do concreto.

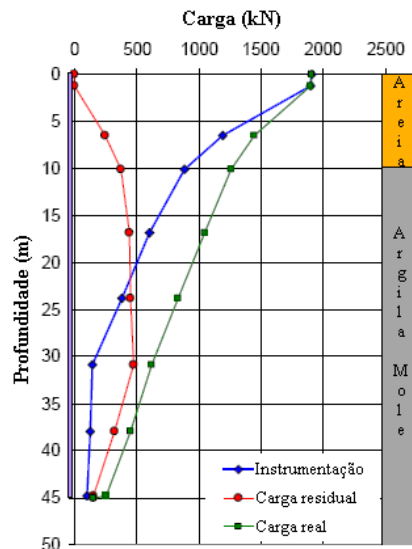


Figura 4.13 - Prova de carga instrumentada sobre estaca cravada com diâmetro de 0,4 m e 45,0 m de comprimento (Fellenius *et al.*, 2004).

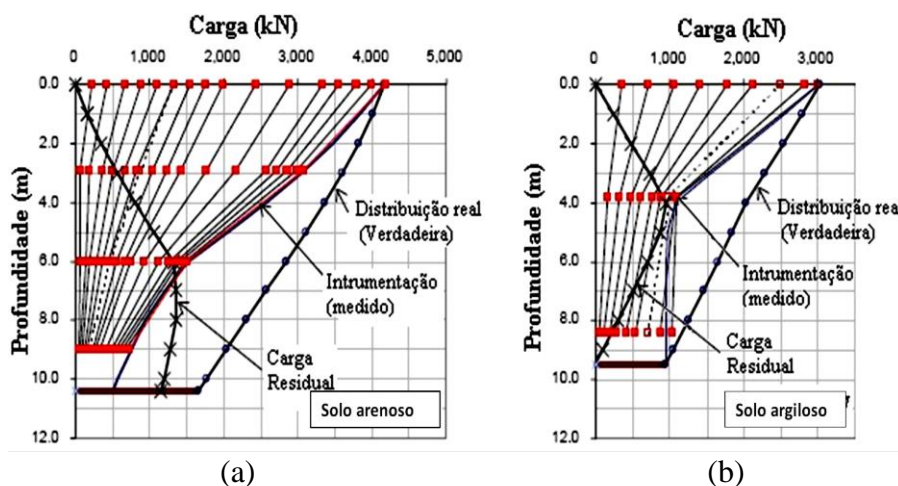


Figura 4.14 - Provas de carga instrumentada em estacas escavadas de 0,90 m: a) profundidade de 10,40 m em perfil arenoso e; b) profundidade de 9,50 m em perfil argiloso (Briaud *et al.*, 2000).

Observam-se, nas curvas de instrumentação dos três ensaios, distribuições em forma de “S”, características de ensaios com presença de tensões residuais. A prova de carga, nos trabalhos de Fellenius *et al.* (2004), foi realizada 46 dias após a cravação da estaca para possibilitar a dissipação da poropressão induzida durante a cravação. Lembra-se de que, na distribuição

das tensões residuais, identifica-se uma linha neutra que define a seção de equilíbrio das tensões residuais ao longo da profundidade, necessária para manter o balanço energético do sistema estaca-solo.

Analisando-se a Figura 4.13 e a Figura 4.14, verifica-se o efeito da tensão residual e as hipotéticas curvas reais de distribuições de carga ao longo da estaca que se assemelham a uma distribuição de carga lateral última analisada, descrita por:

$$Q_{dist} = Q_{resid} + Q_{inst} \quad (4.1)$$

Onde:

Q_{dist} = Carga distribuída ao longo da estaca;

Q_{resid} = Carga residual existente ao longo da estaca;

Q_{inst} = Carga medida na instrumentação.

Ainda exemplificando, na Figura 4.15 e na Figura 4.16a, apresentam-se resultados de duas das cinco instrumentações realizadas por Guimarães (2002) no campo experimental da Universidade de Brasília (Sítio 6), que foi minuciosamente caracterizado por Guimarães (2002). Os ensaios apresentados na Figura 4.15 e Figura 4.16 foram realizados sem estacas escavadas de 0,30m de diâmetro e profundidade entre 7,0 e 8,0m. O apresentado na Figura 4.15 foi realizado com carregamento cíclico e, conseqüentemente, os resultados da instrumentação estavam sujeitos a tensões residuais. Em suas análises, Guimarães (2002) atribui ao mau funcionamento do sistema utilizado na instrumentação das estacas, excetuando-se um dos ensaios, a obtenção de dados que conduziram a valores descontraídos, ora indicando tensões incompatíveis (tração em alguns carregamentos) ora indicando deformações excessivas. Observou também que a instrumentação e provavelmente a leitora utilizada era sensível a deformações térmicas, indicando que a análise das tensões residuais deve levar em consideração inúmeros fatores, entre eles até a acurácia da instrumentação e do sistema de leitura utilizado quanto à variação de temperatura, pois as mesmas ocorrerão também internamente, o que é provocado pelas reações exotérmicas presentes durante a cura do concreto.

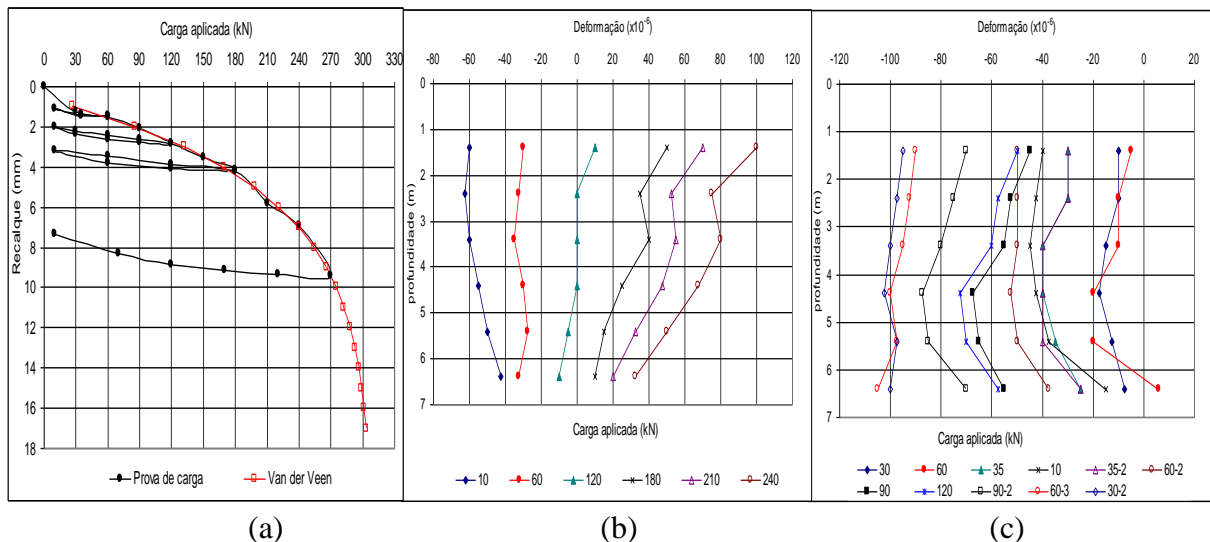


Figura 4.15— a) Curva carga *versus* deslocamento da PC 02; b) Deformações *versus* carregamento obtido no último ciclo - da PC 02; e c) Deformações *versus* carregamento obtido no 1º e 2º ciclo da PC 02 - Guimarães (2002) – Sítio 6.

Entretanto, pode-se atribuir a dificuldade de interpretação também às tensões residuais, pois se pode verificar, na Figura 4.15b e na Figura 4.15c, dois comportamentos característicos das tensões residuais: - as leituras ao longo da estaca não voltaram ao estado inicial entre o primeiro e o segundo carregamento, indicando carga aprisionada, não apenas na base, mas também no fuste; - a maioria das curva de deformações específicas apresentam formato em “S”, indicando a presença de tensões residuais. Ou seja, em ensaios cíclicos ou em um recarregamento, são geradas tensões residuais que ficam evidentes na forma de carga aprisionadas, as quais devem ser consideradas nas análises, como observado na Figura 4.15.

Na Figura 4.16a, Guimarães (2002) apresentou os resultados de uma prova de carga instrumentada realizada sobre estaca sem ponta, ou seja, estaca de atrito com ponta flutuante. Verifica-se ~~na~~ que a linha neutra se situa em ponto correspondente a aproximadamente pouco menos que 50% do N_{SPT} , acumulado na estaca, aproximadamente em torno dos 5,0m de profundidade. As Figura 4.16b e c permitem uma melhor análise da situação, ao indicarem que praticamente não houve incremento de transferência de carga entre as profundidades de 3,0 a 6,0m, pois as tensões de adesão estaca/solo, indicadas pela linha tracejada, ficaram constantes neste trecho durante cada estágio de carga, mesmo se constatando que o atrito solo/estaca não tinha sido saturado, ou seja, não tinha atingido a sua capacidade última. O fato é observado quando se analisa o incremento de carga (Figura 4.16a) e verifica-se que as tensões no trecho aumentavam, entretanto as tensões continuavam constantes para cada carregamento, ou seja, a tensão encontrada a 3,00m é semelhante à encontrada a 6,00m. Esse comportamento é difícil

de justificar, sem admitir que a instrumentação sofra influência de tensões residuais, pois se tem em contraposição à tensão residual atuante na estaca, os efeitos da carga aplicada para equilibrar o sistema estaca/solo. Entretanto, no último trecho da estaca (6,4m a 8,0m), a transferência de tensão volta a aumentar, provavelmente, devido ao pequeno valor da tensão residual no trecho. Observa-se ainda, na Figura 4.16b, uma tendência de paralelismo entre o trecho inicial e final da curva apontado para o acerto da interpretação.

O deslocamento da linha neutra para o topo da estaca aponta provavelmente para a atuação de fenômenos outros na magnitude das tensões residuais, como o da sucção ou a real resistência N_{SPT} não devidamente detectada pelo ensaio. Se a sucção exerce, conforme mostrado por Guimarães (2002) e Mota (2003), influência marcante sobre a resistência lateral, influenciará também as tensões residuais acrescentando complexidade às análises.

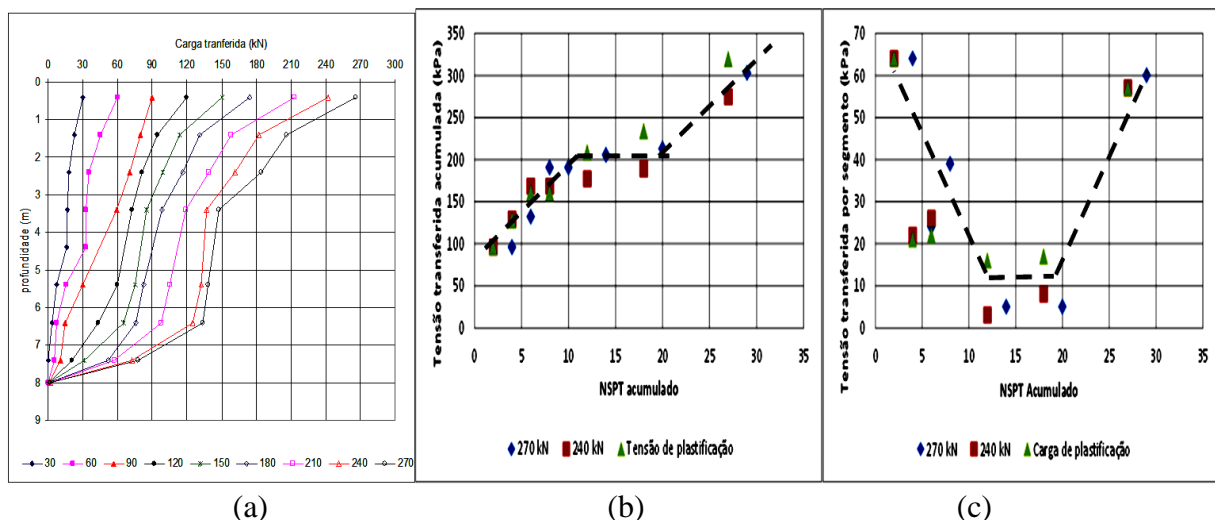


Figura 4.16— a) Transferência de carga ao longo da profundidade – Estaca 1- Guimarães (2002); b) Curva N_{SPT} acumulado *versus* Tensão transferida; e c) Curva N_{SPT} acumulado *versus* Tensão transferida por segmento – Sítio 6.

Em estacas cravadas e em ensaios cíclicos, o conceito e o entendimento físico do mecanismo que gera tensões residuais foram amplamente discutidos e analisados. Sabe-se que, durante a cravação de uma estaca, o estado de tensões inicial do solo muda, por exemplo, aumentando a compactidade das areias e alterando a estrutura das argilas e que, após o término da cravação, surge carga residual na ponta da estaca, que fica aprisionada pelo atrito negativo gerado ao longo do fuste (Vésic, 1977 e Massad, 1994).

Entretanto, nas estacas escavadas, o fenômeno tensões residuais é de difícil entendimento, sendo consenso que, ao final da execução (escavação e concretagem), o estado de tensões é

diferente do estado inicial. Esse estado ainda é influenciado pelo processo de cura do concreto que, dependendo das condições de cura e das características físicas e químicas do cimento, dos agregados e dos aditivos utilizados, pode retrair ou até expandir. Esse processo de expansão e contração resulta de alterações no balanço de energia e, por isso, não parece razoável deixar-se de lado a influência da energia externa ao concreto que constitui o elemento estrutural de fundação e com ele interage. Neste sentido, deveriam também ser levadas em conta as propriedades físico-químicas, mineralógicas e de saturação do solo.

Exemplificando, Guimarães (2002) mostra que a sucção presente no solo afeta diretamente a resistência lateral das estacas escavadas a trado, o que indica que existe uma íntima interação entre o concreto que compõe o fuste da fundação e o solo que o circunda. Sendo assim, espera-se que esta mesma sucção atue impedindo ou reduzindo a retração e resistindo à expansão do concreto. Portanto, apesar de sua existência, é um fenômeno de difícil previsão e mensuração, mas pode influenciar diretamente a análise da transferência de carga nos ensaios instrumentados. Isso mostra não só a necessidade de rever os métodos de instrumentação como também a importância de avançar no entendimento dos mecanismos de transferência de carga do elemento de fundação para o solo e do solo para o elemento de fundação. Como em uma relação simbiótica, os elementos (solo e fundação) agem ativamente e não podem ser analisados separados. Por exemplo, o mesmo mecanismo de sucção, representado na Figura 4.17b, que impede a contração ou a expansão do elemento estrutural de fundação pode a ele dar origem. Ainda exemplificando, quando se efetua um rebaixamento do nível d'água em uma escavação vizinha a uma obra estaqueada, o que se induz como reflexo naquela fundação não pode ser considerado como tão somente as variações das tensões efetivas no solo suporte. O rebaixamento implica aumento de sucção e, portanto, afeta a interação solo-estrutura de fundação. Mas, poderia ainda ser perguntado, onde entraria a questão físico-química e mineralógica nestes fenômenos de interação solo-estrutura? Estes elementos não só interferem na própria sucção como são energia em sua essência. O estado textural e o arranjo estrutural do solo definem o grau de exposição das cargas de superfície. A química e a mineralogia do solo, por sua vez, definem a disponibilidade destas cargas de superfície e mesmo das cargas internas, no caso de argilominerais expansivos, muitas vezes, presentes nos solos saprolíticos, e conseqüentemente interagem com os elementos químicos do concreto.

Abdicando-se de toda esta complexidade, elaborou-se a Figura 4.17a, que apresenta o problema de forma simplificada para dar entendimento ao fenômeno das tensões residuais provocadas apenas por expansão ou retração do concreto no solo. Considerou-se que:

- Ocorreram deformações longitudinais, independentemente das condições de cura que geraram atrito na interface estaca/solo;
- As deformações radiais são desprezíveis e não induzirão tensões radiais;
- Não são geradas tensões residuais na ponta;
- O peso da estaca não será considerado;
- O atrito gerado por um movimento relativo da estaca em relação ao solo é proporcional ao deslocamento, independentemente do sentido da movimentação.

No mecanismo de geração de tensões residuais na barra instrumentada durante o processo de cura do concreto, tem-se a definição de uma linha neutra (Figura 4.17a) que identifica o ponto em que o movimento relativo entre a estaca e o solo é nulo, durante o processo de expansão ou retração do concreto.

Na Figura 4.17a, pode-se observar que, durante a retração do concreto, caso mais comum, a estaca sofrerá um processo de encurtamento radial e longitudinal, gerando atrito contrário à movimentação da estaca, ou seja, para que ocorra o equilíbrio do sistema na linha neutra, são gerados atritos positivos entre a cabeça da estaca e a linha neutra e atrito negativo entre a linha neutra e a base. Entretanto, o somatório de atrito gerado pelo encurtamento ao longo da estaca é zero, o que mantém o sistema em equilíbrio, em termos de energia. Mecanismo inverso ocorrerá no caso de expansão do concreto, ou seja, são gerados atritos negativos entre a cabeça da estaca e a linha neutra e atrito positivo entre a linha neutra e a base, mas o somatório total é nulo.

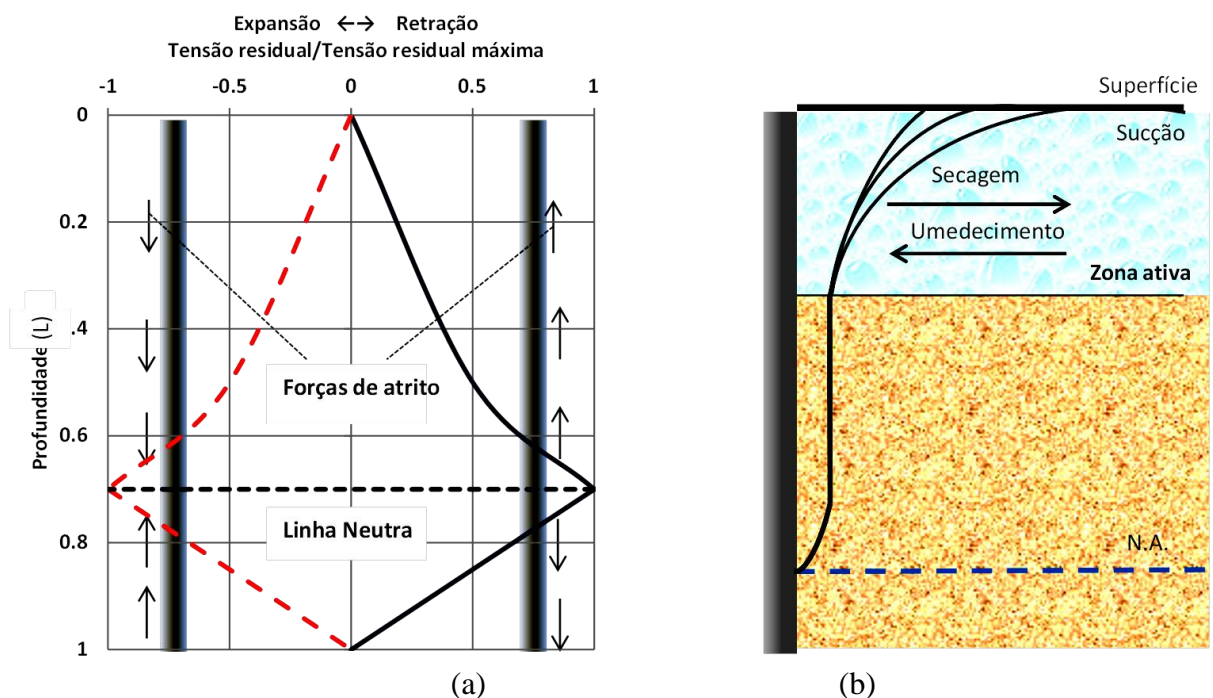


Figura 4.17–a) Tensões residuais provocadas pela retração (linha cheia) e expansão (linha tracejada) do concreto; b) Influência da sucção.

Logo, apenas é possível se obter a real distribuição de carga ao longo de uma estaca escavada através das provas de cargas instrumentadas, se o efeito das tensões residuais for mensurado de modo apropriado. Portanto, é necessário iniciar as leituras da instrumentação imediatamente após a sua instalação, levando-se em consideração os efeitos térmicos externos e internos provocados pelas reações exotérmicas do concreto, mensurando-se, assim, as tensões residuais geradas pelo processo de cura do concreto e por outros fatores como a sucção, no caso, dos solos não saturados. Essas leituras devem ser estendidas até a total estabilização ou equilíbrio do sistema energético gerado. Apenas com a adoção desse procedimento de difícil execução, será possível aproximar-se da real distribuição de carga ao longo da estaca durante a execução de uma prova de carga estática instrumentada sobre estacas escavadas.

Lembra-se de que, geralmente, a instrumentação é preparada e calibrada em laboratório, ou seja, é traçada uma curva de calibração para a instrumentação, do tipo tensão *versus* deformação. Instala-se a instrumentação e iniciam-se as leituras após o primeiro estágio de carga, desprezando-se o efeito das tensões residuais provenientes do processo de cura do concreto e de outros eventuais fatores como o da sucção.

4.2.2 RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROVAS DE CARGA INSTRUMENTADAS E METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO *ET AL.* (2008 E 2010).

Serão apresentados resultados de provas de cargas instrumentadas executados nos Sítios 2, 10, 11 e 12, localizados na Figura 3.1 e endereço na Tabela 4.2. O tipo de estaca e as características geométricas são descritos na Tabela 4.2.

Os resultados foram discutidos considerando-se o efeito do processo executivo e das tensões residuais. Paralelamente às análises, foi verificada a acurácia e a validade da metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), a qual foi utilizada nas análises. A referida metodologia relaciona capacidade de carga com energia, principalmente no entendimento do comportamento quando o nível de deformação ou recalque atingido durante as provas de carga foi de pequena magnitude.

Uma ressalva sobre o significado físico do primeiro ponto de inflexão da metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) será feita, pois o primeiro ponto de inflexão ocorre quando se inicia a plastificação do fuste, passando, então, a base a sofrer maior compressão a partir de maior nível de deformação ou recalque. Ou seja, a base começa a ser mobilizada antes do primeiro ponto de inflexão, entretanto a sua contribuição passa a ser preponderante no comportamento da estaca a partir do primeiro ponto de inflexão. Destaca-se ainda que, segundo os resultados de laboratório apresentados por Silva (1992) e Quezado (1993), a solicitação da base se iniciaria ainda ao longo do primeiro trecho e com intensidade proporcional à resistência de ponta e provavelmente inversamente proporcional ao comprimento da estaca.

Na Figura 4.65, procurou-se a relação existente entre a energia ou trabalho necessário para escavar uma estaca e a sua capacidade de carga, no caso, predominantemente a capacidade lateral identificada pela metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010). Verifica-se que, para o caso estudado, a energia necessária para escavar cada estaca é proporcional ao atrito lateral da estaca, isto é, à energia necessária para escavar a estaca.

Salienta-se que, neste caso, por se tratar de estacas escavadas ou do tipo hélice, a tensão residual na base, provocada pela condição de retração do concreto (característica do concreto da região), pode ser desprezada, sendo admitida como certa e exata a carga medida na ponta

ou base da estaca instrumentada. Leva-se em conta que as leituras da instrumentação na ponta da estaca refletem os fenômenos que ocorreram antes e depois da concretagem, como o alívio de tensões provocado pelo encurtamento da estaca, entre outros, captando, em qualquer caso, o real comportamento da ponta da estaca, em termo de capacidade de carga e deformabilidade. Portanto, os resultados da instrumentação não afetaram as análises realizadas sobre a metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008, 2010), pois se utilizarão apenas os resultados das leituras da base estaca.

Tabela 4.2 – Características Geométricas das estacas instrumentadas e ensaiadas.

Estaca	Endereço	Tipo	Sítio	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)
E212G	SQN 212, Bloco G, Brasília-DF	Hélice	10	40	18,50
PCAI	SMAS – Lote C – Trecho 01 – Guará-DF	Hélice	2	40	15,28
PCCI	SMAS – Lote C – Trecho 01 – Guará-DF	Hélice	2	40	15,12
CGA - 14	SPO Lote 01Brasília-DF	Hélice	11	80	17,50
CG-14	SPO Lote 01Brasília-DF	Hélice	11	80	16,20
COEN	SPO Lote 01Brasília-DF	Hélice	11	80	14,80
EINT	SPO Lote 01Brasília-DF	Hélice	11	80	16,60
CGPLAN	SPO Lote 01Brasília-DF	Hélice	11	80	17,50
PC 02	Setor Hoteleiro, Lote D – Taguatinga -DF	Escavada	12	60	13.12

As estacas dos Sítios 2 e 11 foram instrumentadas e ensaiadas em concordância com os procedimentos detalhados no Item 3.6.1, e a metodologia adotada nos ensaios realizados no Sítios 10 e 12, foi detalhada por Soares (2003). Para estimar o efeito das tensões residuais nas provas de carga instrumentadas realizadas, utilizou-se o *software Unipile* desenvolvido por Goudreault & Fellenius (1990), discutido no Capítulo 2 e minuciosamente detalhado por Anjos (2006). Nas estimativas obtidas através do *software Unipile*, foram utilizados os mesmos coeficientes de ajuste retroanalizados por Anjos (2006), pois as estacas foram executadas no mesmo perfil geológico-geotécnico.

4.2.2.1 Sítio 2 – Resultado das Provas de Cargas Instrumentadas e Análises

Executaram-se, no Sítio 2, duas provas de cargas sobre estacas tipo hélice contínua PCCI e PCAI, apresentadas na Figura 4.18 e executadas, respectivamente, próximas dos furos de sondagem SP 01 e SP15 com nível de água localizado a 7,0 m de profundidade (Tabela 4.3), cujos resultados e análises obtidas através das instrumentações foram apresentados preliminarmente por Camapum de Carvalho *et al.* (2010).

Tabela 4.3 – Sondagem SPT realizada próxima à estaca PCCI e PCCA – Sítio 2.

Profundidade	PCCI	PCCA	Tipo de Solo
	SP 15	SP 01	
1	4	2	Aterro
2	2	2	Argila Arenosa
3	2	2	
4	2	2	
5	2	2	
6	2	2	
7	2	2	
8	2	4	
9	2	4	
10	4	6	
11	4	8	
12	8	11	
13	6	33	
14	14	50	
15	25	33/15	
16	48	35/15	
17	52	37/15	
18	63/28	49	
19	26	49	
20	35	45	
21	41	46	
22	49	48	

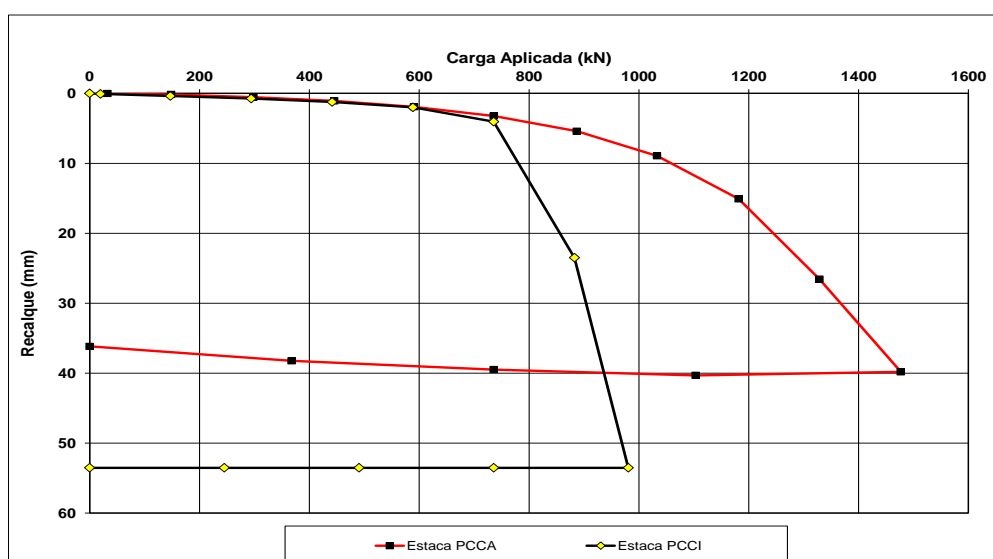


Figura 4.18 – Curva Carga versus recalque PCCI e PCCA – Sítio 2.

Em termos de ruptura, os resultados das provas de cargas realizadas sobre as estacas PCCI e PCCA podem ser analisados em termos de energia, apenas observando-se a energia elástica na curva de descarga. Observa-se, neste caso, que a estaca PCCI não apresenta recuperação elástica, o que indica que sua capacidade resistiva foi saturada. Já a estaca PCCA recuperou quatro milímetros, isto é, aproximadamente o encurtamento elástico imposto, indicando, provavelmente, que, apesar do ensaio apresentar deformações plásticas importantes, a estaca ainda poderia suportar mais um estágio de carregamento, evidentemente respondendo com recalque elevado.

Visando obter informações relativas à transferência de carga ao longo da profundidade, as estacas PCCI e PCCA foram instrumentadas em cinco níveis ao longo da profundidade:

- A estaca PCCI foi instrumentada nas profundidades de 0,5 m; 5,0 m; 9,5 m; 11,5 m e 14,8 m, sendo o nível 0,5 m o de referência;
- A estaca PCCA nas profundidades de 0,5 m; 4,0 m; 8,5 m; 12,5 m e 14,8 m, sendo o nível 0,5 m o de referência.

A Figura 4.19 e a Figura 4.20 apresentam os resultados obtidos por meio da análise das instrumentações e a transferência de carga ao longo da profundidade nas provas de carga PCCI e PCCA. Para análise da instrumentação, adotou-se o módulo de elasticidade obtido na seção de referência da estaca (extensômetro posicionado no topo da estaca), mediante curvas tensão-deformação, segundo faixas de deformação e a metodologia de Fellenius (2001). Na instrumentação da estaca PCCA, as análises ficaram prejudicadas, pois foram danificados dois níveis de instrumentação, restando três níveis confiáveis: o de referência a 0,5 m, o instalado a 4,0 m e o posicionado a 8,0 m de profundidade.

Analisando-se a instrumentação da estaca PCCI, no carregamento total de 980,7 kN, foi transferida, ao fuste instrumentado, uma carga máxima de 860 kN equivalente a 87,7%. Observa-se, ainda, que as linhas de transferência de carga até 8,0 m de profundidade, referentes às cargas aplicadas de 900 kN e 1000 kN, são paralelas, o que aponta para a constância da transferência de carga ao fuste da estaca.

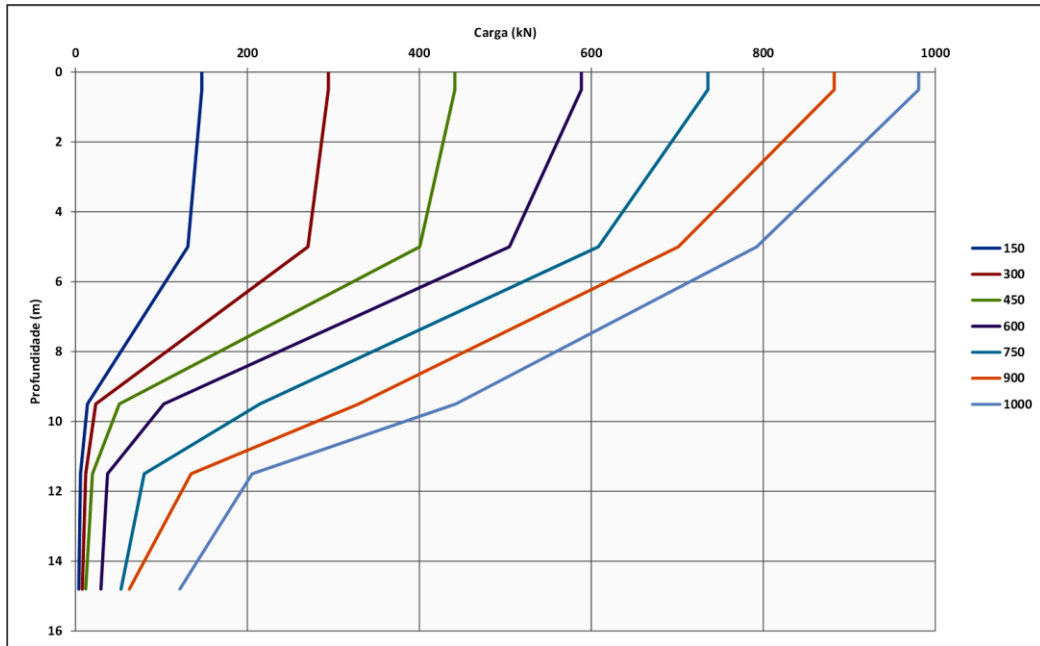


Figura 4.19 – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca PCCI – Sítio 2.

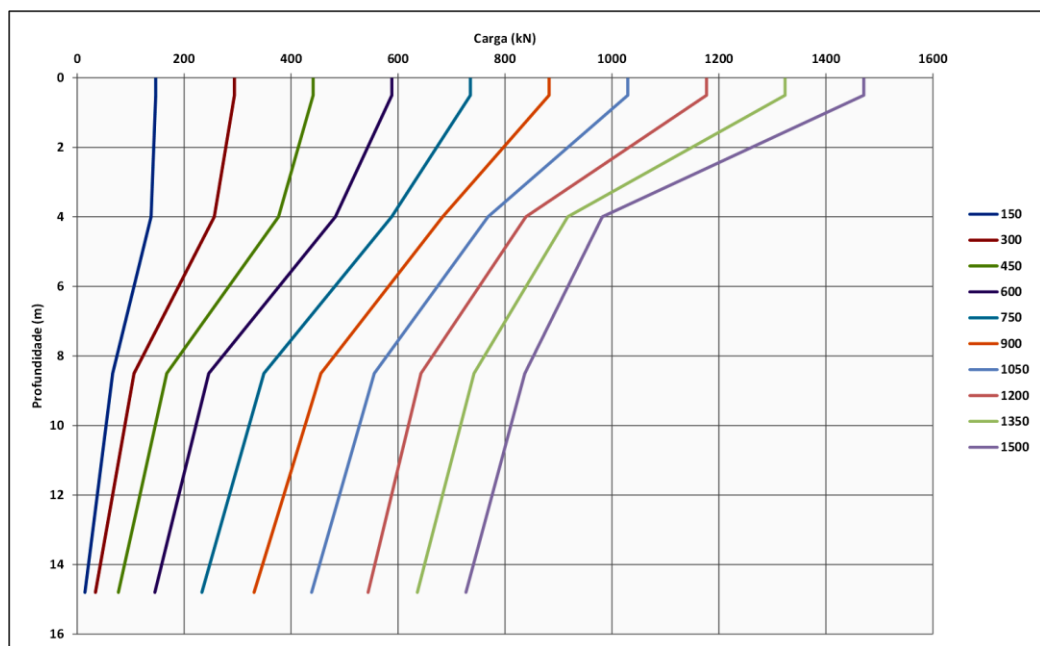


Figura 4.20 – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca PCCA – Sítio 2.

A Figura 4.21a foi obtida a partir dos resultados da prova de carga sobre a estaca PCCI, plotando-se o aumento de transferência de carga dividido pelo incremento de carga no topo da estaca em função da carga aplicada. Analisando-se o último ponto da Figura 4.21a, referente à instrumentação instalada aos 14,50 m, próximo à ponta da estaca, observa-se que a transferência de carga começa a acontecer a partir da aplicação da carga de 450 kN. Observa-

se ainda que, após a carga de 750 kN, o incremento de transferência de carga é menor quando comparado com o de 14,80 m, sinalizando o início da plastificação.

Na estaca PCCA, apesar do problema na instrumentação, pode-se, através da analogia entre os dois ensaios realizados no Sítio 2, verificar que a ponta foi mobilizada a partir de 735 kN, pois se verifica uma diminuição no incremento de carga do fuste até os 8,0 m. Para o carregamento máximo de 1471 kN, por meio da analogia entre os dois ensaios (percentual de carga transferida até os 8,00 m), obtém-se, ao longo do fuste instrumentado, uma carga máxima de 744 kN equivalente a 50,6%. Esses valores estão próximos de transferência de carga lateral para os fustes das duas estacas, o que era esperado, pois a somatória dos N_{SPT} nas sondagens SP 01 e 15 (Tabela 4.3) apresenta resultados semelhantes ao longo do fuste.

Na Figura 4.21b, mostra-se a situação obtida por meio da análise dos resultados da prova de carga PCCA e da interpretação, na qual se utilizou procedimento análogo ao realizado para a estaca PCCI na interpretação. No caso, a ponta estaria sendo mobilizada a partir de 735 kN e se pode observar, para esta profundidade, a tendência a diminuir o incremento a partir da carga de 900 kN.

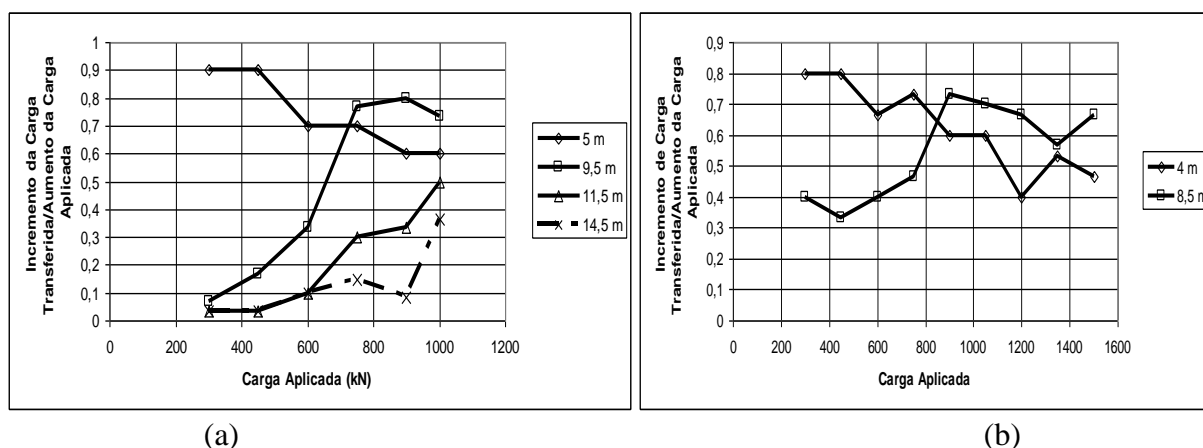


Figura 4.21 – Incremento da carga transferida em função da carga aplicada – PCCI (a) e PCCA (b) – Sítio 2.

4.2.2.1.1 TENSÕES RESIDUAIS – PROVAS DE CARGA SÍTIO 2

Tensões residuais podem surgir da dissipação do excesso da poropressão de água para estacas ou trechos de estaca situados abaixo do nível d'água, do aumento ou redução de sucção em função do equilíbrio de energia com o maciço, da retração e expansão do concreto ocorrida

durante o processo de cura ou, no caso, das estacas cravadas, devido a deformações ocorridas no processo de cravação.

Analisando-se a Figura 4.21a, curva do incremento de carga transferida/aumento da carga aplicada *versus* carga aplicada para a estaca PCCI, observa-se que, no segundo trecho (níveis de 9,5 a 14,5 m), a declividade das curvas de transferência aumenta significativamente a partir da carga de 450 KN, ou seja, aparentemente até esta carga estaria sob efeito das tensões residuais na instrumentação. Para o primeiro trecho (níveis até 5,0m), embora este limite de tensão seja aproximadamente mantido, a declividade da curva de transferência passa a diminuir em vez de aumentar. Cabe esclarecer que o aumento de declividade significa que mais carga está sendo transferida entre os dois pontos e o contrário se dá para a diminuição da declividade. Portanto, a tensão residual teria então exatamente o efeito mostrado. Cabe, porém, observar o comportamento da transferência de carga nos dois últimos níveis em que transferência aumenta até a carga de 600 kN e diminui a partir dessa carga. As análises requerem maiores reflexões, mas, no todo, o conjunto de resultados mostra-se coerente, conduzindo à ilação de que tensões residuais provocadas ou por retração do concreto, ou por sucção ou ainda pelo processo executivo, estão presentes.

Diante deste contexto, tentou-se estimar as tensões residuais e a hipotética curva de distribuição de cargas ao longo da profundidade por meio do *software Unipile*, desenvolvido por Goudreault & Fellenius (1990), comparando-as com as obtidas da prova de carga instrumentada. No caso, estimaram-se as tensões da prova de carga PCCI com instrumentação integral, ao contrário da PCCA que teve parte da instrumentação danificada durante a instalação. Partiu-se dos parâmetros $\beta_{(z)}$ e N_t , coeficientes de fuste e base, retroanalisados por Anjos (2006) e o peso específico do solo (γ) e a coesão (c), obtidos durante a caracterização geotécnica do Sítio 2.

Na Figura 4.22, verifica-se que foi possível simular a curva hipotética de transferência de carga através do *software Unipile*, entretanto foi necessário ajustar a curva de transferência de carga para aproximá-la da curva obtida em campo, procedimento que deixa as análises dependentes dos parâmetros geotécnicos e dos parâmetros $\beta_{(z)}$ e N_t adotados, conseqüentemente, sujeitas a erros, pois as análises dependem da existência, acurácia e confiabilidade dos parâmetros e da experiência do engenheiro geotécnico ao adotá-los. O primeiro passo foi retroanalisar a curva de transferência de carga obtida pela instrumentação,

procurando obter uma curva próxima da obtida pela instrumentação. A partir desta curva, obteve-se uma primeira estimativa para as tensões residuais, que não coincidiam com a linha neutra identificada pela instrumentação, aproximadamente localizada aos 11,50 m. Foi necessário ajustar a curva de tensões residuais para coincidir com a linha neutra identificada pela instrumentação, através dos parâmetros apresentados na Tabela 4.4. Salienta-se que as tensões residuais estimadas pelo programa *Unipile* dependem das funções $\beta_{(z)}$ e N_t , as quais, por sua vez, dependem da magnitude das deformações do concreto, da sucção, do tipo de solo e de suas características geotécnicas e mineralógicas, entre outros fatores. Essa situação limita as análises através do *software* que foi desenvolvido e é utilizado nas análises de provas de cargas executadas em estacas implantadas em outro contexto geológico-geotécnico.

A instrumentação foi instalada imediatamente após a concretagem da estaca PCCI, ficando sujeita às tensões geradas durante o processo de cura da estaca. A influência do tubo metálico que protege a instrumentação foi desconsiderada, item 3.6.1.

Tabela 4.4 - Parâmetros retroanalizados – Sítio 2.

Parâmetro	Profundidade (m)			
	0 a 4	4 a 9	9 a 15	Base
ρ (kg/m ³)	1500	1700	1750	
c (kPa)	5	10	10	
β	0,4	0,35	0,4	
N_t	-	-	-	4

Ainda se observa, na Figura 4.22, que a previsão da linha de transferência de carga na profundidade de 12,00 m pelo programa *Unipile* registra uma diferença de 180 kN, quando comparada com a hipotética curva de transferência de carga (somatória da curva de tensões residuais com a da instrumentação). Mas, neste caso, apesar das diferenças registradas por meio do programa *Unipile*, pode se considerar que a retroanálise do ensaio via *Unipile* foi satisfatória em termos de tensões residuais e da hipotética curva transferência de carga.

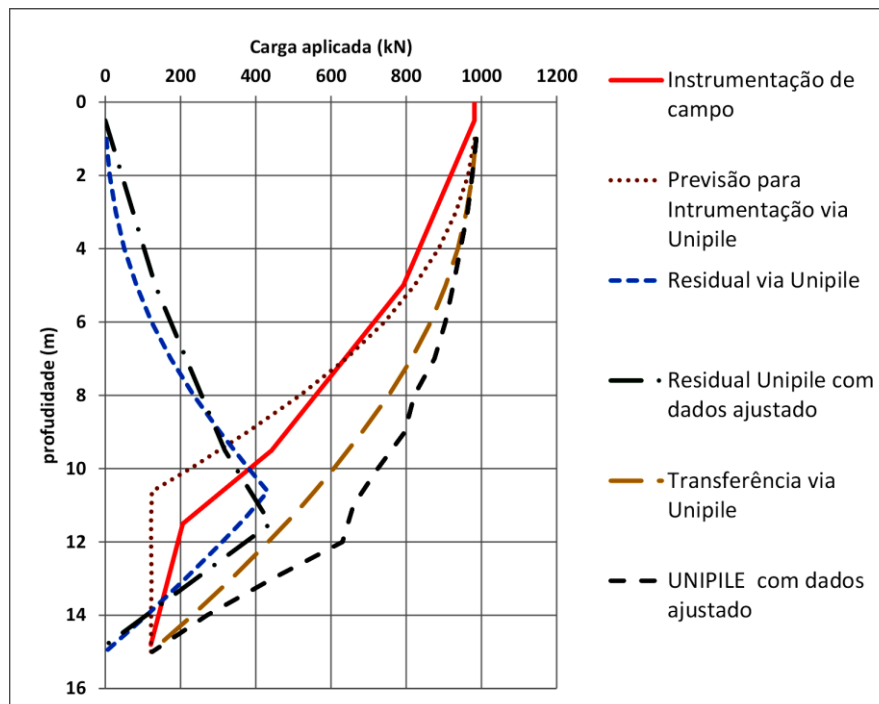


Figura 4.22 – Previsões de tensões residuais e transferência de carga através do *Software Unipile* – Sítio 2.

4.2.2.1.2 METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO *ET AL.* (2008 E 2010) – PROVAS DE CARGA SÍTIO 2

Utilizaram-se os resultados analisados na instrumentação, comparando-os com os obtidos pela metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), descrita no item 3.6.2.4. Procurando minimizar a influência do observador, escolheram-se os trechos de domínio do atrito, ponta e plastificação, adotando-se os pontos que gerassem as retas com o maior coeficiente de correlação linear (R^2).

Analisando-se a Figura 4.23 e a Figura 4.24, para a prova de carga realizada na estaca PCCI, verifica-se que o ponto de encontro do primeiro com o segundo trecho da curva carga *versus* coeficiente de recalque, e que divide, neste caso, a região de domínio do atrito da região de domínio da ponta, acontece em 580kN. O primeiro ponto corresponde à tensão para qual já ocorreu a saturação do atrito lateral cuja base passa a sofrer maiores solicitações, ou seja, ele divide a região onde o atrito lateral comanda o comportamento da fundação da região, em que a resposta da ponta passa a ser importante na resposta da fundação, em termos de carga *versus* recalque. Nos gráficos carga *versus* recalque imediato e recalque por adensamento e/ou secundário, os pontos identificam, respectivamente, as cargas de 580 e 550 kN como de

mudança de comportamento. Esses resultados corroboram os obtidos na instrumentação nos quais se observa que a ponta passa a ser mobilizada entre 450 e 600 kN.

Verifica-se também que o segundo ponto de encontro identifica a carga de início das deformações plásticas que devem ser levadas em consideração nas análises de comportamento das fundações, ou seja, apesar de deformações plásticas ocorrerem durante todo o carregamento, a partir deste ponto ou carga, elas passam a comandar o comportamento da fundação em termos de carga *versus* recalque. Este segundo ponto é encontrado em 875 kN, 875 kN e 730 kN, respectivamente, para os gráficos carga *versus* coeficiente de recalque, recalque imediato e recalque secundário. Esses valores corroboram os da instrumentação que registrou mobilização significativa de ponta a partir do carregamento de 750 kN.

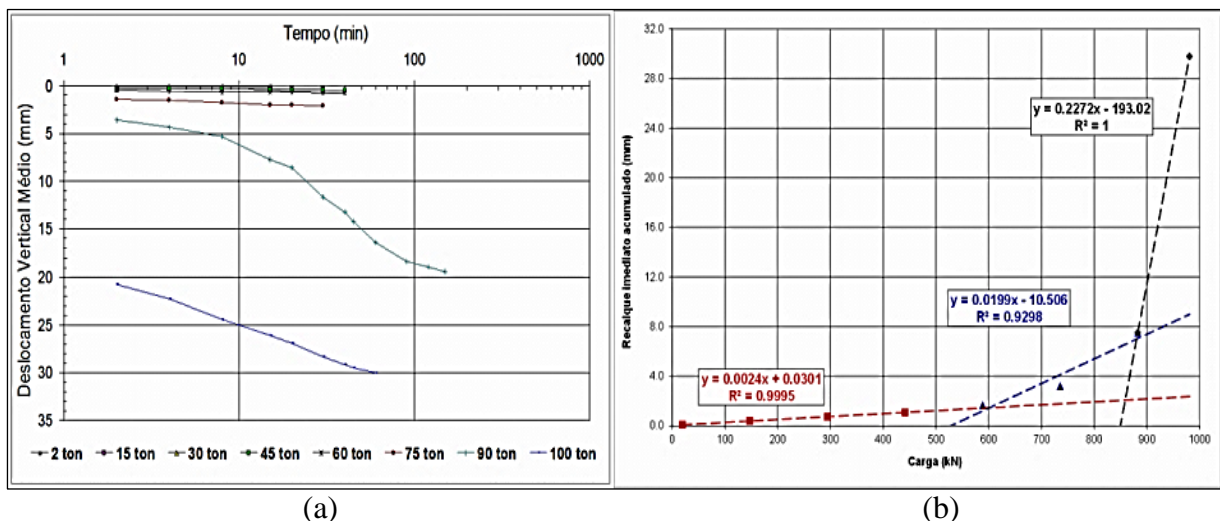


Figura 4.23 – Curvas tempo *versus* deslocamento vertical (a) e carga *versus* coeficiente de recalque (b) – PCCI – Sítio 2.

Camapum de Carvalho *et al.* (2010) lembram que, devido à linearidade da parte final das curvas recalque *versus* tempo em escala logarítmica, pode-se ainda, a partir desse gráfico, estimar os recalques, em longo prazo, a que a fundação isolada se submeteria para a carga aplicada. A estimativa evidentemente não corresponderá necessariamente com exatidão aos recalques que ocorrerão na obra, pois nela intervém, por exemplo, a redistribuição das cargas nas fundações, modificando o valor do recalque estimado.

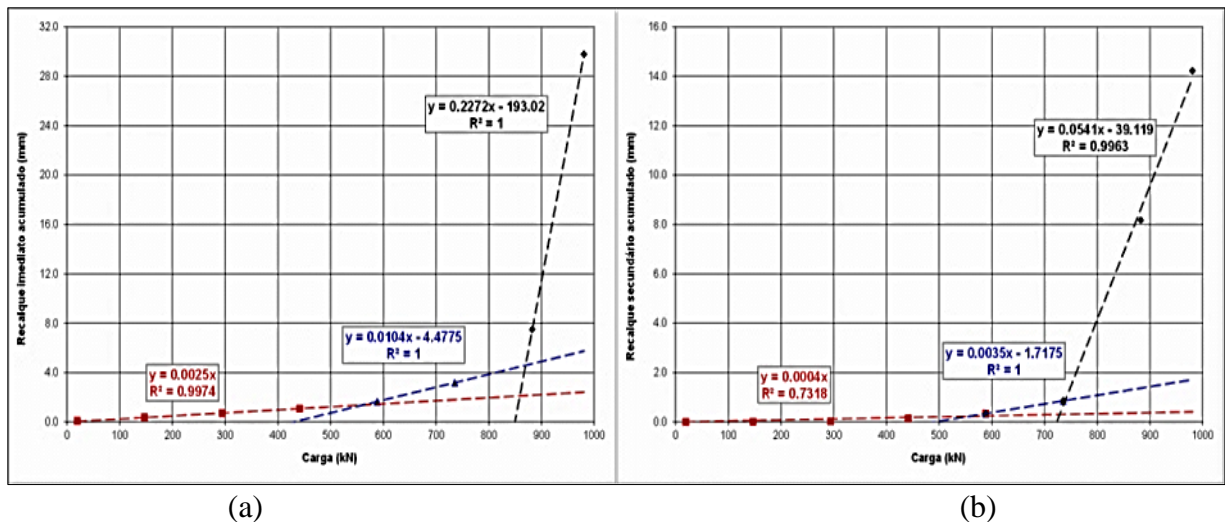


Figura 4.24– Carga *versus* Recalque imediato acumulado (a) e Carga *versus* Recalque secundário (b) – PCCI – Sítio 2.

Analisando-se a Figura 4.25 e a Figura 4.26, para a prova de carga realizada na estaca PCCA, verifica-se que o ponto de encontro do primeiro com o segundo trecho no gráfico carga *versus* coeficiente de recalque, que define o início do domínio da ponta, é de 725 kN. Nos gráficos carga *versus* recalque imediato e recalque por adensamento e/ou secundário, os pontos identificados foram de 675 kN e 680 kN, respectivamente. Os resultados corroboram os obtidos na instrumentação onde se observou que a ponta passou a ser mobilizada significativamente a partir de 735 kN.

Verifica-se também que o segundo ponto de encontro, que identifica a carga de início das deformações plásticas importantes ou o início do domínio da plastificação, encontra-se em 1060 kN, 1125kN e 1110 kN, respectivamente para os gráficos carga *versus* coeficiente de recalque, recalque imediato e recalque por adensamento e/ou secundário. Apesar da análise da instrumentação ter ficado prejudicada, observou-se uma mudança de comportamento a partir de valores próximos dos verificados pela instrumentação. Nas análises realizadas, identificou-se essa mudança a partir dos 900 kN.

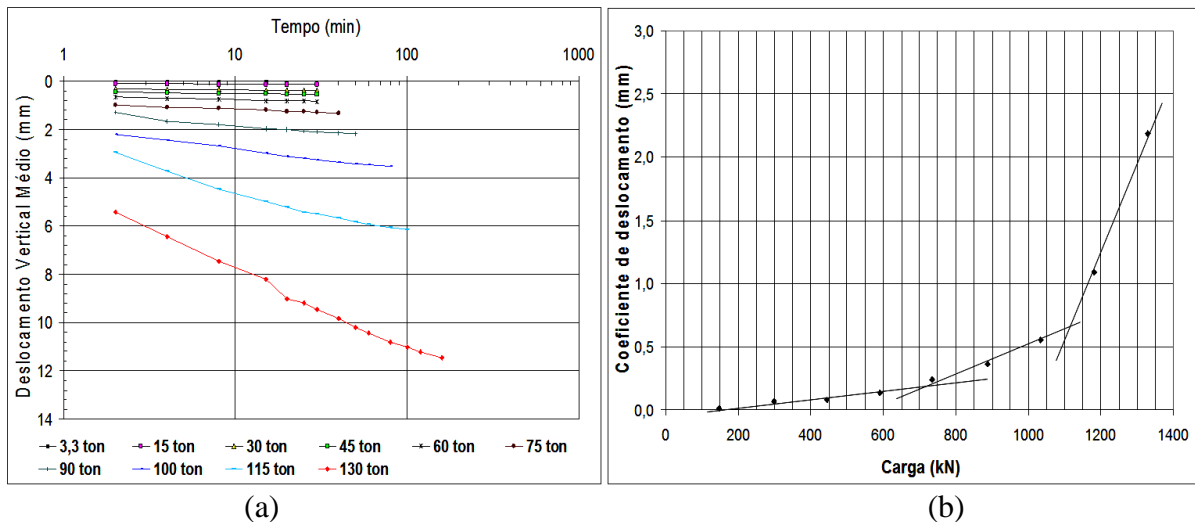


Figura 4.25 – Curvas tempo *versus* deslocamento vertical (a) e carga *versus* coeficiente de recalque (b) – PCCA – Sítio 2.

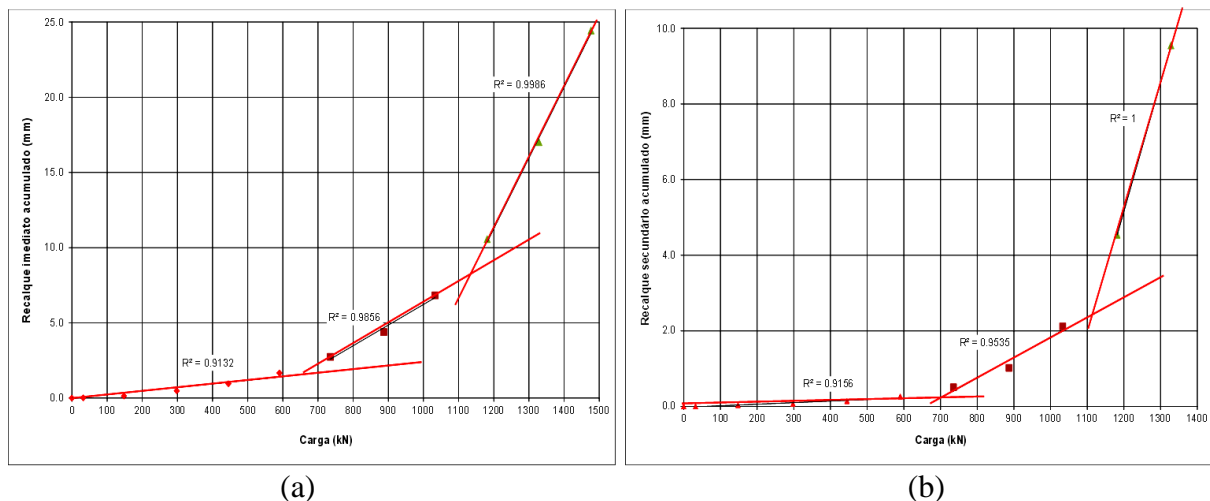


Figura 4.26 – Carga *versus* recalque imediato acumulado (a) e carga *versus* recalque por adensamento (b) – PCCA – Sítio 2.

O conjunto de análises realizadas nos ensaios do Sítio 2 mostra-se coerente e pode subsidiar o entendimento do comportamento das estacas sob carregamentos verticais.

4.2.2.2 Sítio 10 – Resultado das Provas de Cargas Instrumentadas e Análises

Executou-se, no Sítio 10, uma prova de carga instrumentada sobre a estaca E212G com características geométricas e endereço do sítio, apresentado na Tabela 4.2. Os resultados preliminares e a caracterização são apresentados na Figura 4.27 (Silva *et al.*, 2002).

A Figura 4.28 apresenta os resultados obtidos no ensaio, que se referem ao recalque médio medido por quatro extensômetros mecânicos diametralmente opostos. Interrompe-se a prova

de carga em 1100 kN por deficiência do sistema de reação, verificando-se um recalque de 23,0 mm no estágio.

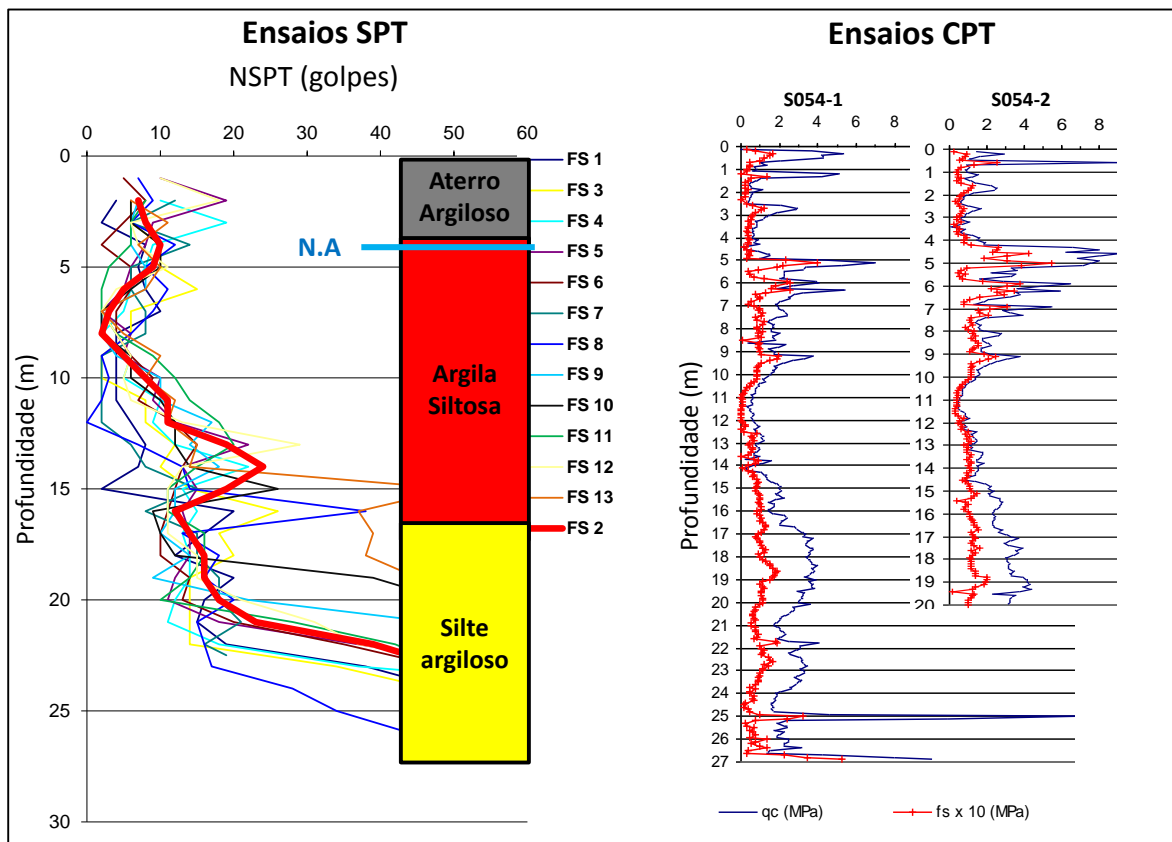


Figura 4.27 – Ensaio SPT e CPT (resistência de ponta (qc) e resistência lateral (fs)) - Sítio 10 (Silva *et al.*,2002).

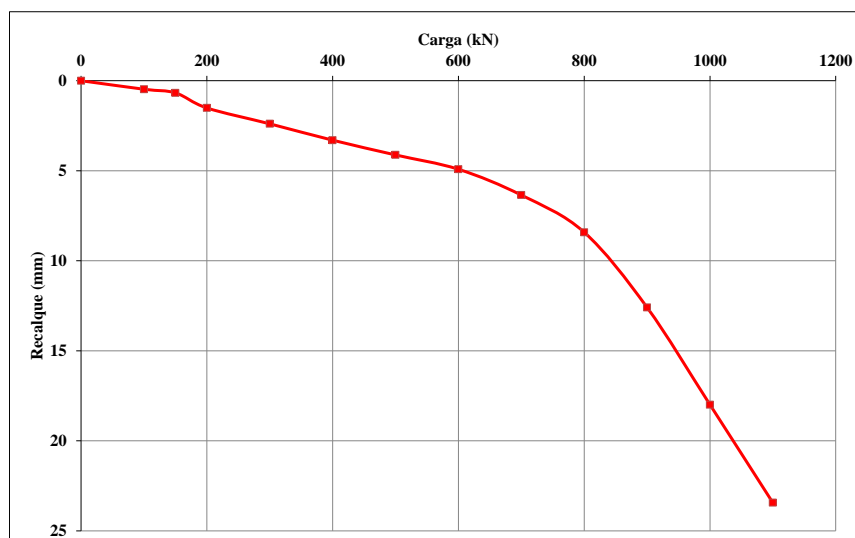


Figura 4.28 – Curva carga *versus* recalque da estaca E212G – Sítio 10.

Fotos, detalhes e descrição da instrumentação e do ensaio são apresentados detalhadamente em Silva *et al.* (2002). A Figura 4.29 apresenta os resultados obtidos por meio da análise das

instrumentações e a transferência de carga ao longo da profundidade da estaca E212G. Para análise da instrumentação, adotou-se o módulo de elasticidade obtido na seção de referência da estaca (extensômetro posicionado no topo da estaca), mediante curvas tensão-deformação segundo faixas de deformação e a metodologia de Fellenius (2001). Os extensômetros foram instalados nas profundidades de 0,25 m; 4,25 m; 8,25 m; 12,25 m; 16,25 m e 18,31 m.

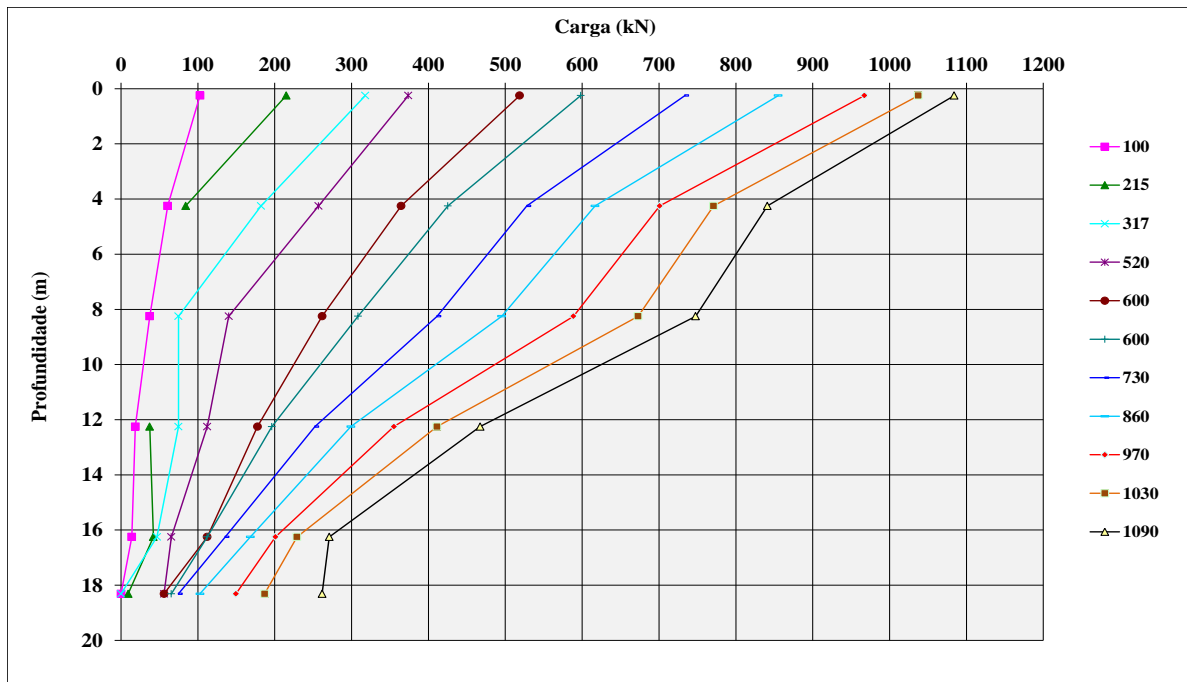


Figura 4.29 – Resultado da Instrumentação da Estaca E212G – Sítio 10.

Observa-se, na Figura 4.29, que, no carregamento do último estágio, 1100 kN, foi transferida ao fuste instrumentado uma carga de 825 kN equivalente a 75,0% da carga de ensaio.

4.2.2.2.1 TENSÕES RESIDUAIS – PROVA DE CARGA DO SÍTIO 10

As tensões residuais na prova de carga realizada no Sítio 10 foram analisadas por Anjos (2006) através do *software Unipile*, desenvolvido por Goudreault & Fellenius (1990). Os parâmetros retroanalizados coeficientes de fuste ($\beta(z)$), coeficiente de base (N_t), coesão (c) e peso específico do solo (γ) são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Parâmetros retroanalizados (Anjos, 2006).

Parâmetro	Profundidade (m)				
	0 a 4	4 a 9	9 a 14	14 a 18	Base
$\rho_t(\text{kg/m}^3)$	1529	1681	1732	1784	
c (kPa)	5	8	5	8	
β	0,4	0,35	0,4	0,35	
N_t	-	-	-	-	4

A Figura 4.30 apresenta os resultados obtidos através do *software Unipile* e a comparação com o resultado da instrumentação e do CPT. Segundo Anjos (2006), os resultados obtidos pelo *Unipile* registram o plano neutro a 11,7 m com valor para carga residual de 570 kN e distribuição via CPT próxima à obtida com a instrumentação.

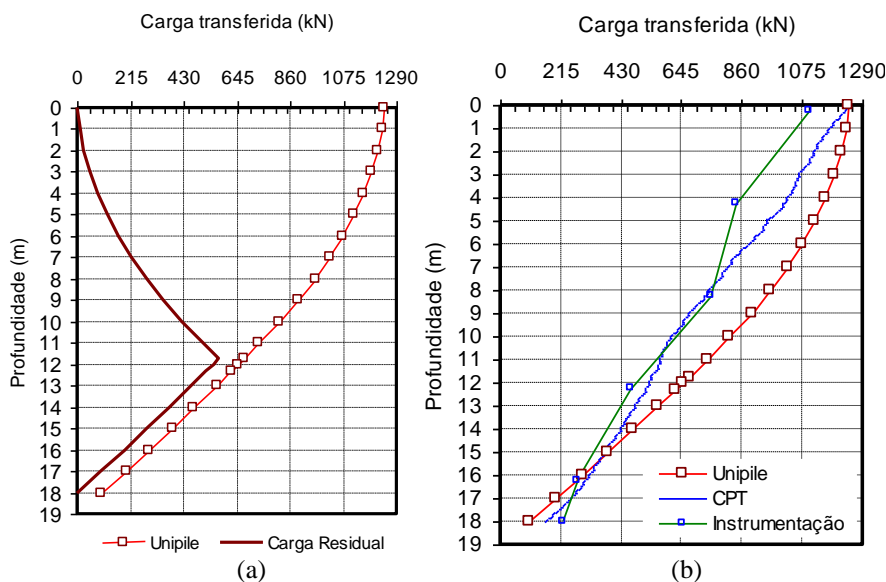


Figura 4.30 - Distribuição da carga em profundidade – Sítio 10 (Anjos, 2006).

Entretanto, neste caso, as estimativas realizadas via *Unipile* por Anjos (2006) destoam da esperada transferência de carga, pois a soma da carga residual (570 kN) com a carga obtida na instrumentação (535 kN) na linha neutra (11,70m) é de 1105 kN. Isso significa que a carga aplicada, implica insignificante transferência de carga até esta profundidade, destoando do esperado e da própria estimativa de transferência feita via *Unipile*. Mas, como o *Software* permite a retroanálise, conseqüentemente, poder-se-iam ajustar estas curvas através de novas funções de atrito (β) e ponta (N_t). Provavelmente o tipo de cimento e concreto utilizados, combinado com as condições de cura do concreto desta estaca foram satisfatórias, reduzindo ou até eliminando a retração do concreto e conseqüentemente minimizando as tensões residuais provenientes da retração do concreto. Salienta-se que a retração do concreto e o seu efeito são simulados através de parâmetros pré-estabelecidos pelo *software Unipile* e através das funções de atrito (β) e ponta (N_t).

4.2.2.2.2 ANÁLISE NUMÉRICA DA PROVA DE CARGA REALIZADA NO SÍTIO 10

Fazendo um contraponto às análises realizadas via *software Unipile*, realizou-se uma modelagem numérica-experimental da prova de carga realizada no Sítio 10, para verificar se, a partir da retroanálise em programas computacionais que tenham com base elementos finitos,

seria possível obter as curvas de transferência de carga com acurácia. A metodologia adotada partiu do tratamento dos dados e da retroanálise dos parâmetros do solo, por meio de simulação numérica, sendo utilizado para isto o programa PLAXIS 2D (análise axissimétrica), baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF).

Salienta-se que as análises foram realizadas e apresentadas por Soares (2003) e por Soares *et al.* (2008) os quais apresentaram resultados que fazem parte desta pesquisa. Os autores verificaram que os resultados obtidos apresentaram uma aproximação razoável, com pequenas discordâncias nas cotas superficiais, no que diz respeito ao resultado da prova de carga em si e da instrumentação de carga, quando comparados com a simulação.

Uma vez obtidos os valores correspondentes de carga x recalque e a transferência de carga, procedeu-se a simulação das provas de carga no Plaxis 2D. O programa pode ser utilizado em problemas estáticos e dinâmicos, levando-se em consideração questões relacionadas com a não-linearidade e os fenômenos transientes. Pode-se, ainda, considerar casos de carregamento por estágios de aplicação, o que possibilita a modelagem de provas de carga em fundações, sendo largamente empregados na área geotécnica em problemas sob condições de tensões e deformações planas e de axissimetria. O Plaxis 2D utiliza vários modelos constitutivos que consideram comportamento não linear, dependente do tempo e da anisotropia (elástico linear, Mohr-Coulomb, modelo com amolecimento, modelo com endurecimento e fluência). Maiores detalhes sobre o *software* e a descrição das etapas de processamento são apresentados por Soares (2003) e Soares *et al.* (2008).

Para modelagem das provas de carga, foram necessários os seguintes dados de entrada:

- Geometria das estacas, definição das camadas de solos dos locais estudados (obtidos via resultados de SPT);
- Propriedades dos materiais (retroanalizados);
- Carregamentos atuantes e recalques medidos, além da transferência de carga medida durante o ensaio.

Soares *et al.* (2008) apresentaram, na Tabela 4.6, as propriedades dos materiais utilizados obtidos através da retroanálise das provas de carga e das sondagens SPT, para reproduzir a curva carga *versus* recalque do ensaio realizado em uma análise 2D axissimétrica.

Tabela 4.6 - Parâmetros de solo obtidos via Plaxis 2D axissimétrico - Sítio 10 (Soares, 2003).

Camada	Profundidade (m)	$E \times 10^3$ (kPa)	ν	γ_d (kN/m ³)	γ_n (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
1	0-4	30	0,3	16,50	18,00	10	25
2	4-8	25	0,3	16,50	18,00	15	27
3	8-15	25	0,3	16,50	18,00	5	27
4	15-25	30	0,3	16,50	18,00	5	27

O módulo maior da camada 1, quando comparado com a camada 2, é justificado por se tratar de um aterro consolidado. Para o modelo, foi considerado para o material da estaca, concreto, as seguintes características: $E_c = 25$ GPa; $\nu = 0,20$ e $\gamma = 25$ kN/m³. A partir dos modelos idealizados, analisaram-se e compararam-se os resultados obtidos na prova de carga E212G com os da simulação.

Na Figura 4.31, são apresentados os resultados obtidos na simulação 2D axissimétrica para a estaca E212G, que foi analisada em termos de carga *versus* recalque e transferência de carga.

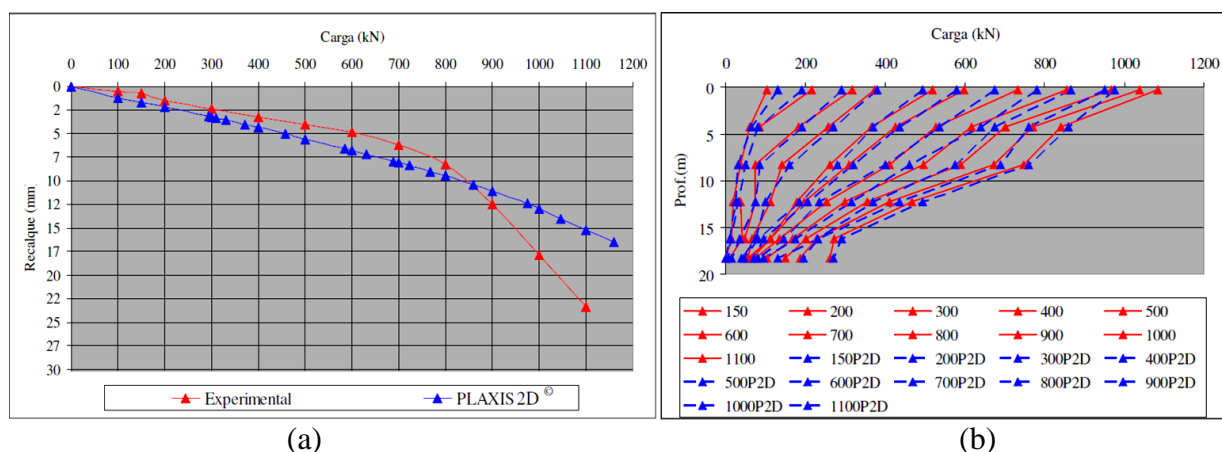


Figura 4.31–a) Comparação entre as Curvas Carga x Recalque medidas e simuladas no Plaxis 2D para a estaca hélice contínua E212G; e b) Comparação da Transferência de Carga medida ao longo da estaca hélice contínua E212G, simulação Plaxis 2D – Sítio 10 (Soares, 2003) e Soares *et al.*, 2008).

Nos gráficos de transferência de carga, os números apresentados nas legendas representam os carregamentos aplicados para cada profundidade instrumentada. Onde se vê apenas o número, pode-se constatar o valor medido; onde aparece o número seguido de P2D, podem-se verificar as cargas simuladas Plaxis 2D, com curvas de transferência de cargas obtidas a partir das tensões calculadas na simulação do Plaxis 2D para cada profundidade, utilizando-se os parâmetros de solo retroanalisados.

Observando-se os gráficos de curva *versus* recalque, pode-se verificar que houve uma boa concordância entre as curvas reais e as simuladas para os parâmetros de solo retroanalizados. Observa-se que, neste caso, a influência das tensões residuais não foi avaliada. Provavelmente o bom resultado obtido por meio da modelagem deva-se à pequena influência das tensões residuais neste ensaio, o que permitiu analisar o carregamento a partir de considerações básicas, com o adotado para o estado de tensões. Salienta-se que, através do *software* Plaxis, é possível considerar a função $\beta(z)$ e N_t que leva em conta a existência de tensões residuais no ensaio. Entretanto, ressalta-se que os parâmetros utilizados na retroanalizados pelos *softwares* Plaxis 2D e *Unipile*, influenciam decisivamente o resultado final da modalagem e podem, se mal avaliados, mascarar as análises, por exemplo, em termos de tensões residuais. Isso porque, dependendo dos parâmetros adotados, podem mascarar a influência das tensões residuais, conduzindo as análises na direção da não influência ou da inexistência das tensões residuais. Entretanto, fica evidente que, apesar de as curvas modeladas apresentarem alguma dispersão em relação às curvas experimentais, a utilização de simulações numéricas, a partir de parâmetros e do estado de tensões bem avaliados, podem se constituir em importantes ferramentas nas análises e na tomada de decisões.

4.2.2.2.3 METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO ET AL. (2008 E 2010) – PROVAS DE CARGA - SÍTIO 10

Analisando-se a Figura 4.32 e a Figura 4.33 para a prova de carga realizada na estaca E212G, observa-se que o gráfico carga *versus* recalque imediato apresentou comportamento característico. Já os gráficos carga *versus* recalque secundário e/ ou coeficiente de deslocamento apresentaram tendência não convencional. Esse comportamento pode ser provocado por procedimentos adotados durante a estabilização do estágio ou por características da estaca. Por exemplo, por se tratar de uma estaca escavada, pode-se, em um primeiro momento, estar apenas compactando o solo solto na base da estaca para posteriormente, em um segundo momento, iniciar-se a mobilização da ponta, justificando-se, assim, a redução na inclinação do terceiro trecho. Lembra-se ainda de que o sistema estava longe da ruptura convencional, aqui convencionalizada na carga correspondente ao recalque de 10 % do diâmetro, podendo o segundo ponto ser apenas uma mudança de comportamento do sistema estaca-solo.

O comportamento do sistema estaca-solo deve ser minuciosamente analisado, pois devido a características intrínsecas do sistema estaca-solo, presentes tanto no solo como na execução e no carregamento da estaca, em alguns casos, é necessário levantar hipóteses e retroanalisar todo o processo.

Verifica-se, na Figura 4.32, carga *versus* recalque imediato acumulado, que o ponto de encontro do primeiro com o segundo trecho da curva carga *versus* coeficiente de recalque, que define o início do domínio da ponta, ocorre em 580 kN, e que o segundo ponto de encontro, que define o início do domínio da plastificação, ocorre em 810 kN. Esse resultado corrobora ~~em~~ os obtidos na instrumentação (Figura 4.31). Observa-se que, entre 450 e 600 kN, a ponta passa a contribuir significativamente, fato registrado nas curvas de transferência ao longo do fuste, as quais estão praticamente paralelas. Pode-se afirmar que o primeiro ponto corresponde à carga que divide o domínio do atrito e da ponta.

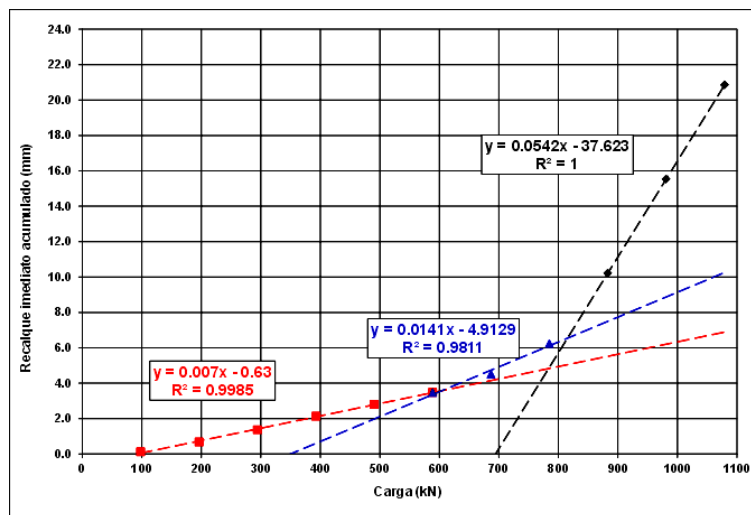


Figura 4.32– Gráficos: Carga *versus* Recalque imediato – E212G – Sítio 10.

Nos gráficos da Figura 4.33, carga *versus* recalque secundário acumulado, o comportamento não está nitidamente identificado, mas se pode verificar o início do domínio da ponta com mobilização significativa da mesma a partir de 625 kN bem como e uma segunda mudança de comportamento em torno de 790 kN. No gráfico carga *versus* coeficiente de deslocamento, a tendência não foi nitidamente identificada, mas também se percebem duas mudanças de comportamento.

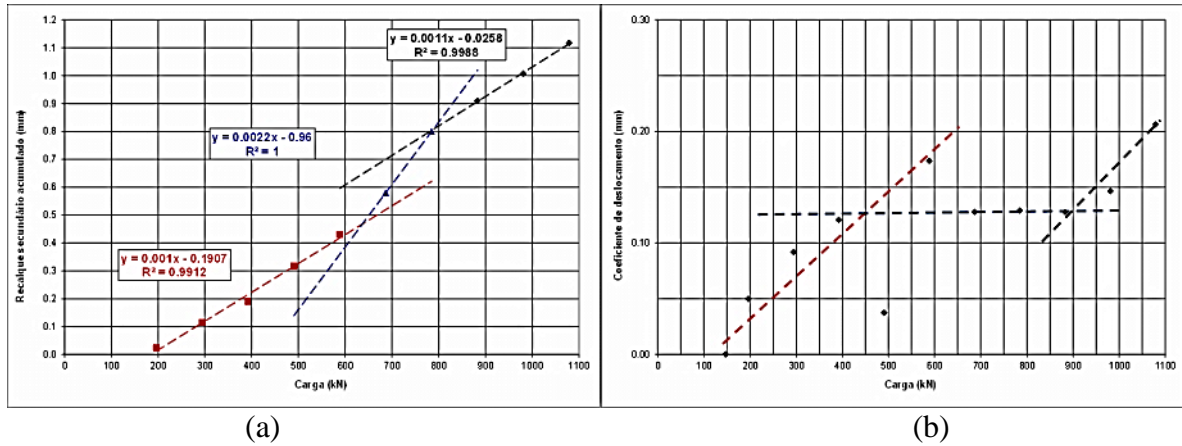


Figura 4.33–a) Carga *versus* Recalque secundário acumulado; e b) carga *versus* Coeficiente de deslocamento – E212G – Sítio 10.

O conjunto de análises realizadas nos ensaios do Sítio 10 mostra-se coerente com a instrumentação, pois, analisando-se a instrumentação (Figura 4.31), verifica-se que, a partir do carregamento de 600 kN, as curvas de transferência de carga para os demais carregamentos apresentam-se paralelas, indicando que o atrito lateral está próximo da capacidade última para este carregamento. Essa carga também é identificada pelo gráfico da Figura 4.34, Carga Aplicada *versus* Incremento de Carga Transferida/Aumento da Carga Aplicada para a ponta da estaca.

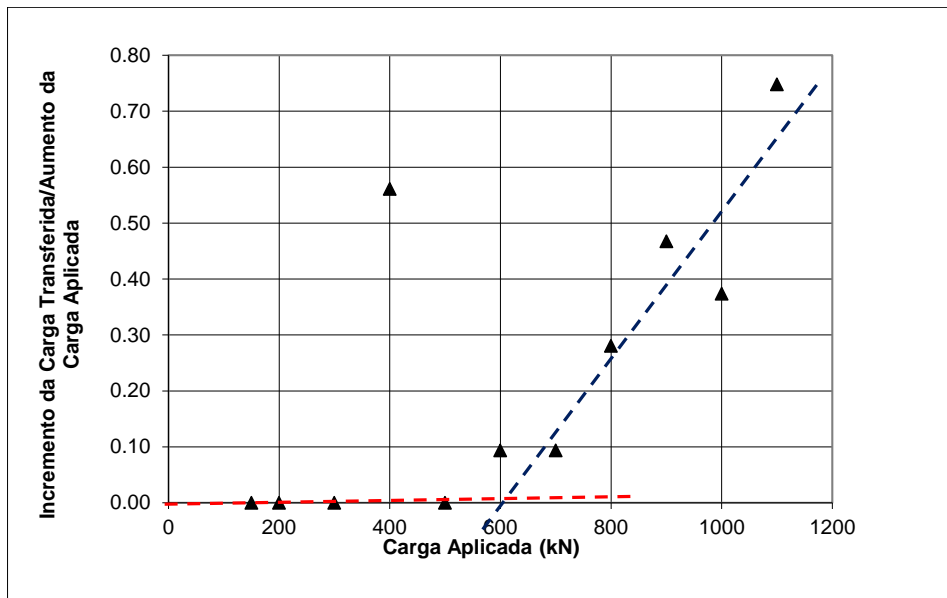


Figura 4.34 - Carga Aplicada *versus* Incremento de Carga Transferida/Aumento da Carga Aplicada na base da estaca E212G -Sítio 10.

4.2.2.3 Sítios 11 e 12 – Resultado das Provas de Cargas Instrumentadas e Análises

Verificou-se, nos Sítios 2 e 10, que a distribuição de carga ao longo da estacas é afetada por tensões residuais, da execução à cura do concreto. Sendo assim, cuidados e precauções nas análises da transferência de carga da estaca para o solo, obtidas via instrumentação, devem ser mais bem avaliados. Leva-se em conta que a real distribuição de carga apenas será levantada com maior precisão, se, pelo menos, as tensões residuais resultantes do processo de cura do concreto forem avaliadas. Por isso, é necessário que as leituras da instrumentação iniciem imediatamente após a concretagem e que somente depois da estabilização dela, o ensaio seja iniciado. Entretanto, percebeu-se que, por se tratar de estacas escavadas, as tensões residuais existentes, independentemente de sua magnitude, não afetaram o comportamento e a transferência de carga na ponta ou base da estaca, o que foi verificado através da instrumentação.

Logo, no Sítio 11, procurando-se fazer uma relação entre o perfil de energia ou do trabalho necessário para escavar uma estaca e a transferência de carga obtida via instrumentação, executaram-se cinco provas de cargas instrumentadas. Entretanto, duas variáveis do processo impossibilitaram a determinação dessa relação. A primeira influenciou os resultados obtidos na instrumentação, pois, até aquele momento, as influências das tensões residuais nos resultados obtidos estavam sendo ignoradas, consequentemente, o início da instalação da instrumentação foi negligenciado. Isso significa que a instrumentação não foi instalada e nem monitorada imediatamente após a concretagem, o que impossibilitou o registro do efeito das tensões residuais provocadas pelo processo de cura do concreto. A segunda variável inviabilizou o registro da energia durante a escavação devido a problemas no monitoramento.

Consequentemente, aproveitou-se a grande quantidade de dados que se somaram aos obtidos no Sítio 12 por Soares (2003), para verificação e validação da Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010). No caso, atendo-se apenas à carga transferida pela ponta da estaca que não está sujeita a questionamentos, as características geométricas das estacas ensaiadas foram apresentadas na Tabela 4.2. Salienta-se que a mineralogia do concreto da região, geralmente, provoca retração do concreto, consequentemente, ocorrerá um afastamento da ponta da estaca em relação ao solo da base que, provavelmente, já estava isolado da ponta da estaca por uma camada de solo solto por menor que esta seja, minimizando ou anulando o efeito das tensões residuais para este tipo de estaca.

O conjunto das análises permitiu verificar que a metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), com boa acurácia, identifica a região de domínio do atrito, ponta e plastificação da fundação, dependendo do nível de deformação e a da existência das regiões. Como exemplo, nos ensaios realizados em estaca de atrito, não será identificada a região de domínio da ponta.

No Sítio 11, para a caracterização geotécnica do perfil de solo, foram realizados 21 ensaios SPT (Figura 4.35), distribuídos ao longo de toda projeção, os quais registraram grande variabilidade. Os valores máximos e mínimos de N_{SPT} estão delimitados por segmentos de retas. A amostragem realizada através das sondagens caracteriza o solo como uma argila porosa, colapsável, vermelha, comumente encontrada no Distrito Federal; na segunda fração, foi encontrado silte ou areia. Observa-se que os valores de N_{SPT} são homogêneos e iguais a 2 para profundidades menores que 6,00 m, crescendo com a profundidade a partir deste ponto, atingindo o impenetrável ($SPT > 40$ golpes), na maior parte dos ensaios, em torno dos 25,00 m de profundidade. O nível de água nos furos de sondagem, varia em função da sua localização, e encontra-se entre 12,00 e 19,00m de profundidade. A caracterização geológica-geotécnica do Sítio 12 foi apresentada detalhadamente por Soares (2003) e salienta-se que a ponta da estaca escavada foi assente em quartzito.

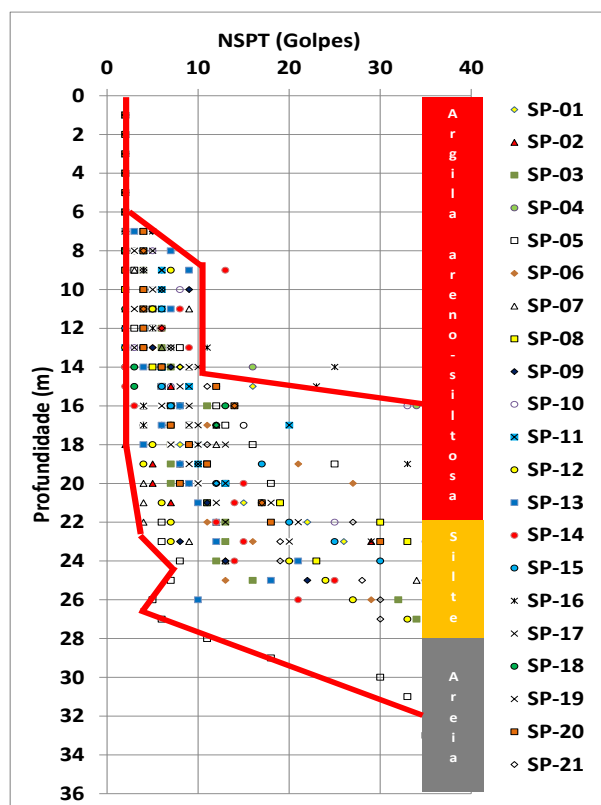


Figura 4.35 - Perfil Geotécnico do Sítio 11.

O sistema de reação e os procedimentos utilizados durante o ensaio foram descritos no Item 3.2.1 para o Sítio 11 e por Soares (2003) para o Sítio 12. Na Figura 4.36 e na Figura 4.37, são apresentadas as curvas carga *versus* recalques das estacas ensaiadas nos dois Sítios. Salienta-se que as estacas ensaiadas no sítio 12 foram executadas dentro de uma cava com aproximadamente 8,0 m de profundidade, enquanto as ensaiadas no sítio 11 foram escavadas dentro de cava para implantação de um subsolo, profundidade aproximada de 4,00m, ou seja, nas análises, desconsideraram-se os quatro metros iniciais das sondagens apresentadas na Figura 4.35.

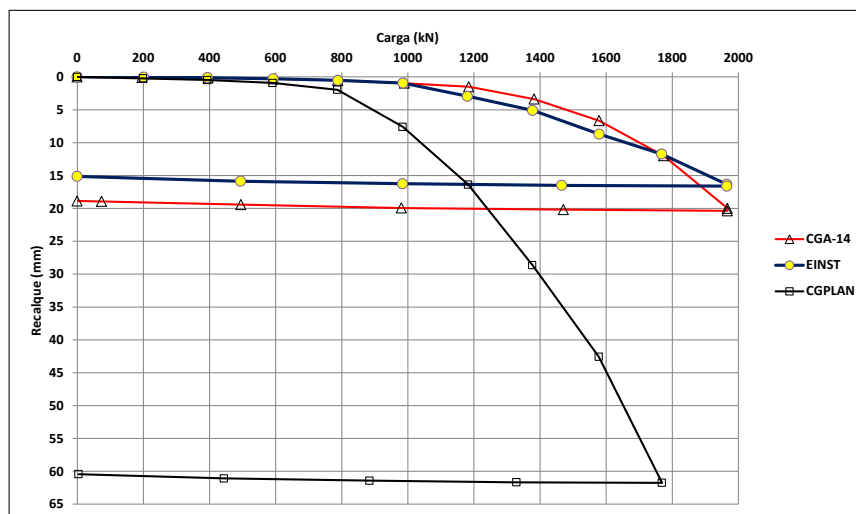


Figura 4.36–Provas de carga realizadas sobre as estacas CGA-14, EINST e CGPLAN no Sítio 11.

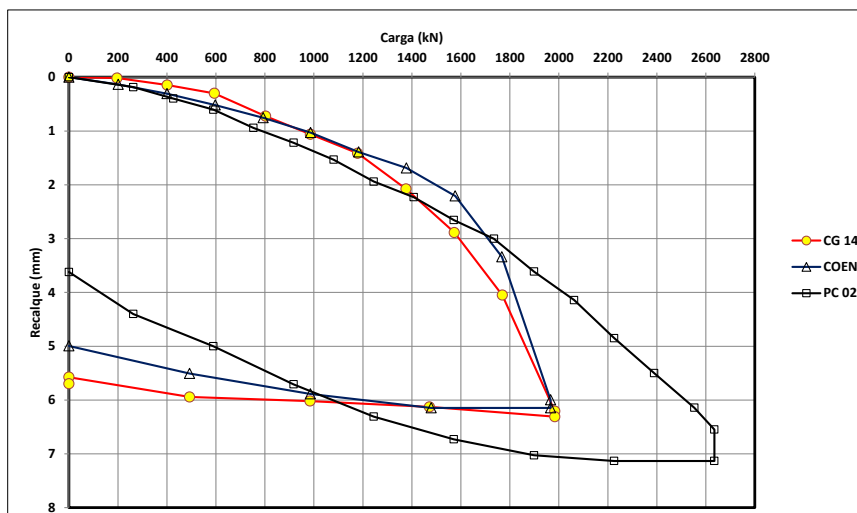


Figura 4.37 – Provas de carga realizadas sobre as estacas CG -14 e COEN no Sítio 11 e PC 02 no Sítio 12.

Analisando-se as provas de cargas, verifica-se que é possível dividir os ensaios em dois grupos: um, com pequenas deformações, representado pelos ensaios apresentados na Figura 4.36; outro representado pelos ensaios com maiores deformações, apresentados na Figura 4.35. A primeira observação é quanto à curva de descarga, na qual se percebe claramente uma diferença de comportamento. Enquanto o primeiro grupo (Figura 4.36) não apresenta trabalho elástico ou recuperação elástica, o que indica que a capacidade resistiva da estaca está próxima da última, o segundo grupo (Figura 4.37) apresenta uma parcela de trabalho elástico, o que sinaliza que a estaca ainda podia ser carregada, ou seja, a capacidade de carga não foi saturada.

As instrumentações foram realizadas de acordo com o procedimento descrito no item 3.2.1, e a distribuição de carga ao longo do fuste e da ponta é apresentada na Figura 4.38, Figura 4.39 e Figura 4.40. Para análise da instrumentação, adotou-se o módulo de elasticidade obtido na seção de referência da estaca (extensômetro posicionado no topo da estaca), mediante curvas tensão-deformação segundo faixas de deformação e a metodologia de Fellenius (2001).

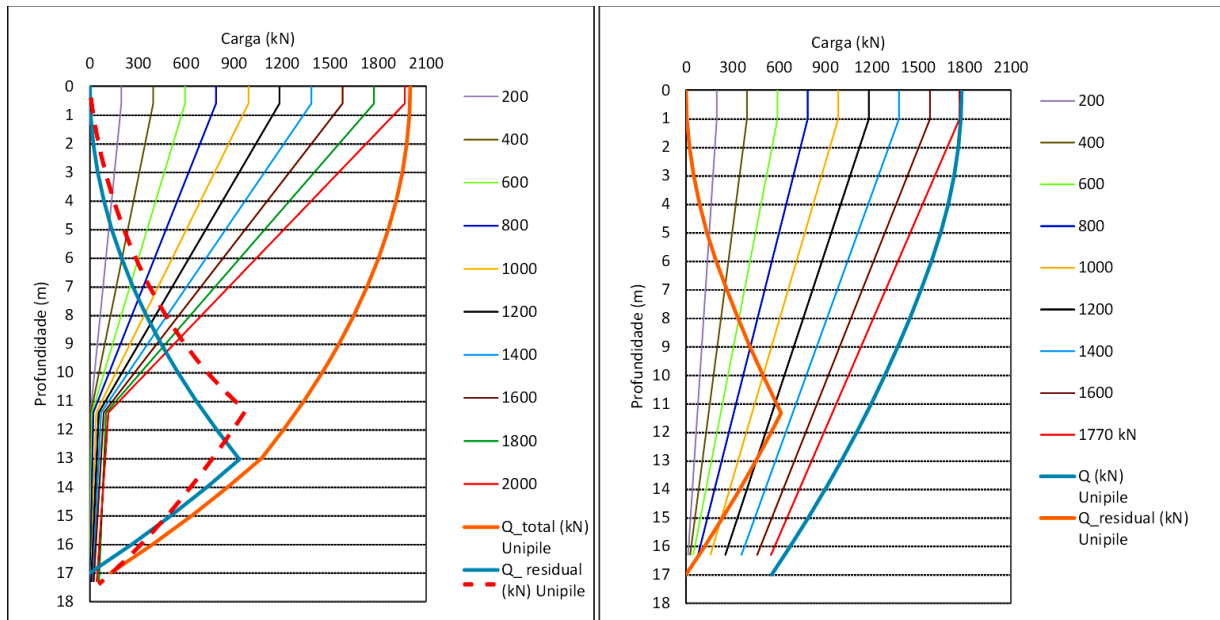
A Tabela 4.7 apresenta a cota de assentamento da ponta da estaca e os níveis em que a instrumentação foi instalada em cada estaca, considerando a cota zero na cabeça da estaca. O primeiro nível apresentado na Tabela 4.7 é o de referência e os níveis 4 e 5 das instrumentações foram instalados na ponta da estaca, procurando-se garantir as leituras na ponta e eliminando-se as dúvidas que eventualmente surgem quanto à qualidade e à acurácia da instrumentação. Os níveis que aparecem sem posição na Tabela 4.7 são os que apresentaram problemas nas leituras ou foram danificados.

Tabela 4.7–Posição da instrumentação em relação ao topo da estaca – Sítio 11

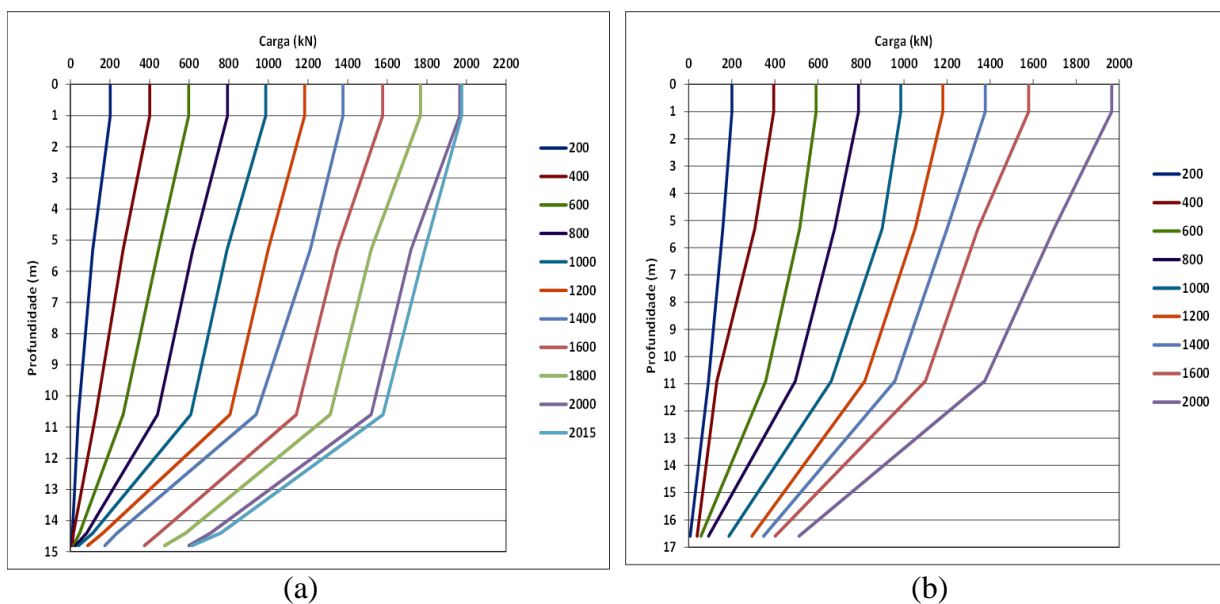
<i>Instrumentação</i>	<i>CGA-14</i> <i>Sítio 11</i>	<i>CG-14</i> <i>Sítio 11</i>	<i>COEN</i> <i>Sítio 11</i>	<i>EINT</i> <i>Sítio 11</i>	<i>CGPLAN</i> <i>Sítio 11</i>	<i>PC 02</i> <i>Sítio 11</i>
Nível 1 (m)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Nível 2 (m)		6,0	5,3	5,3		1,65
Nível 3 (m)	11,8	10,1	10,6	10,9		4,65
Nível 4 (m)	16,9		14,4		15,9	7,65
Nível 5 (m)	17,3	18,0	14,8	16,6	16,3	13,2
Ponta da estaca Cota (m)	17,5	18,50	16,2	18,0	17,5	13,4

Analisando-se as transferências de carga das estacas, observa-se que as estacas CGPLAN (Figura 4.38) e CG 14 (Figura 4.40) apresentaram pouca ou quase nenhuma capacidade de ponta. Também se verifica, através de uma análise superficial, pois não se mediu o efeito das

tensões residuais através das leituras da instrumentação a partir da concretagem da estaca, que os resultados obtidos via instrumentação para as provas de cargas realizadas sobre as estacas COEN e EINT (Figura 4.39) sofreram pouca influência das tensões residuais, pois as curvas de transferência de carga, como esperado, apresentam formato parabólico.



(a) (b)
 Figura 4.38 – Transferência de carga ao longo do fuste da estacas: a) CGA -14; e b) CGPLAN– Sítio 11.



(a) (b)
 Figura 4.39 – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca: a) COEN; e b) EINT– Sítio 11.

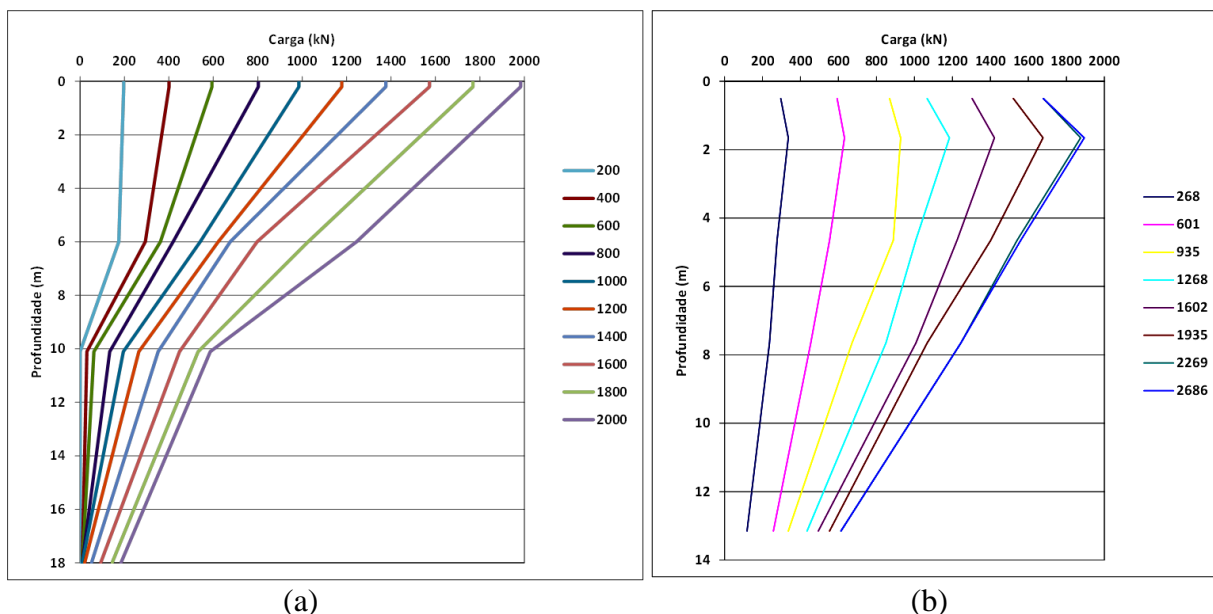


Figura 4.40 – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca: a) CG -14 (Sítio 11); e b) PC 02 (Sítio 12) apresentada por Soares (2008).

Observa-se, nas cinco provas de cargas instrumentadas executadas no Sítio 11, que três apresentaram boa resposta de ponta, as estacas CGPLAN, COEN e EINT, com transferência de carga no último estágio de carregamento, entre 25 % e 31 % da carga aplicada. Verifica-se também que as estacas iniciam a mobilização da ponta, entre o segundo e o terceiro carregamento, correspondente às cargas de 200 kN e 400 kN. Entretanto, percebe-se que a taxa de transferência de carga para ponta, quando comparada com a do fuste, cresce e aumenta a sua importância entre os estágios de carregamentos correspondentes às cargas de 800 kN e 1200 kN, sinalizando que a ponta passa a ser determinante para o comportamento da estaca, fato que influencia a forma da curva carga *versus* recalque. Destaca-se também que as cargas que deram início às mobilizações significativas na ponta estão associadas a recalques no topo da estaca, os quais variam entre 1,0 e 3,0 mm. Com pequenos carregamentos, iniciou-se a mobilização de ponta, provavelmente pelo solo encontrado na ponta da estaca caracterizado como silte arenoso com N_{SPT} maior que 30 golpes.

Mas, apesar de todas as cinco estacas terem sido escavadas com o mesmo procedimento, procurando-se sempre atingir a camada de silte arenoso com N_{SPT} acima de 30 golpes e até o limite de escavabilidade do equipamento, as estacas CG-14 e CGA apresentaram baixa capacidade. Provavelmente, durante o início da concretagem da estaca, que exige que a ferramenta de perfuração (helicoide) seja levantada aproximadamente 30 cm para possibilitar a abertura da tampa, hélice, houve queda de material solto do trado para a ponta da estaca ou o desmoronamento do próprio fuste que, na cota assentamento da estaca, encontrava-se abaixo

do nível de água. Problemas como o tempo decorrido entre o levantamento da hélice e a efetiva abertura da tampa de concretagem instalada na ponta do trado, o tipo de solo existente na base da estaca, que pode ser suscetível ao desmoronamento, a presença de água e a permeabilidade do solo na ponta da estaca, entre outros, são determinantes para o desempenho da ponta em termos de capacidade de carga. Observa-se também que, exceto o ensaio realizado sobre a estaca CGA, todas as estacas do sítio 11 apresentaram comportamento semelhantes até o carregamento de 1200 kN.

O ensaio realizado sobre a estaca escavada PC02, no sítio 12, comportou-se como o esperado, apresentando para o último carregamento aproximadamente 23 % de carga transferida para a ponta. Neste caso, a base da estaca assente em uma camada de quartzito com N_{SPT} acima de 50 golpes foi cuidadosamente limpa.

4.2.2.3.1 DISTRIBUIÇÃO DE CARGA AO LONGO DO FUSTE VIA *SOFTWARES UNIPILE E PLAXIS2* E 3D

Para enriquecer as discussões, em torno da real distribuição ou transferência de carga da estaca para o maciço ao longo da estaca via *software*, foi analisada a distribuição de carga obtida via instrumentação para as estacas CGPLAN e CGA-14 através do programa *Unipile* desenvolvido por Goudreault & Fellenius (1990) e foram apresentadas algumas análises realizadas por Soares (2003) para a estaca PC 02 por meio do Plaxis2 D e 3D minuciosamente descrito em Soares (2003).

A CGPLAN foi escolhida por estar nitidamente sob o efeito das tensões residuais e a CGA-14 por apresentar mobilização de ponta a partir do primeiro carregamento. Os parâmetros retro analisados coeficientes de fuste ($\beta(z)$), coeficiente de base (N_t) partiram dos sugeridos em Anjos (2006) e são apresentados juntos com a coesão (c) e peso específico do solo (γ) adotados (Tabela 4.8).

Tabela 4.8 - Parâmetros retroanalizados – Sítio 11.

Parâmetro	Profundidade (m)			
	0 a 6	6 a 9	9 a 17	Base
γ (kg/m ³)	1500	1700	1750	
c (kPa)	5	10	10	
β	0,4	0,35	0,4	
N_t	-	-	-	4

A Figura 4.38 apresenta os resultados obtidos via instrumentação por meio do *software Unipile* para a hipotética previsão da distribuição real de carga considerando-se o efeito da instrumentação para o último estágio de carregamento. Para a estaca CGPLAN, apresentam-se duas linhas que representam as cargas residuais; a linha contínua é resultante dos parâmetros sugeridos e retroanalisados por Anjos (2006); e a linha tracejada é resultante dos parâmetros apresentados na Tabela 4.8. Observa-se que, na primeira análise, representada pela linha contínua, a posição da linha neutra obtida via *Unipile* não coincidiu com a da instrumentação sendo necessário ajustar a função $\beta(z)$ para que houvesse a coincidência da linha neutra, identificada via instrumentação em torno dos 11,0 m de profundidade, linha tracejada. Para a estaca CGPLAN, a soma das tensões residuais com a carga aferida pela distribuição resulta em uma previsível curva parabólica e muito próxima da previsão realizada via *software Unipile*. Mas, salienta-se que a razoável e aceitável estimativa das tensões residuais via *software Unipile*, provavelmente ocorreu por dois motivos:

- Devido à imediata instalação da instrumentação que, em alguns casos, ocorreu dias depois da execução da estaca. Lembra-se de que, durante a execução, é instalado um tubo de aço para receber a instrumentação, que é consolidada na estaca via injeção de nata cimento. Os prováveis efeitos da interferência do tubo e da retração da nata de cimento nas leituras e sua influência na mensuração das tensões residuais não serão considerados durante as análises aqui apresentadas;
- Devido tratar-se de um perfil não saturado, ou seja, ter o problema de ausência do nível d'água, podendo ocorrer perda d'água do concreto para o maciço, aumentando a retração do concreto.

A prova de carga realizada sobre a estaca PC 02 foi modelada bi e tridimensionalmente no programa PLAXIS 2D e 3D, que tem a metodologia e os parâmetros apresentados e detalhados por Soares (2003). A geometria da estaca foi modificada de uma forma circular para uma quadrada de mesma área (seção transversal), possuindo mesmo comprimento ao longo da profundidade, e o solo em 3 camadas, utilizando-se, inicialmente, os parâmetros do solo obtidos da retroanálise axissimétrica (2D).

A Figura 4.41 apresenta os resultados experimentais e os simulados no PLAXIS 2D, que mais uma vez mostraram uma boa concordância com os obtidos em campo. Soares (2003) alerta que a discordância existente entre as leituras iniciais e as simulações, provavelmente, foi provocada por problemas no nível 2 da instrumentação.

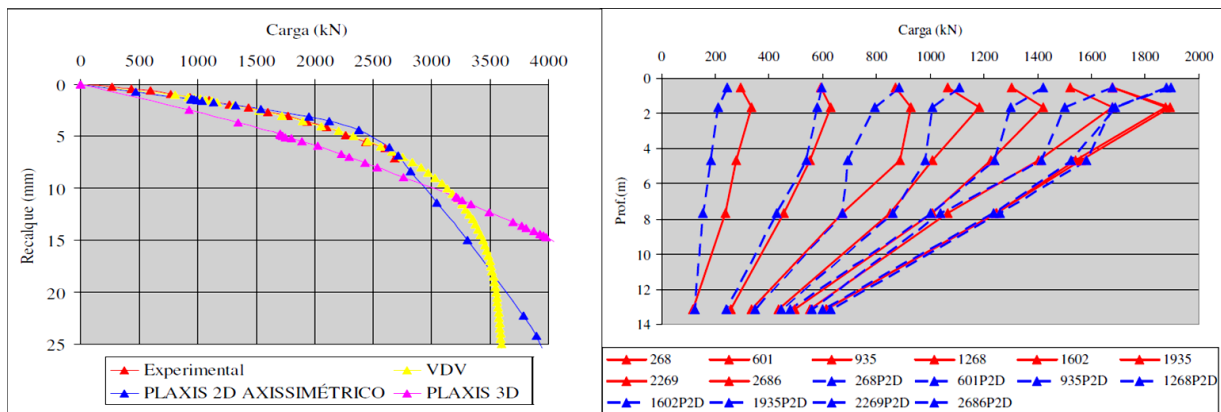


Figura 4.41–a) Curvas experimentais, retroanalisadas bi e tridimensionais e por Van der Veen (1953) (VDV); b) Comparação entre as transferências de carga experimental e numérica – Soares (2003).

Finalizando a discussão sobre distribuição de carga e tensões residuais, verificou-se que a retroanálise da distribuição de carga e das tensões residuais realizada via *software* que use ou não como base os métodos dos elementos finitos é possível, entretanto a precisão das análises dependem, entre outros fatores, dos parâmetros de entrada de cada *software*, que são de difícil mensuração.

Pode-se também afirmar que as tensões residuais interferem nas análises das provas de cargas instrumentadas, sendo necessário iniciar as leituras na instrumentação, imediatamente após a concretagem da estaca, durante todo o período de cura do concreto até a estabilização das leituras. Segundo Mandolini (2011), estas tensões se estabilizam em até 45 dias, sendo este o único caminho seguro para se verificar a existência das tensões residuais e a sua influência na distribuição de carga da estaca quando registradas via instrumentação. Estimar as tensões residuais provocadas pelo processo de instalação da estaca e, principalmente pela retração ou expansão do concreto apenas via *software* não é razoável, pois a retração ou até mesmo a expansão do concreto depende de uma intrincada cadeia de fatores, como o tipo de cimento e composição mineralógica, tipo de agregado, traço utilizado, aditivos e também das condições de cura.

4.3.6.3.1. METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO *ET AL.* (2008 E 2010) – PROVAS DE CARGA - SÍTIOS 11 E 12

Utilizaram-se os resultados das provas de cargas instrumentadas realizadas nos Sítios 11 e 12, que apresentam diversidade de resultados e de comportamento para compará-los com os resultados obtidos por meio da metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e

2010). Algumas estacas não apresentaram capacidade de ponta esperada ficando restritas ao domínio do atrito e da plastificação; outras trabalharam por ponta e atingiram o domínio da ponta e duas outras certamente atingiram o domínio da plastificação.

Foram escolhidos, para uma análise mais detalhada das provas de cargas realizadas no Sítio 11, os ensaios realizados sobre as estacas CGA-14 e CGPLAN. A estaca CGA-14 se comportou como estaca de atrito (sem ponta) e atingiu o domínio plástico durante o ensaio realizado; a estaca CGPLAN apresentou a maior capacidade de ponta em termos percentuais e também atingiu o domínio plástico.

Apresenta-se, na Tabela 4.9, o carregamento final atingido em cada ensaio, as parcelas de atrito lateral, ponta e as identificadas, caso existam, pelos primeiro e segundo ponto da metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) realizados nos Sítios 2, 10, 11 e 12. Os gráficos obtidos por meio da metodologia para o Sítio 11 e 12 são apresentados no Apêndice G. As células, cujos resultados estão apresentados entre parênteses, são referentes aos resultados que apresentaram dispersões quando obtidos através da metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010). Provavelmente, a variabilidade foi provocada pelo pequeno nível de deformação atingido no ensaio ou pela mudança de carregamento antes da total estabilização do estágio anterior e, conseqüentemente, esses resultados serão desconsiderados nas análises.

Tabela 4.9 – Transferência de carga Lateral e de ponta no último carregamento e pontos de inflexões da Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010).

Estaca	PCCI	E212G	CGPLAN	CG 14	CGA 14	COEN	EINT	PC 02
Sítio	2	10	11	11	11	11	11	12
Diâmetro (cm)	40	40	80	80	80	80	80	60
Recalque Máximo (mm)	53,0	23,5	20,0	6,3	62,0	6,2	16,5	7,2
Carga última de ensaio (kN)	980,7 (100%)	1100 (100%)	1769 (100%)	1993 (100%)	1967 (100%)	1976 (100%)	1965 (100%)	2686 (100%)
Parcela lateral (kN)	860 (87,7%)	825 (75%)	1219 (68,9%)	1798 (90,7%)	1900 (96,6%)	1363 (69,0%)	1453 (73,9%)	2073 (77,2%)
Parcela de ponta (kN)	120,7 (12,3%)	275 (25%)	550 (31,1%)	185 (9,3%)	67 (3,4%)	613 (31,0%)	512 (26,1%)	550 (22,8%)
Primeiro ponto (recalque imediato) (kN)	580	580	1160	1460	975	1260	900	1420
Segundo ponto (recalque secundário) (kN)	875	810	1680	-----	-----	1710	1350	-----
Primeiro ponto (recalque)	550	(625)	1180	1580	750	1200	1040	1800

Estaca	PCCI	E212G	CGPLAN	CG 14	CGA 14	COEN	EINT	PC 02
secundário) (kN)								
Segundo ponto (recalque secundário) (kN)	900	(790)	1650	-----	-----	1680	-----	-----
Primeiro ponto (coeficiente de recalque) (kN)	580	(450)	1180	-----	770	-----	(1050)	(1650)
Segundo ponto (coeficiente de recalque) (kN)	875	(880)	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Analisando-se os três gráficos propostos pela metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) para a prova de carga realizada na estaca CGA -14 , os quais são apresentados em anexo, verifica-se que foram identificadas apenas dois segmentos de retas, o que é característico das estacas que trabalham por atrito. O ponto de intersecção entre as duas retas, apresentado na Tabela 4.9, define, neste caso, a carga a partir da qual as deformações plásticas são preponderantes. Foram definidos 975, 750 e 770, respectivamente para o recalque imediato, recalque secundário e coeficiente de deslocamento, cargas que identificam a mudança de comportamento da curva carga *versus* recalque apresentada na Figura 4.36, pois, analisando-se a curva, percebe-se nitidamente uma mudança de comportamento a partir de 800 kN. Ficou evidente que o comportamento dos três gráficos que apresentam apenas dois segmentos de retas, corroboram o verificado na instrumentação que praticamente não registrou carga na ponta da estaca, ou seja, trata-se de uma estaca de atrito.

Para o ensaio realizado na estaca CGPLAN, os gráficos propostos pela metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) são apresentados no Apêndice G. Neste caso, como esperado, a metodologia apresentou três segmentos de retas identificando os três domínios do atrito ponta e plastificação, excetuando-se o segundo ponto do gráfico do coeficiente de deslocamento que apresentou grande dispersão e impossibilitou a definição do terceiro ponto. A dispersão verificada no gráfico carga *versus* coeficiente de deslocamento ou recalque pode ter sido provocada por problema na estabilização do estágio de carga, ou até mesmo pelo comportamento da ponta da estaca. Entretanto, observa-se que foram definidos, com razoável precisão pela metodologia (Tabela 4.9), os pontos que delimitam a região de domínio do atrito, ponta e plastificação, respectivamente, 1160 e 1689 kN. Esses foram obtidos pelo gráfico do recalque imediato, fato confirmado no gráfico da Figura 4.42, o qual identifica aumento na taxa de crescimento de carga na base da estaca a partir de 800 kN e queda da taxa a partir de 1400 kN. A taxa de crescimento significa percentualmente quanto do incremento de

carga imposto no estágio de carregamento está mobilizando a ponta como, por exemplo, na Figura 4.42, na qual o quinto incremento de carga de 200 kN, correspondente à carga de 1000 kN, teve 40 % da carga (80 kN) transferidos para a ponta da estaca.

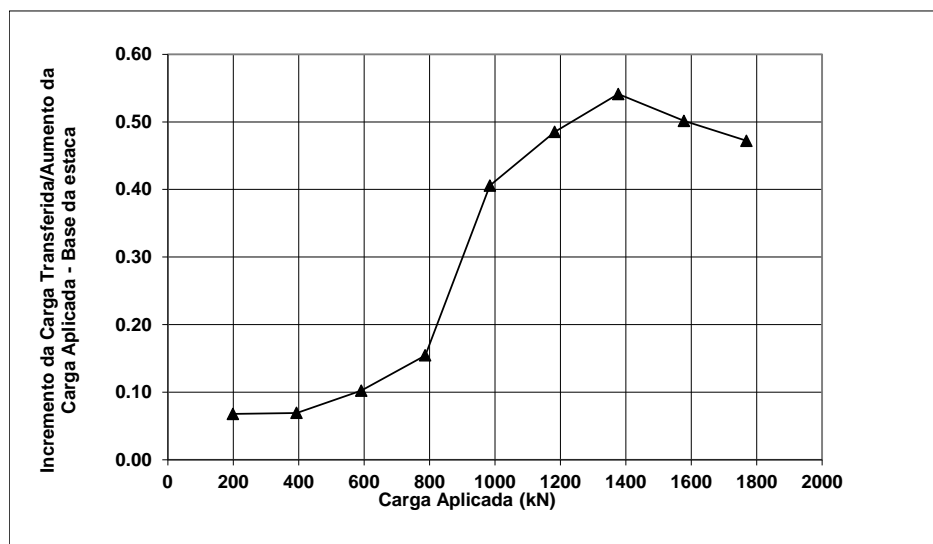


Figura 4.42 - Carga Aplicada *versus* Incremento da Carga Transferida/Aumento da Carga Aplicada na base da estaca – CGPLAN - Sítio 11.

A análise conjunta das nove provas de cargas instrumentadas mostram que a Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) é válida e pode identificar e auxiliar, com simplicidade e coerência, no entendimento do comportamento das fundações, em termos de capacidade de carga e deformabilidade e, conseqüentemente, nas análises de projeto e de desempenho do estaqueamento.

Nos gráficos propostos pela metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), podem ser encontrados de um a três pontos, dependendo apenas do comportamento da fundação em termos de deformabilidade para o seu aparecimento. Por exemplo, podem ser encontrados três pontos nas estacas que possuam solo fofo na ponta, resultante do processo de escavação. Primeiramente será necessário densificar o solo para se mobilizar a ponta, o que certamente provocará o aparecimento de quatro segmentos de retas e três pontos, que identificarão os domínios do atrito, da ponta e da plastificação do atrito e da ponta. Salienta-se que mobilizações por atrito, ponta e deformações plásticas podem ocorrer simultaneamente nos três domínios, entretanto tem-se o comportamento da estaca e conseqüentemente da curva carga *versus* recalque comandado pelo atrito, pela ponta ou pela plastificação dependendo do domínio em que se encontra o carregamento.

4.2.3 INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE INJEÇÃO NO DESEMPENHO DAS ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA

Um dos fatores que influencia o desempenho das estacas hélices, em termos de capacidade de carga e deformabilidade é a pressão de injeção, que certamente contribuiu para a dispersão dos resultados apresentados e analisados no item 4.3, em termos de capacidade de carga *versus* energia ou trabalho necessário para escavar uma estaca. O fato foi comprovado por Brons & Kool (1988), que verificaram que, para as estacas hélice contínua, há uma frágil correlação entre a pressão medida no topo e a pressão aplicada na ponta da hélice. Os valores podem apresentar grande dispersão em razão da diferença na plasticidade do concreto, diâmetro do tubo de concretagem, rugosidade do tubo, diâmetro da estaca, velocidade de extração da perfuratriz, propriedades do concreto, fator água-cimento e outros. Salienta-se que, em nenhum caso, a pressão na ponta do helicóide será a soma da pressão aplicada no topo mais a pressão exercida pela coluna de concreto.

Verifica-se, na Figura 4.43, apresentada por Brons & Kool (1988), que quase todos os pontos se situam à direita da reta que nasce na origem, a qual representa a pressão no topo do helicóide e à esquerda da reta que nasce em 400 kPa, a qual representa a soma das pressões no topo mais a da coluna de concreto, ou seja, desconsiderando o atrito interno do tubo.

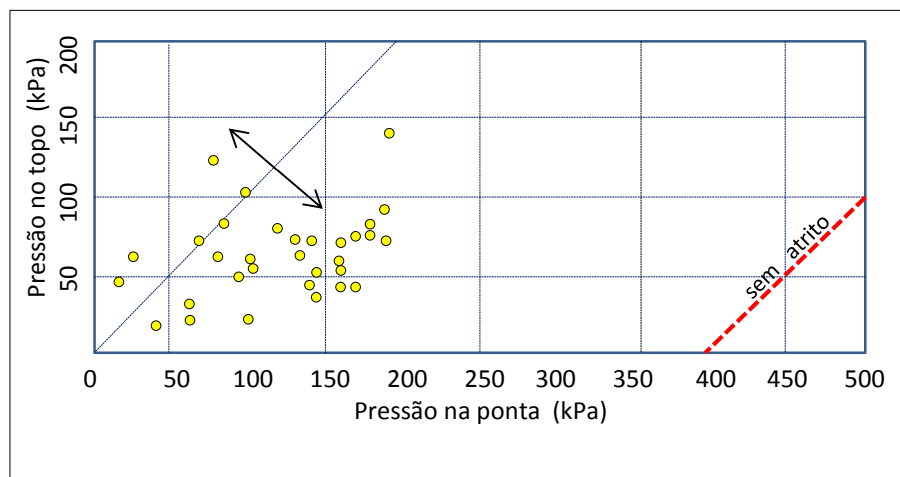


Figura 4.43 - Comparação entre a pressão no topo e na ponta do helicóide (modificado de Brons & Kool, 1988).

A trajetória de tensões no fuste da estaca, induzida por pressões de injeções de concreto, superiores à tensão de pré-adensamento por período de tempo suficiente para dissipação da totalidade ou de parte da poropressão, certamente provocará uma redução do índice de vazios nesta interface e gerará um novo histórico de tensões no maciço de solo circunvizinho à

estaca. Conseqüentemente, espera-se uma melhor resposta da interface estaca-solo, em termos de tensões cisalhantes. Entretanto, em solos estruturados ou moles, dependendo do nível de tensão induzido pela pressão de injeção, o efeito pode ser contrário, pois pode provocar a ruptura ou a quebra da estrutura do solo por colapso ou por geração de poropressão, induzidas pela pressão de injeção de concreto. Quando se obtém a melhora de desempenho em horizontes com camadas de solos estruturados ou mole, geralmente, esta melhora está ligada ao real diâmetro da estaca, que aumenta em função da desestruturação ou da ruptura do solo.

Não desconfinar a estaca e adotar níveis de pressão elevados, mas abaixo da tensão de ruptura, melhorará o desempenho das estacas. Entretanto, deve-se tomar cuidados com o aumento da pressão nos solos muito moles, nos solos estruturados e nos solos colapsíveis. Esta influência foi estudada por Perez (1997), em estacas injetadas, executadas nos solos estruturados colapsíveis de Brasília. Seus estudos avaliaram o comportamento de ruptura, determinando os parâmetros de compressibilidade das estacas tipo raiz assentes na argila porosa de Brasília. As estacas raízes foram executadas com quatro diferentes níveis de pressão de injeção, sendo utilizadas respectivamente 0, 200, 300 e 500 kPa, com o objetivo de estudar o comportamento da estaca para uma ampla faixa de pressões de injeções. A Figura 4.44 apresenta os resultados das provas de carga executadas em cada uma das estacas estudadas. A nomenclatura adotada (R.0 a R.5) exprime o nível de pressão de injeção utilizado, sendo expressa através do numeral presente na composição do símbolo que deve ser multiplicado por 100. A principal observação de Perez (1997) foi verificar que, para as estacas raízes, implantadas na argila porosa colapsível de Brasília, a pressão de injeção pode quebrar a estrutura do solo, pois foram obtidas capacidades de carga última, conseqüentemente módulos cada vez menores, à medida que se aumentava a pressão de injeção da estaca acima de 200 kPa.

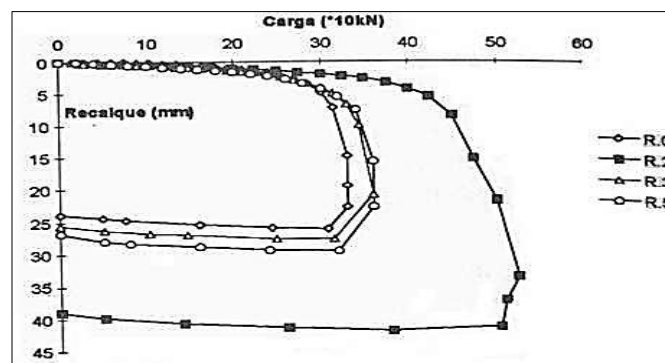


Figura 4.44 - Curvas carga *versus* recalque das estacas raiz (Perez, 1997).

Mas, apesar da complexa equação que influencia a pressão de injeção na ponta do helicóide, procurou-se entender como o acréscimo de injeção medido no topo da hélice impacta na capacidade de carga das estacas, independentemente das perdas geradas dentro do tubo de concretagem. Portanto, foram executadas quatro campanhas de ensaios para entender o comportamento dessa variável e a maneira como ela afetará as análises apresentadas no transcorrer deste trabalho. Foram elas:

- A primeira campanha, composta por três provas de carga, foi realizada no Sítio 1, com caracterização mineralógica e geotécnica descrita no item 4.1.1;
- A segunda campanha foi realizada no Sítio 4, no mesmo perfil geotécnico caracterizado no Sítio 1. Foram executadas cinco provas de carga, localizadas na cava para construção dos Blocos 3 e 9 do Residencial The Sun (SHTN, trecho 02, lote 04 no Orla do Lago Paranoá de Brasília). Nessa edificação, as escavações para implantação dos subsolos expuseram o saprolítico, Silte argilo-arenoso e devido a suas características mecânicas foi possível aplicar pressões de injeção entre 50 kPa e 500 kPa.
- A terceira campanha, composta por três provas de carga, foi realizada no Sítio 3, com caracterização mineralógica e geotécnica descrita por Martins (2000);
- A quarta campanha foi realizada, no Sítio 5, em perfil de solo semelhante ao caracterizado no Sítio 2. Foram executadas quatro provas de carga, localizadas na cava para construção do Residencial Persona Libertate (SQNW 310, Projeção I – Setor Noroeste - Brasília – DF).

Para os ensaios realizados, utilizou-se um sistema de reação composto por uma viga metálica e as reações com duas ou quatro estacas. Na maioria das provas de carga, o sistema utilizado é o apresentado na Figura 4.45.



Figura 4.45 – Detalhe do sistema de Reação utilizado nas Provas de Carga.

As estacas, em especial as das obras dos Sítios 1 e 2, foram executadas em perfil de solo característico do Distrito Federal, marcado por um manto profundamente intemperizado, poroso e de natureza colapsível sobrepondo-se a um solo residual pouco intemperizado, geralmente resistente e pouco permeável. O nível d'água, quando presente, geralmente se encontra na camada de transição entre os dois horizontes, o profundamente intemperizado e o pouco intemperizado. O Sítio 1 encontra-se em situação particular, pois, com o enchimento do lago artificial do Paranoá, o nível d'água atingiu o manto de intemperismo, eliminando a parcela de resistência que originalmente era conferida ao solo pela sucção.

As pressões de injeções adotadas como referência neste item, para as estacas tipo hélice contínua, são referentes à pressão lida no topo do helicóide.

4.2.3.1 Ensaios realizados com variação de pressão de injeção no sítio 1

No Sítio 1, foram ensaiadas três estacas, duas com a pressão de injeção adotada durante o estaqueamento e uma com a máxima pressão que o solo suportasse, no caso, por se tratar de um perfil de solo mole, argila porosa, a máxima pressão que o solo suportava sem romper, encontrava-se em torno de 100 kPa. As curvas Carga *versus* deslocamentos são apresentadas na Figura 4.46.

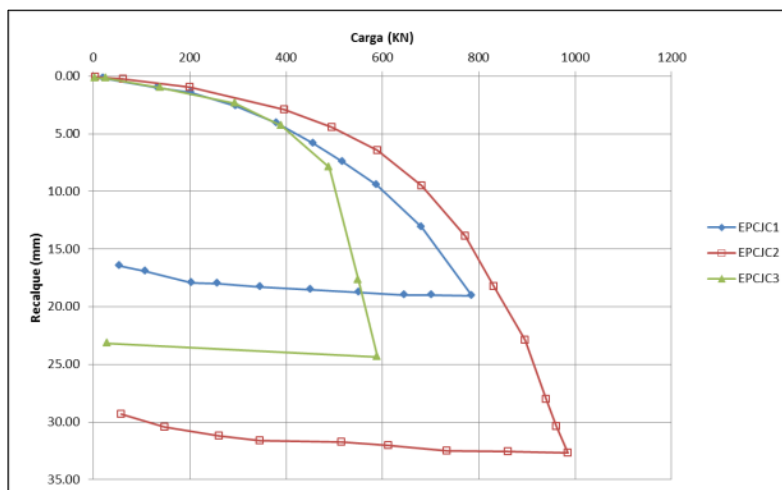


Figura 4.46 - Curvas tensão *versus* deformação, provas de carga EPCJC 1,2 e 3 – Sítio 1.

As cargas de ruptura para as provas de carga nas estacas EPCJC1, EPCJC2 e EPCJC3, obtidas pelos métodos de Van Der Veen (1953), de Décourt(1996) e da NBR 6122 (ABNT, 2010), são apresentadas na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Cargas de ruptura obtidas para as provas de carga nas estacas EPCJC1, EPCJC2 e EPCJC – Sítio 1.

Estaca ensaiada	Carga de Ruptura (KN)			Tensão lateral última (kPa)	Pressão de Injeção de Concreto adotada
	Método Van der Veen (1953)	Método Décourt (1996)	Método NBR - 6122/10		
EPCJC1	500	984	765	205	50 kPa entre 5,0 e 21,0 m
EPCJC2	700	1078	830	196	100 kPa entre 15,0 e 24,0 m
EPCJC3	450	652	545	128	50 kPa entre 5,0 e 24,0 m

Como esperado, a estaca EPCJC2, concretada com a maior pressão de injeção, teve melhor desempenho, quando comparada com a estaca EPCJC3, concretada com baixa pressão de injeção. O bom desempenho da estaca EPCJC1, em termos de tensão lateral na ruptura deve-se, provavelmente, à mobilização de ponta, pois, ao atingir a profundidade de 21,19 m, a hélice não avançou, tendo em vista que foi atingido o limite de escavabilidade do equipamento. Neste perfil geológico-geotécnico, a superfície resistente foi delimitada pela resistência à penetração, obtida no ensaio SPT, em torno dos 40 golpes.

4.2.3.2 Ensaaios realizados com variação de pressão de injeção no Sítio 4

Neste Sítio, foram ensaiadas cinco estacas tipo hélice contínua com 0,40m de diâmetro, sendo as estacas PCB3L9B, PCB3L9N e PCB3L9A com 9,0m e as PCB9L6B e PCB9L6N com 6,0m de comprimento. As cargas de ruptura obtidas por Décourt (1996), Van der Veen (1953) e NBR 6122 (ABNT, 2010), são apresentadas na Tabela 4.11. Entretanto, para a estaca PCB3L9A, não foi possível determinar a capacidade de carga através dos métodos de extrapolação devido à pequena deformação atingida durante o ensaio.

Tabela 4.11 - Cargas de ruptura obtidas para as provas de carga nas estacas PCB3L9B, PCB3L9N, PCB3L9A, PCB9L6B e PCB9L6N – Sítio 4.

Estaca ensaiada	Carga de Ruptura (kN)			Tensão lateral última (kPa)	Pressão de Injeção de Concreto adotada
	Método Van der Veen (1953)	Método Décourt (1996)	Método NBR 6122/10		
PCB3L9B	500	820	515	45,5	0 e 25 kPa
PCB3L9N	610	935	630	55,7	50 a 100 kPa
PCB3L9A	-	-	-	-	300 a 500 kPa
PCB9L6B	-	140	-	22,5	Zero
PCB9L6N	310	335	350	46,4	50 a 100 kPa

Observa-se, na Figura 4.47, que, para as estacas assentes a 9,00 m, o aumento da pressão de injeção melhorou o desempenho das estacas em termos de capacidade de carga e deformabilidade.

O mesmo comportamento é observado para as estacas de 6,00m, apresentadas na Figura 4.48, neste caso, o processo de retirada da hélice provocou um alívio de tensões no fuste da estaca, evidenciando que o controle do processo de concretagem é fundamental para o bom desempenho das estacas tipo hélice e injetadas.

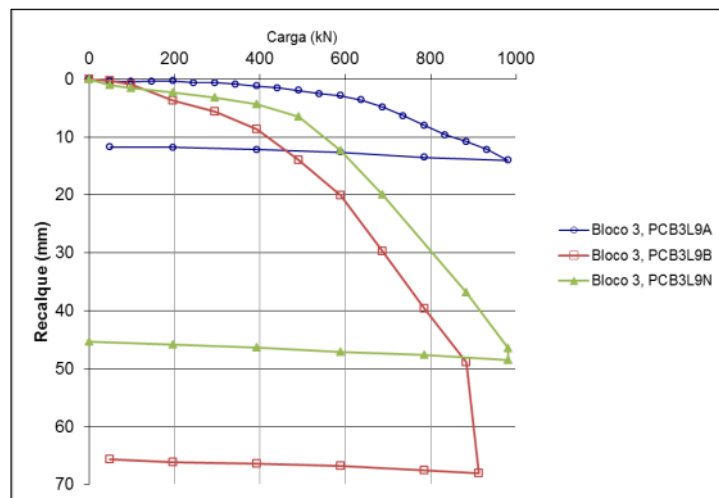


Figura 4.47 - Curvas tensão *versus* deformação, provas de carga PCB3L9B, PCB3L9N e PCB3L9A – Sítio 4.

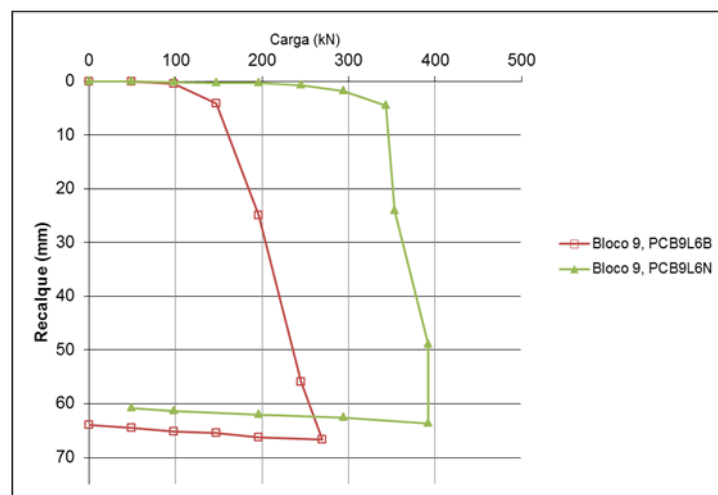


Figura 4.48 - Curvas tensão *versus* deformação, provas de carga PCB9L6B e PCB9L6N.

Fica evidente que a pressão de injeção do concreto pode influir na capacidade de carga das estacas. O fato foi verificado por Van Impe *et al.* (1998) que, ao estudarem o comportamento de estacas ômega, verificaram que a alteração dos parâmetros de instalação e concretagem

modificava a curva tensão *versus* deformação das estacas. No caso, foram monitoradas as pressões de concreto no topo do helicóide, as quais são diferentes das pressões da ponta do helicóide.

4.2.3.3 Ensaios com variação de pressão de injeção no Sítio 3

As três estacas ensaiadas no Sítio 3 e as reações executadas para os ensaios apresentaram desempenhos abaixo do esperado, em termos de deformabilidade e capacidade de carga, obrigando a interrupção dos ensaios prematuramente devido ao excesso de deformações registrado nas reações, mas que ainda puderam ser analisadas quanto à influência da pressão de injeção de concreto. As curvas Carga *versus* Recalque são apresentadas na Figura 4.49a.

As três estacas foram implantadas em solo mole, plástico e de baixa rigidez e apresentaram o mesmo comportamento. Esse fato foi observado na sobreposição das curvas Tensão Lateral *versus* recalque (Figura 4.49b). Observa-se, nessas curvas, que os comportamentos das estacas, em termos de capacidade de carga e deformabilidade, são semelhantes. No caso, esperava-se que o diâmetro da estaca influenciasse no desempenho das estacas e, como isso não ocorreu, uma das hipóteses que pode ser levantada é que, devido à velocidade do ensaio, as estacas mobilizaram apenas a resistência não drenada do solo e estão desprovidas de atrito.

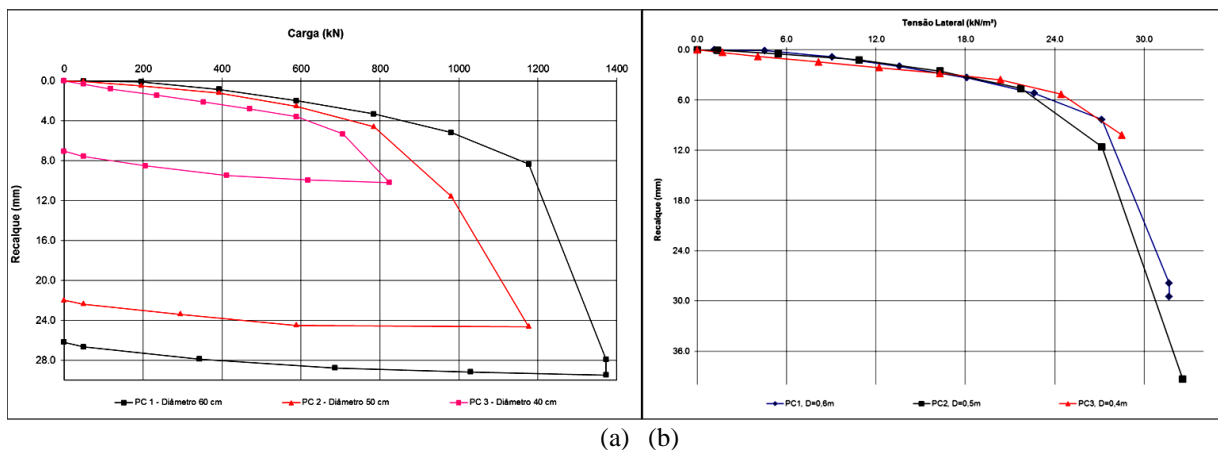


Figura 4.49— a) Curvas Carga Aplicada *versus* recalque das Provas de Carga; e b) Curvas Tensão Lateral *versus* Recalque- Sítio 3.

Na concretagem, utilizaram-se as pressões usualmente adotadas durante a execução de estacas assentes neste perfil, pressões que procuram evitar os superconsumos acima de 20%. Observou-se, na Figura 4.50, pequenas variações nas pressões de injeção, quando se comparam as pressões médias adotadas, na ordem de 15 kPa. A diferença é de difícil controle,

durante a execução de estaca tipo hélice, mas influenciou o desempenho das estacas, apesar do desempenho inesperado em termos de capacidade de carga e deformabilidade.

Essas pequenas diferenças registradas nas pressões médias podem ajudar a explicar o melhor ou pior desempenho de uma estaca quando comparada com as outras duas (Figura 4.51). Verifica-se, na Figura 4.51, que o desempenho das estacas em termos de atrito lateral ou adesão, está diretamente relacionado à pressão de injeção, mesmo para pequenas variações.

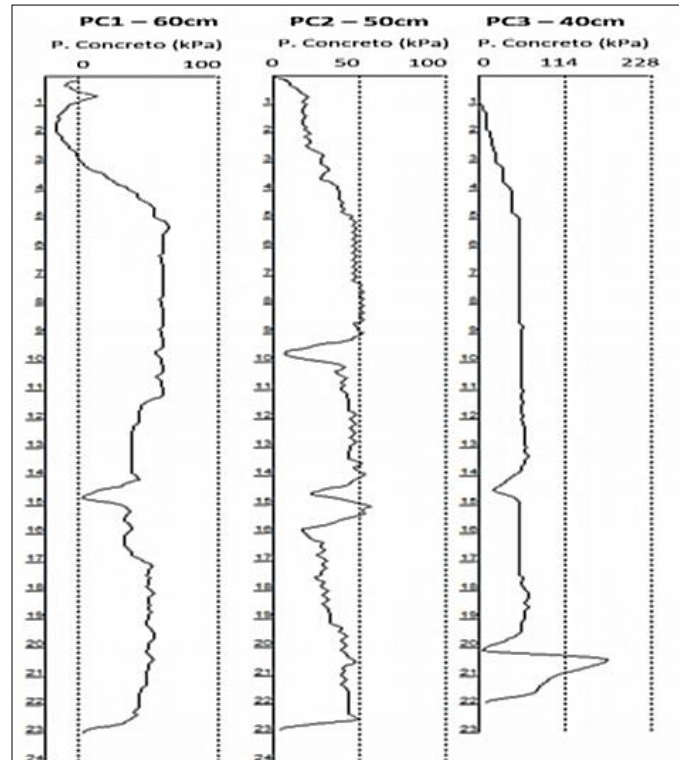


Figura 4.50 - Pressões de Injeção adotadas nas estacas - Sítio 3.

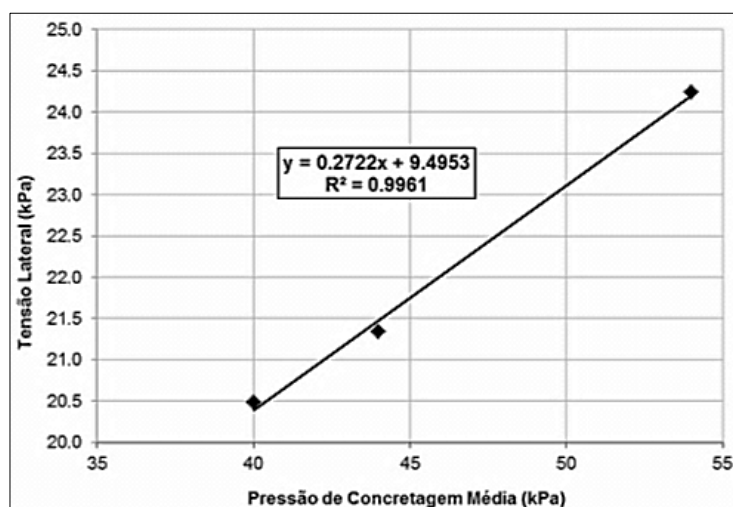


Figura 4.51 - Gráfico Pressão de concreto *versus* Tensão Lateral – Sítio 3.

Para verificar se as provas de carga realizadas no Sítio 3 podem ser consideradas como ensaios não drenados, apresentam-se, na Tabela 4.12, os resultados de ensaios de cisalhamento direto, realizados na condição drenada em quatro amostras indeformadas, coletadas no Sítio 3. O poço para coleta das amostras foi escavado a aproximadamente 20,0m das provas de carga e sua cota de implantação encontrava-se 3,0 m acima da cota das estacas, as quais foram escavadas em uma cava para implantação de um subsolo.

Salienta-se que o ensaio de cisalhamento realizado no horizonte localizado a 3,0 m de profundidade e apresentado como condição natural, foi realizado na condição inundada, entretanto, no campo, a amostra encontrava-se com grau de saturação de 70%. E, na amostra coletada a 12,0 m de profundidade, não foi possível realizar o ensaio de cisalhamento na condição inundada devido à fragilidade da amostra, realizando-se apenas o ensaio na condição natural. Nomeou-se de condição inundada, pois, no ensaio de cisalhamento, não é garantida a condição de saturação (100%).

Apesar das provas de cargas não terem atingido a ruptura convencional e não ter sido feita nenhuma análise mais aprofundada sobre a capacidade de carga das estacas, observa-se nos resultados do cisalhamento direto, que os valores não corroboram os obtidos através das provas de carga em que a adesão aferida ficou entre 20 e 25 kPa, bem abaixo da adesão média mensurada pelos ensaios de cisalhamento. Salienta-se que as diferenças existentes entre os estados de tensões dos ensaios e a diferente condição de contato na superfície de ruptura, no ensaio de cisalhamento solo-solo e na prova de carga solo-concreto, não invalida a hipótese levantada.

Um das hipóteses para o baixo desempenho observado nas provas de carga, quando comparado com os ensaios de cisalhamento na condição natural e inundado, é que o ensaio foi executado na condição não drenada. Provavelmente, a condição drenada dos ensaios de cisalhamento seja mais adequada para as características geotécnicas do solo saprolítico encontrado no Sítio 3. Ao contrário da condição não drenada imposta pelas provas de carga, que provavelmente necessitariam de um intervalo de tempo superior às 12 horas demandadas durante os ensaios.

Tabela 4.12 - Ensaios de cisalhamento direto realizados na condição natural e inundada – Sítio 3.

Profundidade (m)	Tipo de Solo	S_r (%)	e_o	Ângulo de atrito Amostra Natural (°)		Ângulo de atrito Amostra Inundada (°)		Coesão Amostra Natural (kPa)		Coesão Amostra Inundada (kPa)	
				Rup	Res	Rup	Res	Rup	Res	Rup	Res
3,0	Silte	70	1,08	20	13	7	6	24	40	16	7
5,5	Silte	71	0,82	25	32	21	26	101	54	93	53
10,0	Silte	97	0,72	29	26	29	30	176	141	73	15
12,5	Silte	94	1,52	13				71			

S_r = Saturação ; e_o = índice de vazios; Rup = Ruptura; Res = Residual.

Observa-se que o tempo adotado nas provas de carga e até mesmo o da construção da própria edificação podem interferir no desempenho das fundações, pois, em alguns casos, o tempo de ensaio e talvez até da própria construção não é suficiente para dissipação das pressões neutras.

4.2.3.4 Ensaios com variação de pressão de injeção no Sítio 5

As quatro estacas ensaiadas e as reações executadas para os ensaios realizados no Sítio 5 apresentaram desempenhos acima do esperado, em termos de deformabilidade e capacidade de carga, obrigando a interrupção dos ensaios antes que esses atingissem a ruptura convencional, ou seja, 10% do diâmetro da estaca. As curvas Carga *versus* Recalque são apresentadas na Figura 4.52.

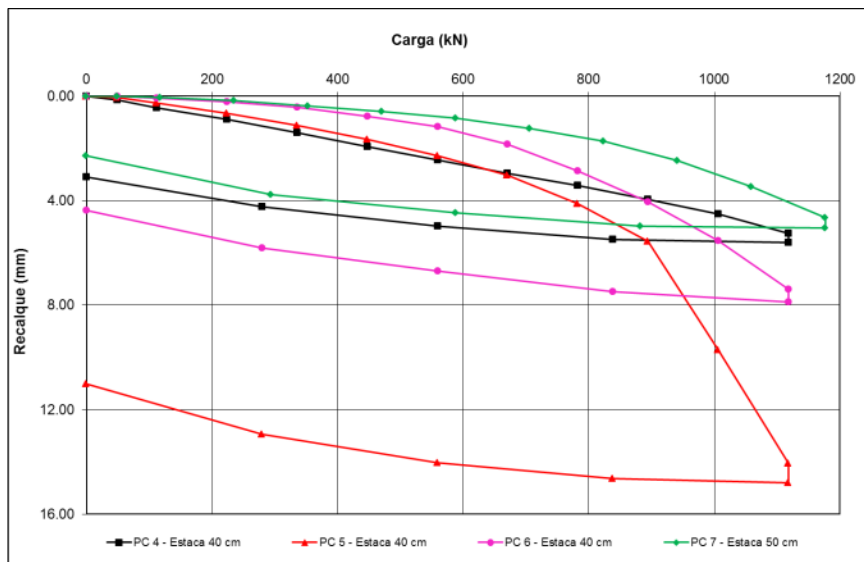


Figura 4.52 - Curvas Carga Aplicada *versus* recalque das Provas de Carga - Sítio 5.

Analisando-se a curva de descarga das quatro provas de carga apresentadas na Figura 4.52, verifica-se que os comportamentos das estacas, em termo de capacidade de carga e

deformabilidade, apresentam curvas paralelas e semelhantes, apresentando a maior parte de sua deformação em termos de energia ou deformação elástica.

Na Figura 4.53, verifica-se que, nas quatro estacas ensaiadas, foram utilizadas as pressões usualmente adotadas durante a execução de estacas assentes neste perfil, entre 50 e 100 kPa para evitar a ruptura do solo e o sobreconsumo de concreto. Entretanto, observa-se, na Figura 4.54, que as diferenças de comportamento, em termos de capacidade de carga e deformabilidade, podem, mais uma vez, serem explicadas pela variação nas pressões médias de injeção, registrada durante o monitoramento das estacas. Apesar da pequena diferença registrada, que é da ordem de 20 kPa, essas diferenças de comportamento se somam às incertezas do perfil de solo.

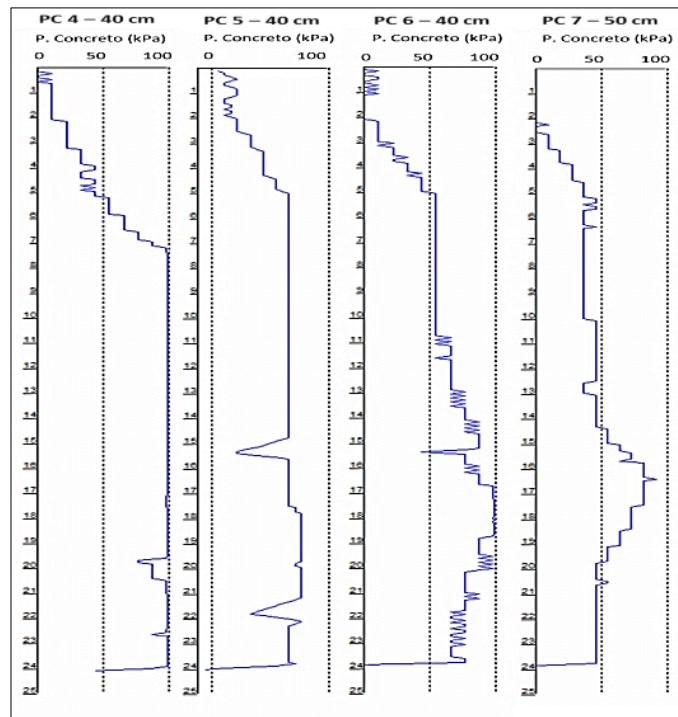


Figura 4.53 - Pressões de Injeção adotadas nas estacas - Sítio 5.

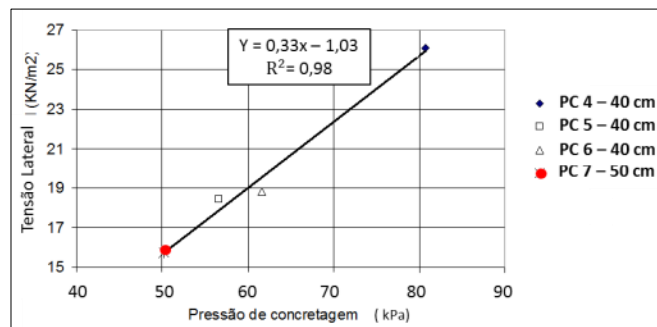


Figura 4.54 - Gráfico Pressão de concreto versus Tensão Lateral – Sítio 5.

Fica evidente que os comportamentos das estacas escavadas, em especial das estacas tipo hélice, dependem não apenas do processo de instalação, mas também dos procedimentos adotados durante a concretagem, particularmente da pressão de injeção utilizada durante a concretagem. Portanto, planejar a concretagem em termos de pressão de injeção, adotando maiores pressões em horizontes resistentes, procurando sempre o equilíbrio entre a pressão de injeção e o sobreconsumo de concreto no horizonte de menor resistência, é um procedimento eficaz para a melhoria do desempenho das estacas em termos de capacidade de carga e deformabilidade.

Consequentemente, a magnitude da energia demandada para escavar uma estaca também será afetada pelo processo executivo. Como parte da variabilidade dos resultados apresentados nos Itens 4.3 e 4.4, em termos de energia *versus* capacidade de carga, ela está ligada às variáveis dos procedimentos adotados durante a execução e concretagem.

4.3 CONTROLE DO ESTAQUEAMENTO POR MEIO DA MEDIDA DE ENERGIA

O impulso aplicado ao helicóide do maquinário exerce influência determinante na magnitude do torque, por exemplo, uma força ou um torque de pequena magnitude, aplicado durante um grande espaço de tempo, pode gerar o mesmo deslocamento provocado por uma força ou um torque de magnitude elevado aplicado em um curto intervalo de tempo, como descrito pelo teorema do impulso-momento linear. Entretanto, pode-se afirmar que os trabalhos nos dois casos são equivalentes, pois os deslocamentos finais foram os mesmos, ou seja, a potência, que é o trabalho realizado por unidade de tempo, está diretamente ligada ao conceito do impulso, portanto quanto maior a potência do equipamento, maior a capacidade de impulsionar o helicóide.

Logo, uma máquina de maior potência gera um torque de grande magnitude e realiza em menor tempo o trabalho necessário para escavar uma estaca, quando comparada com uma máquina de menor potência que necessitará de mais tempo para escavar esta mesma estaca.

Em uma máquina hélice contínua, a ação representada pelo torque disponibilizado é dependente da potência dos motores mecânicos, da bomba hidráulica, das cilindradas dos motores hidráulicos, das relações entre o pinhão e a engrenagem do cabeçote, entre outros fatores e, principalmente da eficiência do sistema hidráulico e do maquinário. Depende

também da resposta ou reação do solo, que mudará de acordo com as condições de sollicitação, por exemplo, da velocidade de perfuração.

Analisando-se o sistema apresentado na Figura 3.4, verifica-se que a energia necessária para escavar uma estaca é consumida na desestruturação do solo, no atrito e na adesão entre o helicóide e o solo, e no atrito e na adesão residual entre o fuste da estaca e o conjunto helicóide/solo. Para determinar com precisão cada parcela, seria necessário conhecer a tensão em cada ponto com contato entre o helicóide e o solo transportado, a tensão residual entre o conjunto helicóide/solo e o fuste da estaca e a energia consumida durante a desestruturação do solo e a adesão gerada no solo desestruturado. Integrando-se estas tensões por unidade de área ao longo do tempo de perfuração e somando-se a energia de desestruturação, obter-se-ia a energia consumida pelas forças não conservativas, a qual equivale ao trabalho obtido por meio do uso da Equação 3.8. Para obter a energia expressa pela Equação 3.10, utilizou-se o princípio de Hamilton, pois, após o término da escavação de uma estaca, todas as energias potenciais e cinéticas foram dissipadas ou consumidas pelas forças não conservativas, basicamente a de atrito e as forças que mantinham o solo estruturado, ou seja, a energia ou o trabalho realizado para escavar uma estaca é a somatória dos trabalhos realizados pelo sistema de forças apresentado na Figura 3.4 e expresso pela Equação 3.10.

Entretanto, uma parcela da energia demandada durante o processo de escavação é dissipada por calor e som; outra, certamente, é responsável pela alteração do estado de tensões na interface estaca-solo, podendo ser armazenada em termos de tensões residuais, que são de difícil mensuração. Essa hipótese não interfere nas análises, pois essas parcelas também farão parte do processo de instalação da estaca.

4.3.1 ENERGIA NECESSÁRIA PARA ESCAVAR AS ESTACAS DO SÍTIO 1

Apresentam-se, na Figura 4.55 e no Apêndice H, os dados do monitoramento de estacas executadas no Sítio 1, obtidos pelo *software* Saci da Geodigitus. Essas estacas foram escavadas com o maquinário CZM EM 600, especificado na Tabela 4.13. A partir da utilização desses dados e da Equação 3.8, obteve-se a energia ou trabalho realizado durante a escavação de estacas do Sítio 1, que foram ensaiadas por meio de provas de carga lentas.

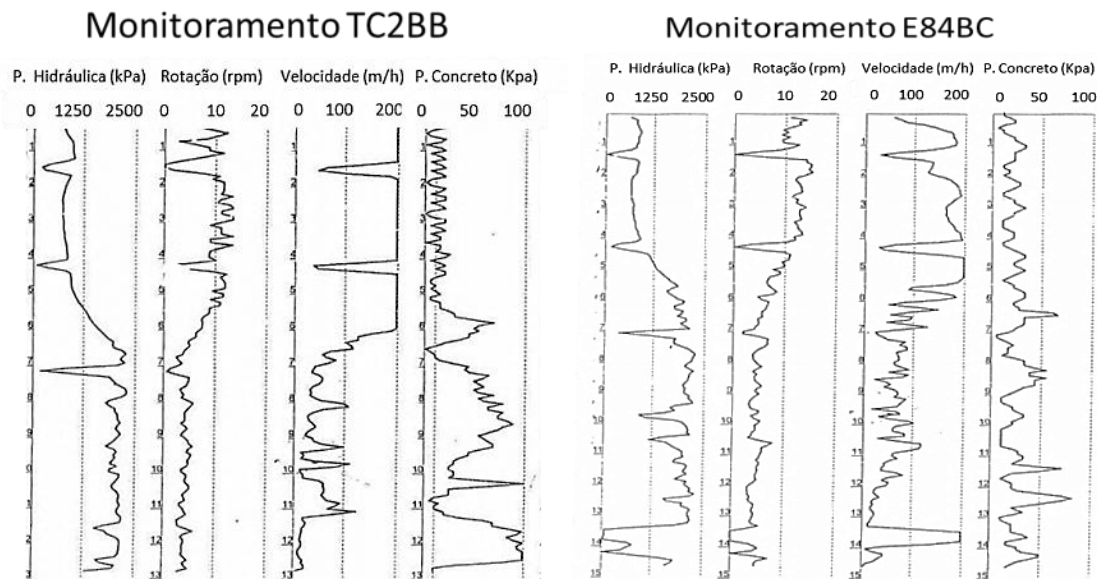


Figura 4.55 - Monitoramento das Estacas TC2BB e E84BC – Sítio 1 (Blocos A e B).

Tabela 4.13 – Relações de engrenagens do Maquinário CZM EM 600 – Sítio 1, Blocos A e B.

Número de motores	2
Volume de óleo do motor ou cilindrada (cm ³)	315
Redutor motor hidráulico/pinhão	5,0
Relação pinhão/engrenagem	5,29
Braço de alavanca (m)	0,475

Salienta-se que, em um maquinário para estacas tipo hélice ou escavadas, a força disponibilizada que gera o torque é dependente das eficiências dos motores mecânicos, das bombas hidráulicas, das cilindradas dos motores hidráulicos e das relações entre o pinhão e a engrenagem do cabeçote, ou seja, da eficiência do circuito hidráulico como um todo e da precisão na aquisição de dados durante o monitoramento. O mesmo acontece no ensaio SPT, que também depende da eficiência do equipamento e da precisão na aquisição dos dados. Entretanto, para um mesmo conjunto (máquina e operador), a energia ou o trabalho medido durante a escavação das estacas está sistematizado, pois o processo adotado na operação do maquinário durante a escavação das estacas de uma obra é repetitivo e a eficiência do sistema hidráulico do maquinário também faz parte do processo. Portanto, em uma obra executada com um determinado conjunto (máquina e operador), a eficiência, o processo de escavação e as eventuais medidas inapropriadas adotadas durante a execução, como o alívio, estarão sistematizados e farão parte do processo de execução.

Ainda analisando-se os gráficos da Figura 4.55 e os apresentados no Apêndice H, observa-se que o perfil de solo, representado pelo ensaio SPT, influencia o processo de execução da

estaca. Observa-se que a rotação e a velocidade de avanço da perfuração são decrescentes com o aumento da resistência N_{SPT} ao longo da profundidade. Por outro lado, durante a concretagem, a pressão de injeção é crescente com o aumento do N_{SPT} , ou seja, o processo não é totalmente controlado, dependendo, na maioria dos casos, das características geotécnicas encontradas durante a perfuração.

Entretanto, pode-se admitir que, em um estaqueamento executado em um determinado perfil geotécnico por meio de um conjunto (máquina e operador), o processo pode ser considerado sistematizado, pois a variabilidade geotécnica faz parte do processo executivo.

Mas, faz-se necessário zelar pela eficiência de toda a execução, iniciando-se pela minimização e controle das perdas hidráulicas e mecânicas inerentes a qualquer maquinário. Devem-se controlar também as perdas provocadas pelo processo de execução (escavação e concretagem) como as geradas pelo desconfinamento do fuste, que, geralmente, são provocadas pela baixa velocidade de avanço ou pelo excesso de rotação do helicóide e, principalmente pelas provocadas pela falta de controle durante a concretagem da estaca. Ou seja, os procedimentos adotados durante a execução devem ser controlados e sistematizados, pois são premissas para o bom desempenho do estaqueamento.

No estudo da relação entre o processo executivo e a capacidade de carga das estacas hélice contínuas, primeiro, verificou-se se a energia necessária para executar uma estaca possuía alguma relação com número de golpes ou índice do ensaio SPT. Lembra-se de que o ensaio SPT norteia a engenharia de fundação brasileira, em quase sua totalidade e que o índice resultante (N_{SPT}) é fisicamente o trabalho realizado ou a energia necessária para cravar 30cm do amostrador a cada metro sondado. É evidente que a energia do ensaio SPT não depende apenas do peso e da altura de queda do martelo. Ela depende também de outros fatores como da eficiência do sistema, do peso crescente do hasteamento ao longo da profundidade e da energia potencial do sistema, gerada em cada manobra ou deslocamento, do mesmo modo que a energia necessária e medida durante a execução de uma estaca é dependente da eficiência mecânica e hidráulica do maquinário, da geometria da ferramenta de perfuração, dos procedimentos adotados durante a escavação e da própria resposta do maciço durante a escavação, que depende de suas características físicas, químicas, mecânicas e mineralógicas. Entretanto, o N_{SPT} obtido no ensaio SPT é aproximadamente a resistência estática do maciço.

É evidente que esta abordagem trata apenas da energia externa aplicada, mas o fundamental é o balanço energético, ou seja, faz-se necessária a percepção de como internamente o maciço reage e equilibra a energia externa imposta, para atender ao princípio fundamental da física, isto é, que ao final da escavação, de alguma forma, a energia se conserve. Esse fato é intrínseco à maioria dos métodos de dimensionamentos empíricos e semiempíricos de fundações, baseados no N_{SPT} , que consideram a reação do maciço, no caso, o tipo de solo.

Regionalmente é sabido que o manto poroso e não saturado de solo tropical profundamente intemperizado que recobre a região do Distrito Federal apresenta resultados de N_{SPT} inferiores a 6, quase sempre, entre 1 e 2. Porém, a capacidade de carga de estacas escavadas neste perfil de solo é, via de regra, muito superior ao calculado pelos métodos semiempíricos com base no SPT. Isso se dá devido à sensibilidade estrutural do solo à energia dinâmica. O mesmo não ocorre em relação às estacas cravadas ou apiloadas, pois, nos dois casos, quando se compara com o ensaio SPT, verifica-se que a energia externa atua na destruição da estabilidade estrutural do solo. Poder-se-ia pensar aqui que o problema não seria relativo ao balanço da energia externa aplicada com a interna do solo, mas, ao contrário, sua importância permanece. A energia dinâmica imposta no ensaio SPT, ao destruir a estrutura do solo, exige dele menor energia interna de equilíbrio e, por isso, o SPT manifesta-se de pouca monta. Fica evidente a importância do equilíbrio de energia na engenharia de fundações. Parece, aos olhos do autor, que esse entendimento é fundamental para a compreensão dos mecanismos atuantes não só na engenharia de fundações, mas em qualquer obra de engenharia, e destas em relação aos ambientes externo (vento, sol, temperatura, pressão atmosférica, umidade relativa, etc.) e interno (química, mineralogia, cargas elétricas de superfícies etc.).

A Tabela 4.14 apresenta as características geométricas das estacas e as energias obtidas em doze estacas executadas nos blocos A e B do Sítio 1, das quais sete foram ensaiadas por meio de provas de carga (tarjadas de cinza). Em oito estacas, a partir dos dados do monitoramento, calculou-se a energia ao longo da estaca.

As estacas foram executadas com equipamento tipo hélice contínua CZM EM 600 e as características geométricas das estacas são apresentadas na Tabela 4.14. A energia calculada e apresentada é referente à força aplicada ao helicóide e foi obtida por meio do tratamento dos dados de monitoramento, neste caso, ainda não sendo considerada a energia potencial gerada pela força gravitacional e nem a energia gerada pela força descente aplicada ao trado durante o

processo de escavação, pois o *software* de monitoramento ainda não tinha sido implementado no equipamento. A energia potencial pode ser considerada constante para um estaqueamento com profundidade homogênea e representa aproximadamente 10% da energia total gerada pelo equipamento CZM EM 600 durante a escavação de uma estaca. Também a energia gerada pela força descendente do equipamento CZM EM 600 encontra-se em torno de 5% da energia total. Salienta-se que as energias potencial e a gerada pela força descende não foram consideradas, pois, nesta fase da pesquisa, os sensores e as rotinas de aquisição de dados estavam sendo desenvolvidas pelas empresas Embre Engenharia e Geodigitus. Elas foram consideradas como parte do processo de escavação, ou seja, admitiu-se que estavam sistematizadas e eram semelhantes em cada estaca.

Logo, os dados apresentados na Figura 4.56 são uma proporção direta das reais medidas de energia necessária para escavar as estacas, mas não são exatamente proporcionais à energia dispendida durante a execução das estacas. Salienta-se também que a eficiência do sistema hidráulico e mecânico do maquinário e do próprio ensaio SPT não foram medidos. Entretanto, as análises são válidas, pois, independentemente da eficiência, procura-se uma grandeza que seja proporcional à capacidade de carga da estaca independentemente da sua magnitude para o Sítio.

Tabela 4.14 – Características geométricas das estacas ensaiadas - Sítio 1, blocos A e B.

Estaca	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Concreto (m ³)	Pressão média concretagem (kPa)	Sobre Consumo (%)	Diâmetro médio (cm)	Energia total (MJ)
E110BA	40	17,12	2,45	100	13,98	42	9,64
EPC1BB	40	15,12	2,23	100	17,23	42	10,60
E25BB	50	15,04	3,24	50-100	9,72	53	8,14
E26BB	50	15,92	3,42	0-50	15,92	54	9,14
TC2BB	50	12,80	2,79	0-75	11,19	53	13,18
E52BB	50	13,04	3,00	0	17,05	54	7,64
E37BB	50	12,88	2,75	25	8,90	42	9,73
E84BC	50	14,80	2,96	25	1,75	51	8,67
E55AA	35	14,24	1,59	25-100	15,98	37	7,06
EPC1C	40	10,80	1,50	50	10,41	42	4,73
GE 24C	50	20,92	4,45	0-50	5,01	52	13,36
EE6B	50	20,08	4,57	100	15,96	54	14,27

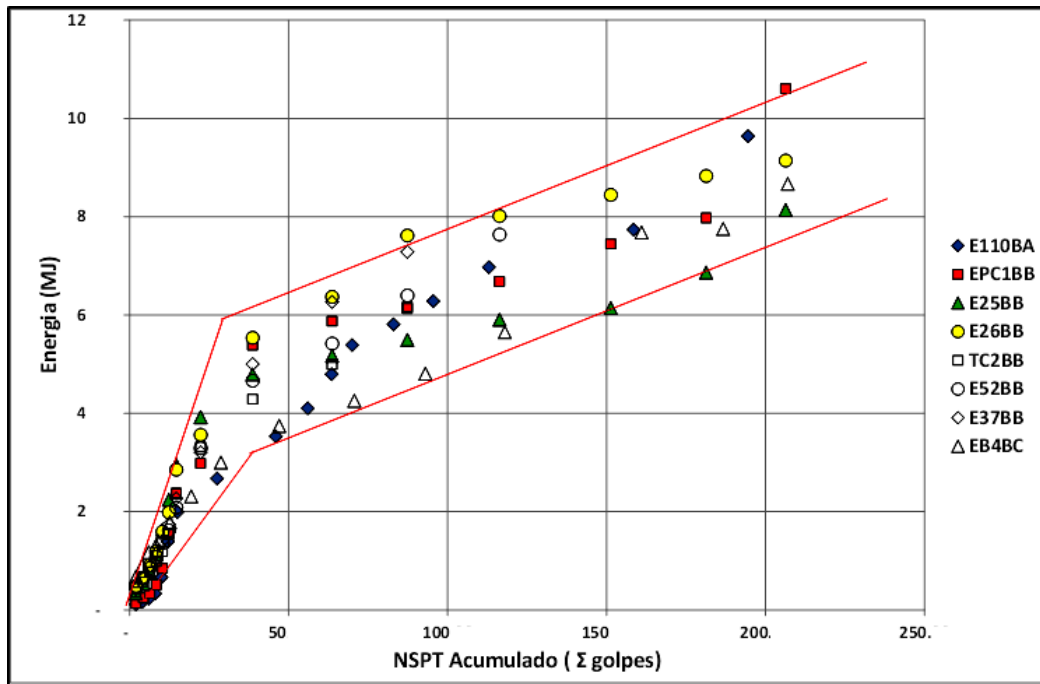


Figura 4.56 - N_{SPT} acumulado *versus* Energia – Sítio 1, Blocos A e B.

A capacidade de carga de uma estaca depende, entre outros fatores, do tipo e do comportamento mecânico do solo, características nem sempre captadas pelo ensaio SPT, mas que podem ser identificadas através da medida de energia ao longo da estaca, Equação 3.8. Observa-se, na Figura 4.56, que o primeiro trecho apresenta-se com taxa de crescimento de energia maior, fato provavelmente devido à característica intrínseca ao ensaio SPT (Tabela 4.15), o qual, quando realizado em perfis de solo profundamente intemperizados, como o do estudo, destrói a estrutura do solo e subestima o seu comportamento. Por outro lado, o processo de execução da estaca hélice contínua em perfil de solo argiloso, como é o caso, faz com que, durante o corte, amolgue-se o solo, gerando adesão entre a hélice, o solo escavado e o maciço, conseqüentemente, demandando mais energia para execução. No segundo trecho, este efeito diminui ou desaparece, fazendo com que a taxa de crescimento de energia diminua. Este comportamento é um dos limitantes à extrapolação dos resultados de um sítio para outro até que se parametrizem tais efeitos.

Em resumo, essa característica, somada ao caráter coesivo desse solo, o qual, quando desestruturado, mantém uma coesão residual aderindo ao helicóide e ao fuste da estaca, provoca um aumento do trabalho necessário para escavar a estaca, pois se demanda mais energia para transportar o solo escavado. O fenômeno não foi detectado no ensaio SPT, pois o processo de cravação do amostrador padrão quebra as frágeis ligações cimentícias existentes neste horizonte, sendo incapaz de registrar a real resistência dele.

A maior dispersão registrada no segundo trecho, horizonte saprolítico, provavelmente é provocada pela espessura do horizonte argiloso apresentado na Tabela 4.15, pois, dependendo da sua espessura, poder-se-á detectar o ponto de inflexão, mudança da taxa de crescimento de energia, em posições diferentes. Entretanto, analisando-se isoladamente as curvas de cada estaca, verifica-se que os comportamentos, em termo de crescimento de energia, são semelhantes.

Observa-se que as estacas com 40 e 50 cm de diâmetro apresentaram comportamentos semelhantes nos gráficos de energia *versus* N_{SPT} acumulado. Nos solos locais, a execução de estacas com diâmetros iguais ou inferiores a 40 cm, demanda aproximadamente o mesmo nível de energia das estacas com 50 cm. O fato é justificado quando se observa que o volume de solo transportado para superfície pelo helicóide é sempre inferior ao volume do trado, ou seja, parte do solo escavado está sendo amolgado ou compactado entre as hélices do helicóide, ou simplesmente, está sendo deslocado para as laterais. Isso provoca a densificação ou o adensamento do solo circunvizinho ao fuste da estaca, como em uma estaca de deslocamento (Figura 4.57), provavelmente melhorando a capacidade de carga no horizonte saprolítico e desestruturando o horizonte argiloso, o que pode piorar o seu comportamento. No caso de amolgamento entre as hélices e de transporte ascendente do solo para a superfície, o comportamento do maciço praticamente não é afetado durante a fase de escavação.

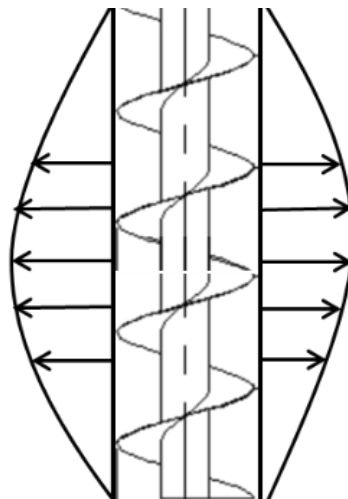


Figura 4.57 – Esquema da perfuração das estacas de pequenos diâmetros.

Tabela 4.15 – Caracterização geotécnica através do ensaio N_{SPT} – Sítio 1, Blocos A e B.

Profundidade	Estaca E110BA		Estaca EPC1BB			Estaca TC2BB			Tipo de Solo
	SP 01	SP 08	SP 03	SP 10	SP 17	SP 03	SP 10	SP 17	
1	2	2	2	2	2	2	2	2	Argila Arenosa
2	2	2	2	2	2	2	2	2	
3	2	2	2	2	2	2	2	2	
4	4	2	2	2	3	2	2	3	
5	20	5	10	8	5	10	8	5	
6	31	6	21	21	7	21	21	7	
7	12	8	31	23	21	31	23	21	Argila com concreções lateríticas
8	9	6	32	15	24	32	15	24	
9	7	6	39	26	22	39	26	22	
10	16	10	20	26	29	20	26	29	
11	11	14	13	48	29	13	48	29	
12	21	14	16	27	32	16	27	32	
13	27	40	26	26	36	26	26	36	Silte arenoso
14	40	32	15	34	40	15	34	40	
15	36	18	15	37	23	15	37	23	
16	40	12	12	48	9	12	48	9	
17	40	8	37	21	15	37	21	15	
18		15		15	14		15	14	
19		30		33	21		33	21	
20		43		47	36		47	36	
21		50		45	40		45	40	
22		40			40			40	

Apresenta-se na Figura 4.58, as curvas carga *versus* recalque das estacas ensaiadas nos Blocos A e B do Sítio 1; as sondagens realizadas próximas às provas de carga são apresentadas na Tabela 4.16.

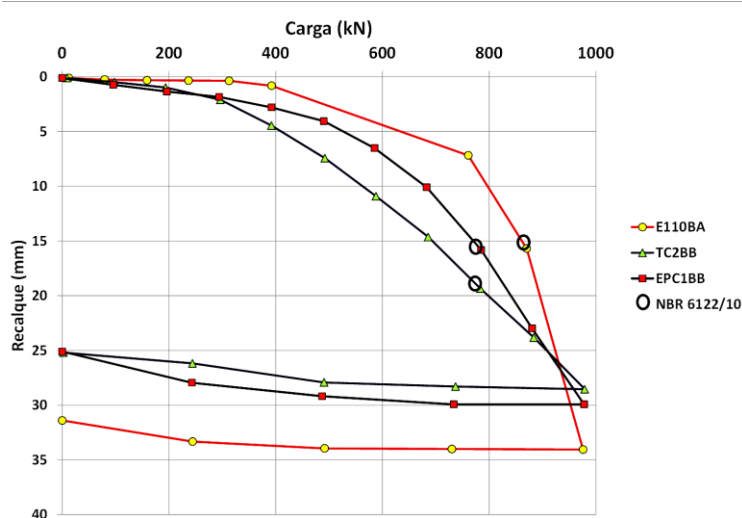


Figura 4.58 - Curva Carga *versus* Recalque estacas E110BA (Bloco A), EPC1BB (Bloco B) e TC2BB (Bloco B).

Observa-se, nas provas de carga realizadas nas três estacas, que o comportamento, em termos de carga última das estacas, pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2010), apresenta valores próximos, entre 780 e 870 kN, e energia de instalação variando entre 9,6 e 13,1 MJ. Já se esperava alguma variabilidade nos resultados, pois o desempenho carga *versus* recalque das estacas, também depende da variabilidade geotécnica e do processo de instalação da estaca e da concretagem, por exemplo, o pior desempenho da estaca TCBB, em termo de deformabilidade pode ser justificado pela estratificação do perfil do solo ou pela menor pressão de injeção adotada durante a concretagem (Tabela 4.14).

Na Figura 4.59, apresentam-se quatro curvas carga *versus* recalque realizadas no Sítio 1 nos bloco A e C, ensaios que atingiram a ruptura convencional (carga equivalente ao recalque correspondente a 10 % do diâmetro da estaca). As estacas também foram executadas com equipamento tipo hélice contínua CZM EM 600 e as suas características geométricas são apresentadas na Tabela 4.14; os gráficos de monitoramento são apresentados no Apêndice H; e as sondagens SPT, na Tabela 4.16.

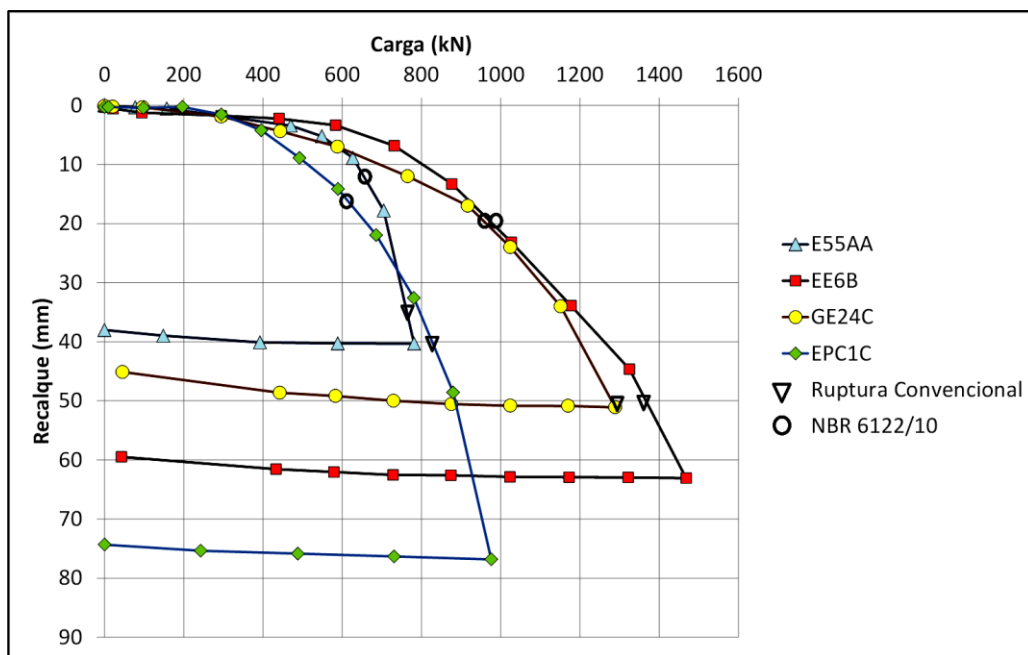


Figura 4.59 - Curva Carga *versus* Recalque estacas E55AA (Bloco A), EPC1C (Bloco C), GE24C (Bloco C), EE6B (Bloco B).

Tabela 4.16 – Sondagens SPT - Blocos A, B e C.

Profundidade	Estaca E55A		Estaca PC1C			Estaca EE6B			Estaca GE24C			Tipo de Solo
	SP 01	SP 08	SP 03	SP 10	SP 17	SP 03	SP 10	SP 17	SP 24	SP 30	SP 36	
1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	8	5	Argila Arenosa
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	9	7	
3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	14	12	
4	4	2	2	2	3	2	2	3	2	13	15	Argila com concreções lateríticas
5	20	5	10	8	5	10	8	5	2	13	19	
6	31	6	21	21	7	21	21	7	4	19	14	
7	12	8	31	23	21	31	23	21	9	16	4	Silte arenoso
8	9	6	32	15	24	32	15	24	15	13	2	
9	7	6	39	26	22	39	26	22	19	17	7	
10	16	10	20	26	29	20	26	29	22	19	9	
11	11	14	13	48	29	13	48	29	19	13	11	
12	21	14	16	27	32	16	27	32	17	7	17	
13	27	40	26	26	36	26	26	36	10	8	27	
14	40	32	15	34	40	15	34	40	14	13	30	
15	36	18	15	37	23	15	37	23	31	13	33	
16	40	12	12	48	9	12	48	9	43	37	40	
17	40	8	37	21	15	37	21	15	44	44	43	
18		15		15	14		15	14	55	41	50	
19		30		33	21		33	21	40	50	40	
20		43		47	36		47	36				
21		50		45	40		45	40				
22		40			40			40				

Como esperado, obteve-se carga crescente com o aumento do diâmetro para o critério de ruptura convencional. Entretanto, pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2010), obteve-se uma inversão de valores para as estacas com diâmetro de 35 cm e 40 cm, o que pode ser justificado pelo processo executivo que impõe para as estacas de pequenos diâmetros uma densificação ou adensamento do solo circunvizinho ao fuste da estaca, melhorando assim a resposta em termos de atrito lateral. O fato também pode ser justificado pela maior pressão de injeção de concreto adotada no trecho final da estaca, procedimentos que melhoram a resposta no trecho inicial da curva, região onde o atrito prevalece e comanda a resposta do ensaio e o formato da curva carga *versus* recalque.

Na Figura 4.60, apresentam-se os resultados obtidos durante a execução de sete estacas ensaiadas através de provas de carga no Sítio 1 nos Blocos A, B e C e a energia ou o trabalho necessário para executar cada estaca, as quais possuíam diâmetros variando entre 35 cm e 50 cm. Pode-se verificar que a energia medida é crescente com o diâmetro e proporcional à

capacidade de carga última, obtida através dos critérios da NBR 6122 (ABNT, 2010) e da ruptura convencional, que é correspondente a 10% do diâmetro da estaca.

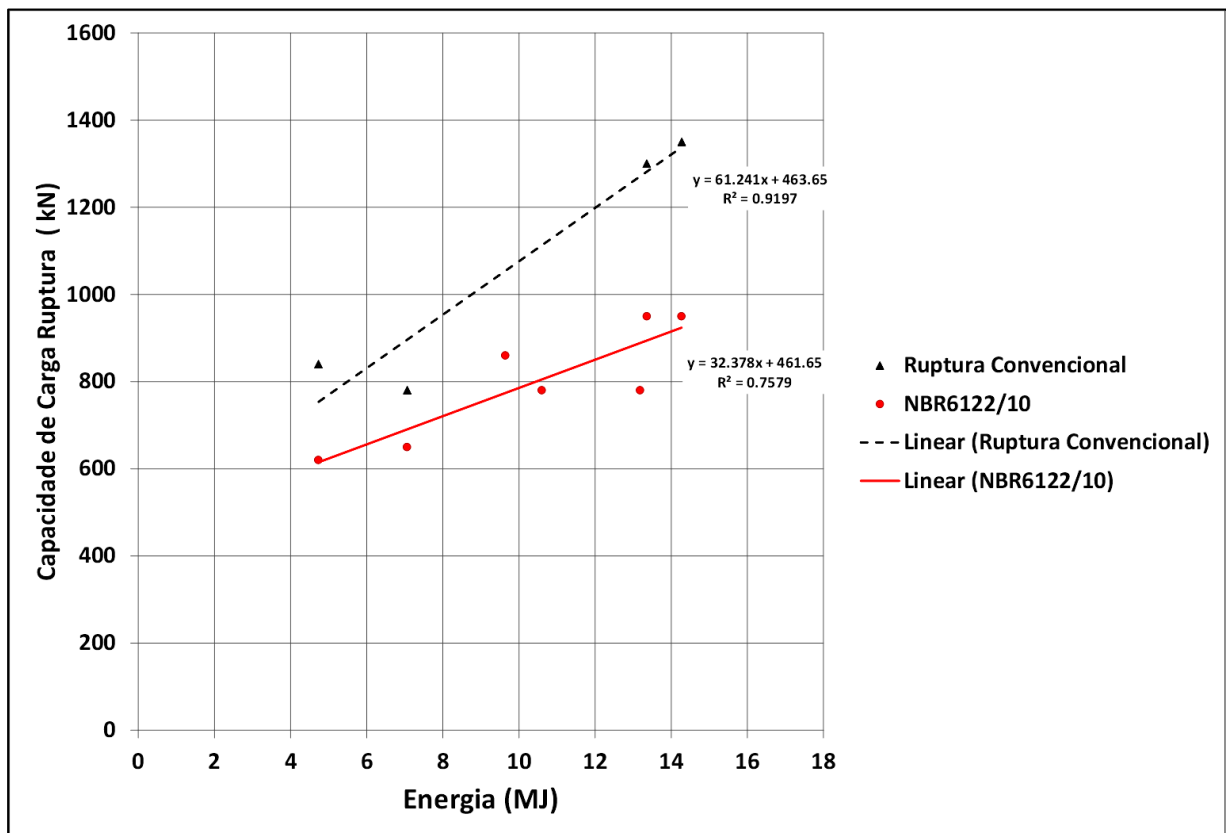


Figura 4.60 – Energia *versus* Carga de ruptura – Sítio 1, Blocos A, B e C.

Pode-se observar, na Figura 4.60, que o comportamento é semelhante ao da Figura 4.56. As linhas de tendência não convergem para a origem, como o ocorrido no segundo segmento do gráfico da Figura 4.56, N_{SPT} acumulado *versus* Energia, em que se constata uma taxa de crescimento de energia maior entre a origem e 4 MJ de energia acumulada. Salienta-se que esse comportamento era esperado, pois a Figura 4.60 representa uma média do comportamento, enquanto, na Figura 4.56, o comportamento apresentado é metro a metro. Caso o comprimento da estaca fosse reduzido e implantado no manto mais intemperizado, provavelmente, encontrar-se-ia um segundo segmento de reta nascendo na origem, que compatibilizaria os dois gráficos.

Na Figura 4.61, normalizou-se o comportamento das provas de cargas, em termos de área lateral efetiva e volume da estaca, comparando-as com a energia necessária para escavar a estaca e a capacidade de carga última obtida por meio da NBR 6122 (ABNT, 2010). É evidente que estes gráficos foram plotados apenas para identificar a tendência, pois a energia também está diretamente relacionada com a resistência do solo e a capacidade de carga última

com a resposta da ponta da estaca. Mas, analisando-se a Figura 4.61, percebe-se que a tendência é a mesma da Figura 4.60, complementando e corroborando as análises realizadas nesta última.

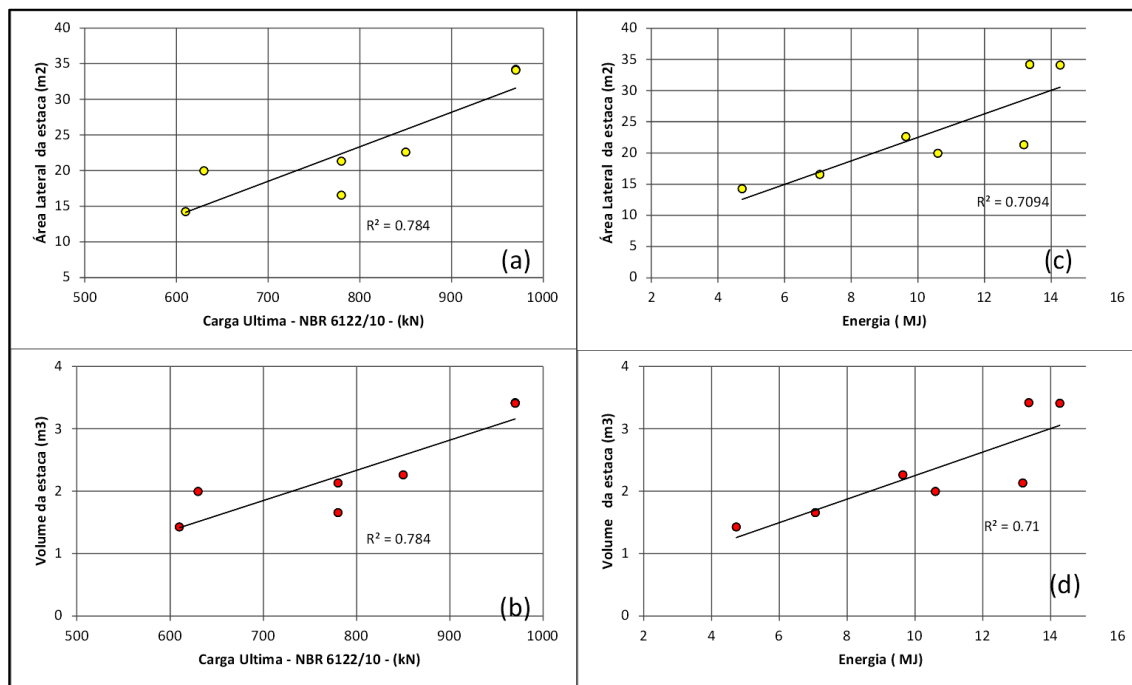


Figura 4.61 – Área lateral da estaca *versus* Carga última NBR 6122 (ABNT, 2010) (a), Área lateral da estaca *versus* Energia (c), Volume da estaca *versus* Carga última NBR 6122 (ABNT, 2010) (b), Volume da estaca *versus* Energia (d).

4.3.2 ENERGIA NECESSÁRIA PARA ESCAVAR AS ESTACAS DO SÍTIO 2

Apresentam-se, no Apêndice H, os dados do monitoramento de estacas executadas no Sítio 2 nos Blocos C, I, G, J e H, obtidos pelo *software* Saci da Geodigitus. Essas estacas foram escavadas com o maquinário CZM EM 800, especificado na Tabela 4.17. A partir da utilização desses dados e da Equação 3.8, obteve-se a energia ou trabalho realizado durante a escavação das estacas que foram ensaiadas por meio de provas de carga lentas.

Tabela 4.17 – Relações de engrenagens do Maquinário CZM EM 800 – Sítio 2.

Número de motores	2
Volume de óleo do motor ou cilindrada motor de fluxo variável (cm ³)	138/220
Redutor motor hidráulico/pinhão	14,5
Relação pinhão/engrenagem	10,67
Braço de alavanca (m)	0,652

Admitindo-se as mesmas hipóteses do Sítio 1, durante a execução de um estaqueamento em um determinado perfil geotécnico, através de um conjunto (máquina e operador), a energia ou

o trabalho medido durante a escavação das estacas está sistematizado. Portanto, em uma obra executada com um determinado conjunto (máquina e operador), a eficiência, o processo de escavação e os eventuais procedimentos não aconselháveis, mas adotados durante a execução, como o alívio, estão sistematizados e fazem parte desse processo.

As características geométricas e a energia demandada na escavação das estacas são apresentadas na Tabela 4.18. Analisando-se o monitoramento das estacas estudadas no Sítio 2, apresentado no Apêndice H, e o perfil geotécnico, representado pelo ensaio SPT (Tabela 4.19), observa-se a mesma tendência do Sítio 1, ou seja, a rotação e a velocidade de avanço da perfuração é decrescente com o aumento da resistência N_{SPT} , ao contrário da pressão de injeção, a qual é maior nos horizontes com resistência mecânica elevada.

No Sítio 2, também se verificou se a energia necessária para executar uma estaca possui relação com número de golpes ou índice do ensaio SPT (N_{SPT}). A Figura 4.62 apresenta as energias obtidas em cinco estacas executadas e ensaiadas por meio de provas de carga no Sítio 2, Blocos C, I, G, J e H. Também no Sítio 2, a energia calculada e apresentada é referente à força aplicada ao helicóide. Ainda não sendo calculadas parcelas de energia potencial e da produzida pela força descendente, a somatória das duas energias representa aproximadamente 15% da energia total.

Lembra-se de que os dados apresentados na Figura 4.62 são uma proporção direta das reais medidas de energia, pois não foram medidas as eficiências do ensaio SPT e nem do equipamento tipo hélice contínua utilizado na execução das estacas.

Assim como no Sítio 1, verifica-se que a taxa de crescimento de energia é maior nas primeiras profundidades, horizonte mais intemperizado e laterizado, o qual é caracterizado geotecnicamente como argila arenosa porosa por meio dos ensaios SPT, com classificação tátil-visual.

Tabela 4.18 – Características geométricas das estacas ensaiadas - Sítio 2, Blocos C, I, G, J e H.

Estaca	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Concreto (m ³)	Pressão concretagem (kPa)	Sobre Consumo (%)	Diâmetro médio (cm)	Energia (MJ)
PCbC	50	20,08	4,52	0-100	14,64	53	13,44
PCbI	50	20,80	4,59	0-50	17,31	55	14,13
PCbG	50	17,12	3,88	0	15,64	54	9,55
PCbJ	50	17,12	3,79	50	12,95	53	9,14
PCbH	50	17,35	3,80	0-50	11,39	53	9,05

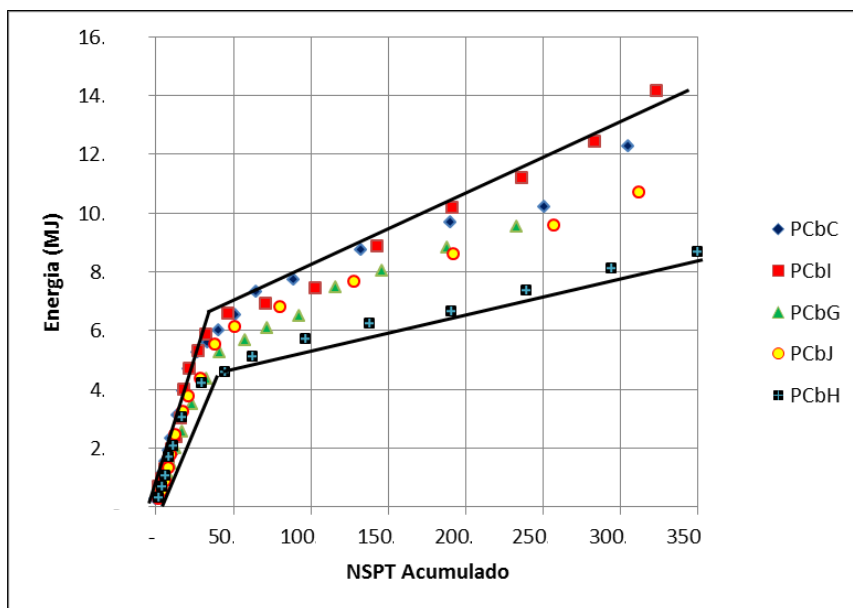


Figura 4.62 - N_{SPT} acumulado *versus* Energia – Sítio 2, Blocos C, I, G, J e H.

Entretanto, ao analisar a caracterização geotécnica (Itens 4.1.2.2 e 4.1.2.3) e mineralógica em conjunto com a Figura 4.62, verifica-se outra característica do manto superficial do Distrito Federal. Observa-se que o manto laterizado foi caracterizado como Areia argilosa, quando a granulometria foi realizada sem a utilização de ultrassom, e, como Silte Argiloso, com a utilização de ultrassom, até a profundidade de 8,00m, horizonte caracterizado mineralogicamente pela presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. A partir desta profundidade, as duas metodologias tendem a convergir na classificação, mas continuam divergindo no percentual de cada fração. Mas, pode-se afirmar que, para o entendimento do comportamento estaca/solo, a granulometria sem a utilização de ultrassom é mais representativa. Ela não desestrutura o solo e as suas concreções, assim como no processo de escavação das estacas hélices, que mantém preservadas as características físicas e mecânicas do solo na interface da estaca, enquanto o processo de cravação dinâmica do amostrador padrão, provavelmente, desestrutura e quebra as frágeis ligações químicas e físicas existente no manto superficial.

Verificou-se também maior dispersão, registrada no segundo trecho, horizonte saprolítico, provavelmente provocada pela espessura do horizonte argiloso (Tabela 4.18), pois, dependendo da sua espessura, poder-se-á detectar o ponto de inflexão, mudança da taxa de crescimento de energia, em posições diferentes, por exemplo, na estaca PCbH, que foi implantada em região com menor espessura de argila arenosa, ao contrário na PCbI executada em região com maior espessura de argila arenosa. Entretanto, se o segundo trecho for

analisado isoladamente, verifica-se que os comportamentos, em termos de crescimento de energia, são semelhantes, pois as inclinações das retas imaginárias são semelhantes.

O comportamento e a demanda de energia no manto poroso e no solo saprolítico do Distrito Federal, são caracterizados pelos resultados obtidos nos Sítio 1 e 2, e se pode afirmar que a energia necessária para escavar uma estaca correlaciona-se com o índice N_{SPT} através de dois segmentos de curva (Figura 4.62): uma para o manto intemperizado e outra para o solo saprolítico.

Apresenta-se, na Figura 4.63 e na Figura 4.64, as curvas carga *versus* recalque das estacas ensaiadas nos Blocos C, I, G, J e H do Sítio 2; as sondagens realizadas próximo às provas de carga são apresentadas na Tabela 4.19.

A penetração da estaca em solo de alta capacidade, foram escavados aproximadamente 5,0 m em solo com $N_{SPT} > 40$ golpes, combinada com a limitação do sistema de reação utilizado, impediu que as estacas fossem levadas à ruptura convencional durante as provas de cargas realizadas no Sítio 2. Entretanto, buscando-se o entendimento das provas de carga realizadas, utilizou-se a metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) para identificar a mudança de comportamento na curva carga *versus* recalque das estacas e consequentemente poder compará-las com as energias necessárias para escavar as estacas. Os gráficos da Metodologia Camapum de Carvalho são apresentados no Apêndice I.

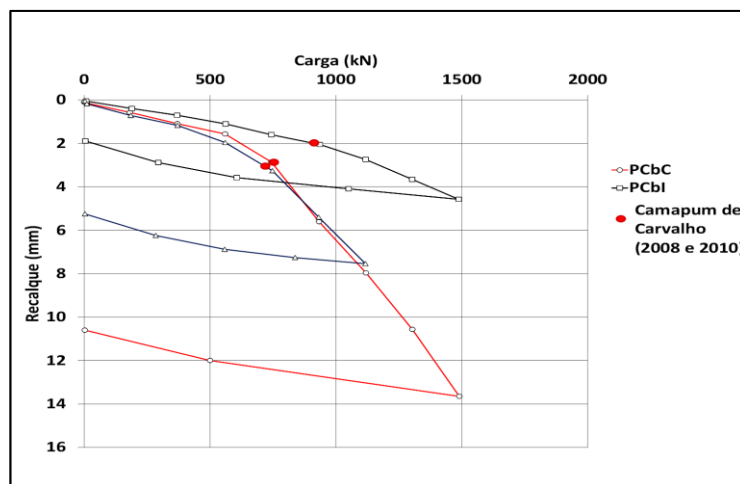


Figura 4.63 - Curva Carga *versus* Recalque estaca PCbC , PCbG e PCbI, Sítio 2, Blocos C, G e I.

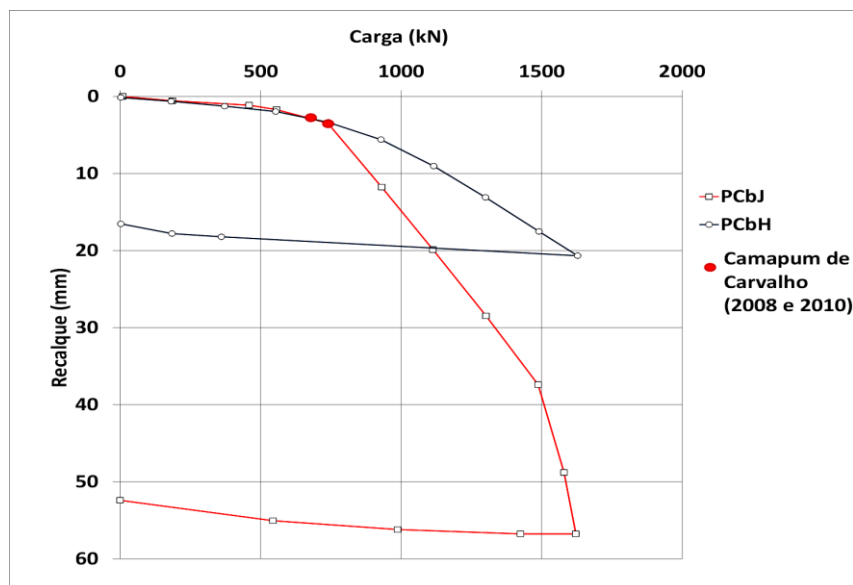


Figura 4.64 - Curva Carga versus Recalque Estacas PCbJ e PCbH, Sítio 2, Blocos J e H.

Tabela 4.19 – Caracterização geotécnica através do ensaio N_{SPT} – Sítio 2, Blocos C, I, G, J e H.

Prof.	PCbC			PCbl			PCbG			PCbJ			PCbH			Tipo de Solo
	SP 11	SPT 14	SPT 16	SP 39	SP 40	SP 42	SP 29	SP 31	SP 32	SP 43	SP 44	SP 46	SP 33	SP 35	SP 38	
1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	Argila Arenosa
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
3	2	2	2	2	2	2	2	6	2	2	2	2	2	2	2	
4	2	2	2	2	2	2	2	4	2	2	2	2	2	2	2	
5	2	2	2	2	2	3	2	4	2	2	2	2	3	4	2	
6	5	4	2	2	2	4	2	4	6	3	2	2	6	8	4	
7	3	6	2	2	2	5	4	6	10	6	4	5	7	17	14	Argila com concreções
8	3	5	4	2	2	2	9	12	7	2	6	3	11	21	12	
9	4	9	4	7	2	2	6	13	6	7	8	8	19	22	14	Silte argiloso
10	5	9	4	7	3	7	15	18	16	11	10	8	22	37	43	
11	7	9	7	6	4	6	17	14	12	11	10	18	32	42	50	
12	11	13	7	10	8	24	22	20	20	11	13	63	59	50	50	
13	22	13	6	8	14	50	24	22	24	44	33	66	55	52	41	
14	43	15	15	11	47	40	32	30	28	63	65	61	65	56	50	
15	35	59	36	31	50	38	58	46	24			66		50		
16	64	37	51	57	50	39	64	50	19			36				
17	35	35	60	58	41	36										
18	35	57	43	59	43	38										
19	52	62	45	37	47	37										
20	58	65	45													
21	61	34	45													
22	35	35														

A mudança de comportamento, mostrada nas curvas cargas *versus* recalque, identifica a carga que corresponde à primeira mudança de comportamento da curva. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), este primeiro ponto de inflexão do gráfico do coeficiente de recalque identifica a carga que delimita a fronteira entre o domínio do atrito, carga abaixo da qual se mobiliza preponderantemente o atrito na estaca, e a região de domínio da ponta, carga a partir da qual a ponta passa a ser mobilizada. Entretanto, aprofundando-se as análises, verifica-se que este primeiro ponto identifica a carga que divide a região em que o atrito lateral comanda o comportamento da estaca da região de domínio da ponta ou de plastificação do sistema, nos casos de estacas de atrito ou sem ponta.

Comparando-se a reta apresentada na Figura 4.65 com a obtida através de regressão linear para os resultados de carga última obtidos através da metodologia encontrada na NBR 6122 (ABNT, 2010), observa-se que as duas retas são semelhantes e apresentam praticamente os mesmos coeficientes angulares e constantes, com pequena diferença, provavelmente, devido ao fato de as estacas no Sítio 1 estarem trabalhando preponderantemente por atrito lateral. Salienta-se que não foi utilizada a metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), porque os ensaios realizados no Sítio foram anteriores à metodologia e não se dispunha de todos os boletins de campo e conseqüentemente dos dados de cada carregamento. Observa-se que as constantes e coeficientes angulares das retas apresentadas na Figura 4.65 e na Figura 4.66 (NBR 6122, (ABNT, 2010)) são semelhantes, fato que pode ser explicado, pois a NBR 6122 (ABNT, 2010) adota função matemática para identificar a carga de ruptura que, geralmente, intercepta a curva carga *versus* recalque no início do domínio da ponta.

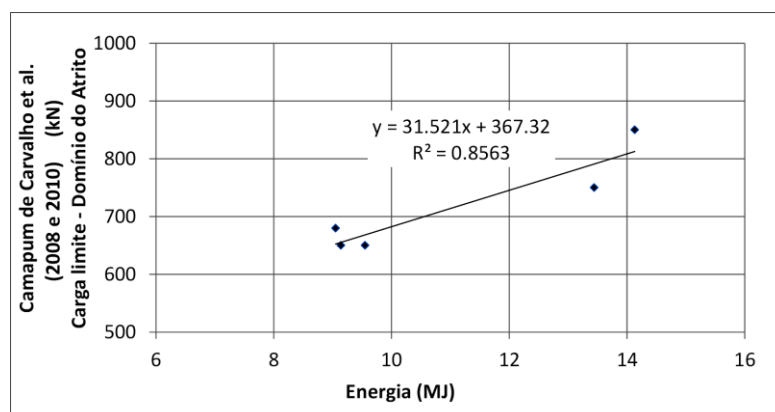


Figura 4.65 - Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) – Domínio do Atrito *versus* Energia – Sítio 2.

Logo, com os resultados obtidos nos Sítio 1 e 2, pode-se afirmar que é possível controlar a capacidade de carga de uma estaca e conseqüentemente do estaqueamento por meio da energia, uniformizando o estaqueamento através da adoção de uma superfície resistente de energia. Observa-se que a energia, independentemente do critério de ruptura ou de deformabilidade adotado, é uma proporção direta da capacidade de carga da estaca. Uma importante observação é que a metodologia proposta para medir a energia necessária para escavar uma estaca capta a laterização do solo e a sua resistência, o que não acontece com o ensaio SPT que, provavelmente, quebra a estrutura do solo neste horizonte.

Enriquecendo as análises, dois gráficos são apresentados na Figura 4.66, os quais corroboram a hipótese de que a capacidade de carga lateral da estaca está diretamente relacionada com a energia necessária para escavar uma estaca.

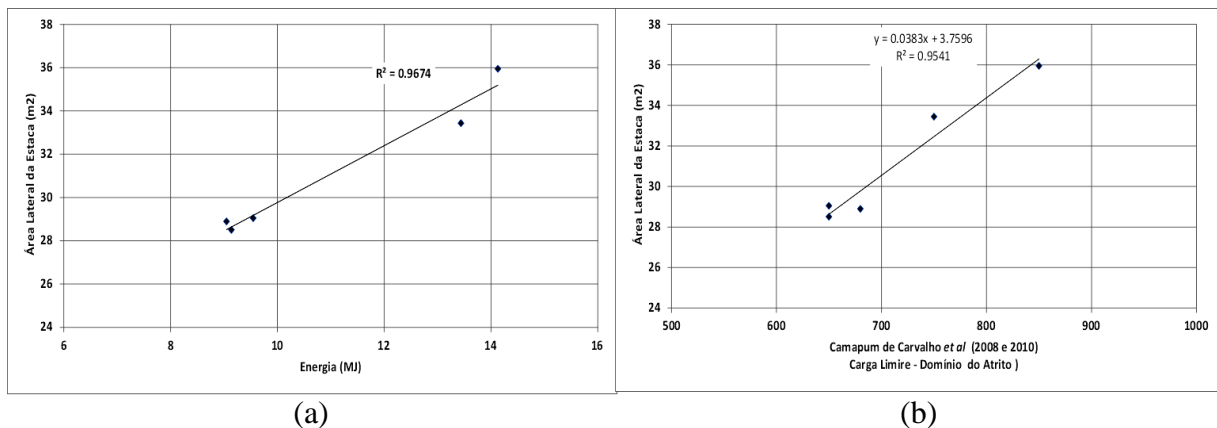


Figura 4.66–a) Energia *versus* atrito Lateral da Estaca e; b)Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) – Domínio do Atrito *versus* Energia – Sítio 2.

4.3.3 ENERGIA NECESSÁRIA PARA ESCAVAR AS ESTACAS DO SÍTIO 3

No Sítio 3, procurou-se analisar e entender o comportamento inicial da curva de energia acumulada para estacas executadas em um perfil de solo saprolítico, fazendo um contraponto às análises realizadas nos Sítios 1 e 2, executadas em perfil com maior grau de intemperização.

Ensaíram-se as estacas PE47A e PCA (Figura 4.67), cujos monitoramentos são apresentados em conjunto com os das estacas EER1 e EER2 no Apêndice J e as características geométricas e alguns aspectos gerais do monitoramento são apresentados na Tabela 4.20. As estacas foram escavadas com maquinário tipo CZM EM 800, especificado na Tabela 4.17, exceto a estaca

PCA, que foi escavada com um equipamento tipo CZM EM 600, especificado na Tabela 4.13. Utilizando-se a Equação 3.8 e os dados do monitoramento obtidos durante a execução das estacas, calculou-se a energia ou trabalho realizado durante a escavação das fundações.

As hipóteses e considerações quanto ao processo executivo ser repetitivo e sistematizado também cabe ao Sítio 3, exceto para a estaca PCA, que foi executada por equipe (máquina e operador) diferente.

Tabela 4.20 – Características geométricas das estacas ensaiadas - Sítio 2, Blocos C, I, G, J e H.

Estaca	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Concreto (m ³)	Pressão concretagem (kPa)	Sobre Consumo (%)	Diâmetro médio (cm)	Energia (MJ)
PE47A	50	22,08	4,99	0-100	15,14	53	27,41
EER1	60	19,12	6,20	0	14,70	64	25,26
EER2	60	19,92	6,40	0	13,56	64	26,21
PCA	40	20,96	3,00	0	13,97	42	15,10

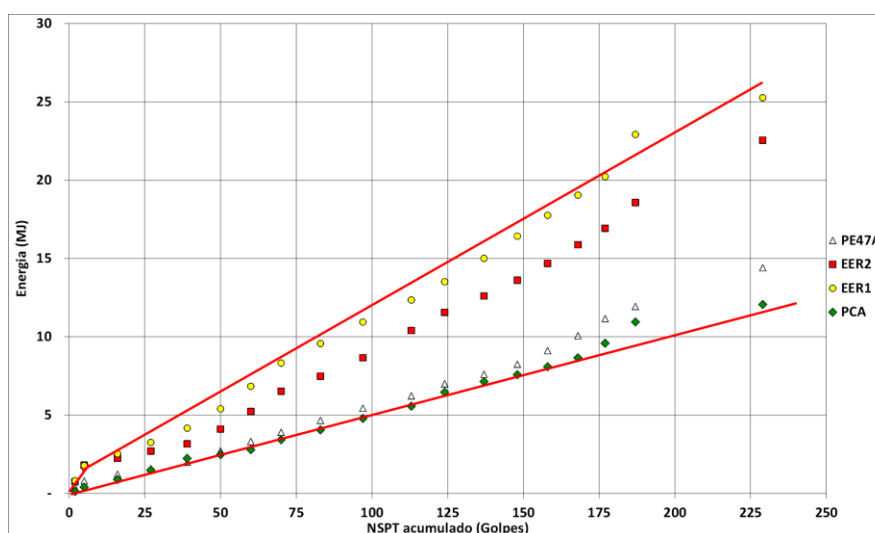


Figura 4.67 - N_{SPT} acumulado *versus* Energia – Sítio 3.

Observa-se, na Figura 4.67, que o comportamento da curva N_{SPT} acumulado *versus* Energia apresenta o primeiro trecho praticamente inexistente, quando comparado ao observado nos Sítios 1 e 2. Esse comportamento pode ser justificado pelo perfil de solo encontrado (Tabela 4.21). As estacas foram escavadas dentro de uma cava com aproximadamente 6,00 m de profundidade para implantação dos subsolos da edificação, sendo removida quase a totalidade da camada de solo laterizado encontrada no local, ficando aproximadamente 1,00m do solo mais intemperizado, que é representado pela argila arenosa vermelha.

Ainda se observa, na Figura 4.67, caso sejam considerados retas para o comportamento da energia *versus* N_{SPT} , que os coeficientes angulares ou taxa de crescimento das retas de energia acumulada apresentam-se sem variação ao longo de toda escavação da estaca, corroborando a hipótese de que a energia é diretamente proporcional à capacidade de carga da estaca, neste caso, representado pelo índice N_{SPT} .

Tabela 4.21 – Caracterização geotécnica através do ensaio N_{SPT} – Sítio 3.

Profundidade	SP 03	Tipo de Solo
1	2	Argila Arenosa
2	3	Silte arenoso, com concreções
3	11	
4	11	
5	12	
6	11	
7	10	Silte argiloso
8	10	
9	13	
10	14	
11	16	
12	11	
13	13	
14	11	
15	10	
16	10	
17	9	
18	10	
19	42	
20	56	
21	56	

Apresenta-se, na Figura 4.68, as curvas carga *versus* recalque das estacas PE47A e PPCA, assente em horizonte de alta capacidade de carga. As estacas foram embutidas, aproximadamente, 4,0m em solo com $N_{SPT} > 30$ golpes, impossibilitando, devido à limitação do sistema de reação, a determinação da carga de ruptura convencional, durante os ensaios, e a utilização da metodologia sugerida pela NBR 6122 (ABNT, 2010). Entretanto, pode-se utilizar a metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010). No caso, os gráficos que melhor identificaram a mudança de comportamento das estacas durante o ensaio foram os da carga *versus* recalque secundário, os quais são apresentados na Figura 4.69.

Apesar de as deformações verificadas nos dois ensaios PE47A e PCA serem preponderantemente elásticas, a metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) pôde

identificar a mudança de comportamento. Verificou-se que, no ensaio PCA, ocorreu uma mudança de comportamento em 850 kN e na PE47A em 950 kN. Isso já era esperado, pois se trata de estacas de 40 cm e 50 cm, que demandaram 15,10 e 27,41 MJ, respectivamente, para serem escavadas. Lembra-se de que as estacas foram escavadas por equipes diferentes (operador e maquinário), que podem apresentar eficiências diferentes e concretadas com pressões de injeção distintas. Consequentemente podem impactar as análises aqui apresentadas, mas não as invalidam, pois, quando se analisa o conjunto dos três Sítios, fica evidente que a energia é proporcional à capacidade de carga das estacas.

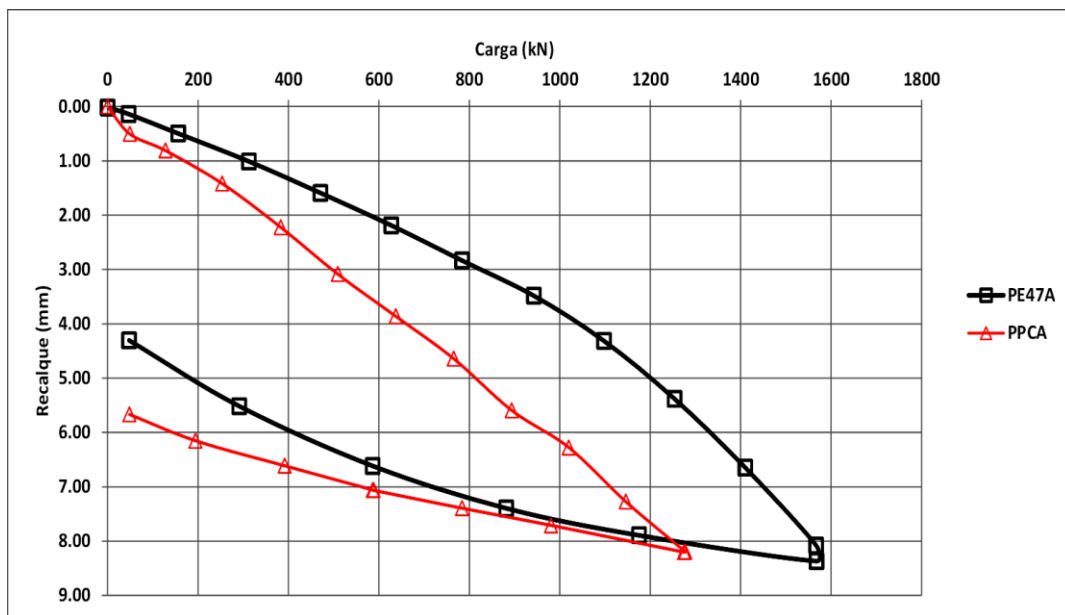


Figura 4.68 - Curva Carga *versus* Recalque estaca PE47A e PPCA - Sítio 3.

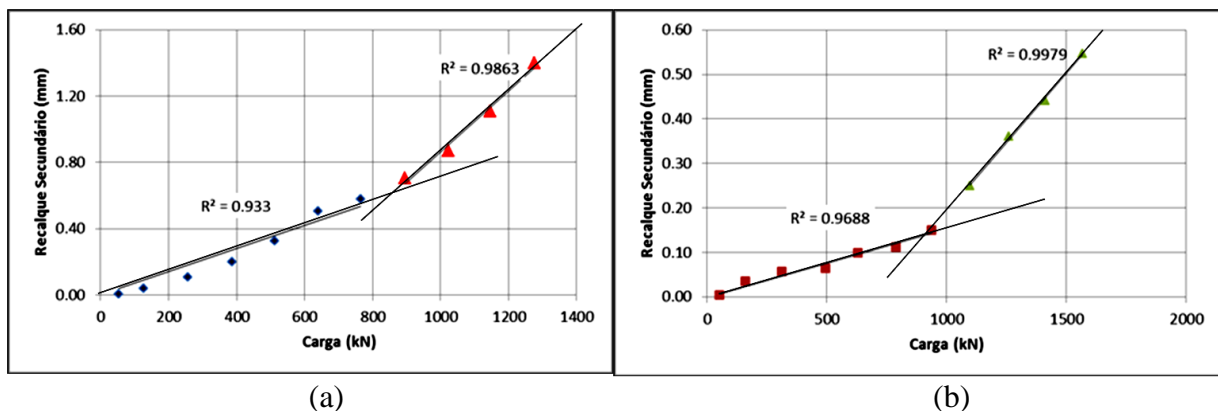


Figura 4.69 - Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) - Gráfico do recalque secundário: a) Estaca PCA; e b) Estaca PE47A, Sítio 3.

Observou-se, na medida de energia, um incremento, em termos de energia *versus* capacidade de carga lateral, quando comparado com os resultados obtidos no Sítio 2. O fato pode ser

justificado pela utilização de conjuntos (máquina e operação) distintos na execução das estacas de cada Sítio. Ele serve de alerta para a importância de se comparar ou controlar as estacas ou o estaqueamento sempre com base nos mesmos parâmetros de execução como, por exemplo, comparando as energias obtidas por um conjunto máquina/operador, e garantindo, assim, a eficiência do maquinário, independentemente da ordem de grandeza e da sistematização da execução adotada.

Analisando-se o conjunto dos resultados obtidos nos Sítios 1, 2 e 3, observa-se que, para valores acumulados de N_{SPT} no manto mais intemperizado, com presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e, caso se considerasse uma reta como representante do comportamento das estacas em termos de energia *versus* capacidade de carga, verificar-se-ia que o coeficiente angular que representaria o primeiro segmento de reta seria maior que o coeficiente obtido para o segundo segmento de reta, obtido no trecho menos intemperizado com presença dos argilos minerais como a Caulinita e a Illita.

Com isso, fica claro que o manto laterizado mais intemperizado, representado, geralmente, pela argila arenosa porosa de Brasília, demanda uma taxa de crescimento de energia maior. Provavelmente, o ensaio SPT não registra adequadamente a resistência do solo, pois o processo dinâmico de cravação do amostrador padrão tende a desestruturar o solo, e somando-se ao fato que essa camada é preponderantemente argilosa, apresentando uma coesão residual quando desestruturado provocando adesão entre o solo, o helicóide e a parede do fuste e, conseqüentemente, demandando mais energia para se transportar o material.

Salienta-se que, no segundo segmento das curvas, consome-se menos energia durante a execução, pois as estacas foram implantadas em perfil caulínico, que é facilmente desestruturado e praticamente não apresenta coesão residual, sendo facilmente transportado pelo helicóide para a superfície.

A adoção de procedimentos e ferramentas inadequadas durante a escavação pode influenciar o desempenho da estaca e do estaqueamento, em termos de capacidade de carga e deformabilidade. Entre esses procedimentos, podem-se citar:

- a adoção de baixa velocidade durante a escavação da estaca pode provocar sobre a escavação, alívio de tensões no fuste da estaca, expansão ou até o seu desmoronamento, e, como conseqüência, a perda de capacidade de carga da estaca;

- a adoção do alívio, procedimento de manter o trado rotacionando ou girando, mas com velocidade de avanço próxima a zero, provocará o transporte ascendente do solo pelo trado e o conseqüente desconfinamento do fuste da estaca;
- a pressão de concretagem pode provocar aumento ou redução da capacidade de carga, dependendo do tipo de solo onde a estaca será implantada;
- o diâmetro do tubo de concretagem, o ângulo de corte do trado e o espaçamento das hélices podem aumentar ou diminuir a eficiência da escavação, o que, conseqüentemente influencia na magnitude da medida de energia.

Os resultados obtidos nos Sítios 1, 2 e 3 confirmam que é possível controlar o estaqueamento por energia ou trabalho necessário para escavar cada estaca do estaqueamento. Entretanto, o desempenho da estaca quanto à capacidade de carga e deformabilidade também depende de outros fatores, principalmente dos procedimentos adotados durante a execução e concretagem e não apenas da energia medida durante a escavação.

Alerta-se que as estacas escavadas nos sítios 1, 2 e 3 foram executadas por conjuntos diferentes (máquina e operador), dificultando a comparação direta das energias obtidas em cada sítio. Verificou-se também que a eficiência do sistema hidráulico influencia na magnitude da energia, pois se mede a pressão de óleo na entrada do circuito hidráulico, quando ainda não existem perdas. Entretanto, para a metodologia desenvolvida, o valor da energia necessária para escavar uma estaca, a eficiência do maquinário ou o processo de instalação das estacas, não influencia o resultado final, pois se procura uniformizar o estaqueamento quanto a sua capacidade de carga, independente da magnitude da energia medida, que será característica de cada perfil de solo e do conjunto máquina-operador, conseqüentemente pode mitigar o risco geotécnico ou a probabilidade de ruína do estaqueamento. Cabe lembrar que a energia necessária para escavar cada estaca do estaqueamento está amarrada a uma capacidade de carga, seja ela prevista por métodos de dimensionamentos, seja aferida por meio de provas de carga.

4.4 METODOLOGIA SCCAP

Procurou-se, nesta pesquisa, resgatar o conceito universal da conservação de energia, verificando-se a sua relação com a capacidade de carga das estacas. Com base neste princípio e com este objetivo, desenvolveu-se a metodologia SCCAP, que foi incorporada ao *software*

de monitoramento das estacas hélices. Sua aplicabilidade e eficiência foram verificadas através da aplicação da metodologia em três estaqueamentos:

- O primeiro foi executado no Sítio 7. Nesse estaqueamento, a metodologia não estava incorporada ao *software* de monitoramento, o que exigiu o levantamento dos dados necessários para a aplicação da metodologia e a utilização da formulação descrita no item 3.4. Obteve-se, dos gráficos de monitoramento existentes na ocasião, a pressão de óleo, velocidade de avanço e rotação. Com o auxílio de planilhas eletrônicas, dos dados levantados e da formulação proposta pela metodologia SCCAP, a energia ou trabalho necessário para executar cada estaca foi obtido.
- O segundo foi executado no Sítio 9. Nesse, a aquisição de dados e conseqüentemente o trabalho necessário para executar uma estaca foram feitos automaticamente, pois as rotinas já estavam implementadas do *software* de monitoramento das estacas.
- O terceiro foi executado no Sítio 8. Nessa obra, foram implementadas rotinas no *software*, as quais possibilitaram a aquisição e o armazenamento de dados ao longo do perfil, que resultaram em saída gráfica do *software* de monitoramento. Esse passou a fornecer a energia ao longo do perfil escavado. Conseqüentemente, o perfil de energia pode ser comparado com o perfil SPT ou com qualquer outro ensaio de campo.

Analisando-se os resultados obtidos nesses estaqueamentos, constatou-se que a metodologia SCCAP pode uniformizar o estaqueamento em termos de energia, conseqüentemente, também quanto à capacidade de carga e à deformabilidade, contribuindo, assim, para a melhoria do controle de qualidade, da segurança, da confiabilidade dos estaqueamentos.

Salienta-se que a metodologia também pode ser aplicada em outros tipos de escavações mecanizadas, por exemplo, na identificação, avaliação e mitigação dos riscos inerentes à escavação de túneis por tuneladoras. Nesse caso, a energia demandada durante a escavação pode ser correlacionada com o perfil e a resistência do solo na frente de escavação.

A metodologia proposta leva para o campo, durante a execução de um estaqueamento, outro conceito: o de processo de execução. Esse conceito pode ser considerado universal e está presente em quase tudo, como na fabricação de um automóvel, no caminhar de um indivíduo e até na execução de uma estaca que, particularmente, pode ser representada por um sistema provido de entradas e saídas. As entradas são representadas pelas variáveis de entrada ou parâmetros de processo (causas), por exemplo, a potência do equipamento, a operação, as

características geotécnicas do local, entre outras; as de saída, por características de qualidade (efeito) como a capacidade de carga, a deformabilidade e a energia.

Em um estaqueamento, deseja-se qualidade, segurança, e, essencialmente o cumprimento dos requisitos para os quais foi projetado, ou seja, ele deve ter capacidade de carga adequada e apresentar deformabilidade dentro dos limites pré-estabelecidos, sem grandes variabilidades. Neste contexto, existem dois aspectos importantes relacionados à qualidade do estaqueamento e do projeto. Um deles é a qualidade da execução e o outro é a conformidade ou adequação do estaqueamento ou da estaca em relação aos valores de capacidade de carga e de recalques admissíveis especificados no projeto. Logo, deseja-se que um estaqueamento cumpra os requisitos de projetos, que podem ser alcançados a partir da comprovação de que a energia ou trabalho necessário para executar uma estaca está diretamente relacionado com o desempenho dessa estaca.

Diante desse contexto, a metodologia SCCAP utiliza as características estatísticas de uma amostra de energia retirada do estaqueamento como ponte de ligação entre a energia demandada para escavar as estacas do estaqueamento e o controle de qualidade. No caso, foram estudados os estaqueamentos do tipo hélice contínua, pois, no Brasil, de um modo geral, esses se diferem dos demais pelo monitoramento da execução, permitindo a partir do tratamento dos dados, o controle instantâneo e a retroanálise da execução.

A metodologia proposta verifica e valida cada estaca do estaqueamento, analisando o seu comportamento, em termos de energia, o que permite a orientação e a correção de procedimentos, como por exemplo, da profundidade por meio da comparação das características estatísticas da amostra retirada da população de estacas com a energia medida durante a escavação da cada estaca. A amostra é composta pelas energias necessárias para executar estacas previamente selecionadas, preferencialmente próximas a provas de carga ou em regiões com características geotécnicas conhecidas, no caso, próximas das sondagens de campo. A metodologia procura conferir ao processo de execução de um estaqueamento condições para que as estacas individualmente atinjam a capacidade de carga planejada com a menor dispersão possível de energia e, conseqüentemente, de capacidade de carga e deformabilidade.

Da população de estacas, seleciona-se uma amostra e medem-se as energias demandadas para escavar as estacas. Esses valores de energia são enquadrados em uma distribuição de

frequência normal determinando a média, a variância e o desvio padrão, e, a partir dessas características estatísticas, criam-se critérios de aceitação para as demais estacas. Os critérios de aceitação possibilitam a uniformização do estaqueamento por energia e definem uma superfície de resistência de energia, superfície que está diretamente relacionada com o desempenho das estacas em termos de deformabilidade e de capacidade de carga. Salienta-se que o controle do estaqueamento, por meio da introdução das rotinas SCCAP no *software* de monitoramento das estacas tipo hélice contínua, leva o conceito de controle de qualidade para a execução dos estaqueamentos.

A Figura 4.70, a Figura 4.72, a Figura 4.73, a Figura 4.74 e a Figura 4.75 apresentam as principais entradas e as saídas gráficas incorporadas ao *software* de monitoramento das estacas tipo hélice contínua, as quais, no caso, incorporaram-se às rotinas no *software* SACI (www.Geodigitus.com.br). Salienta-se que o *software* também se encontra instalado em duas perfuratrizes para estacas escavadas com resultados satisfatórios. Na Figura 4.70, apresenta-se a tela de inicialização do *software* de monitoramento para estacas escavadas e do tipo hélice contínua, na qual a opção 1 permite a aplicação das rotinas SCCAP.

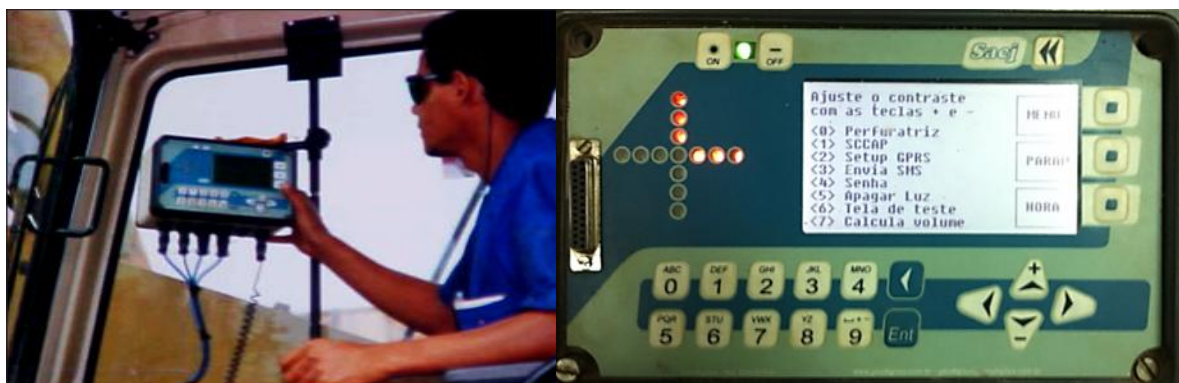


Figura 4.70 – Rotinas SCCAP introduzidas no *Software* de monitoramento das estacas hélices.

A Figura 4.71 apresenta a tela em que as energias ou trabalhos limites aceitos são introduzidos durante a escavação das estacas. Nessa tela, é dada a entrada de dados para o controle automatizado e uniformização do estaqueamento, ou seja, após a escolha e amostragem da população de estacas, amostra composta pela energia necessária para escavar cada estaca selecionada, esses valores de energia são tratados estatisticamente e enquadrados em uma distribuição de frequência normal ou de *Student*, determinando a média, a variância e o desvio padrão. A partir dessas características estatísticas, adota-se um dos critérios propostos no Item 3.5.1.1, ou um outro qualquer devidamente justificado pelo projetista para a aceitação das demais estacas do estaqueamento.

Observa-se que é possível o controle simultâneo de quantos grupos ou subgrupos de estacas existirem no estaqueamento, com variação de diâmetro e profundidade. Na Figura 4.71, apresenta-se a possibilidade para controle de sete subgrupos de estacas, e, no caso, observa-se na tela que, para as estacas com diâmetro de 50 cm e 60 cm, os trabalhos mínimos aceitos são respectivamente 27,3 e 29,7 MJ, média amostral, devendo-se aumentar a profundidade da estaca caso esses limites (Item 3.5.1.1) não sejam atingidos. Destaca-se, ainda, que, oportunamente, com a ampliação do número de obras controladas, será possível estabelecer bancos de dados regionais e nacionais.



Figura 4.71 - Introdução dos valores limites de energia no *Software* de monitoramento das estacas hélices.

Na Figura 4.72, são apresentadas as principais saídas gráficas introduzidas pelas rotinas SCCAP, destacando-se o perfil de energia e o gráfico de energia acumulada ao longo da profundidade.

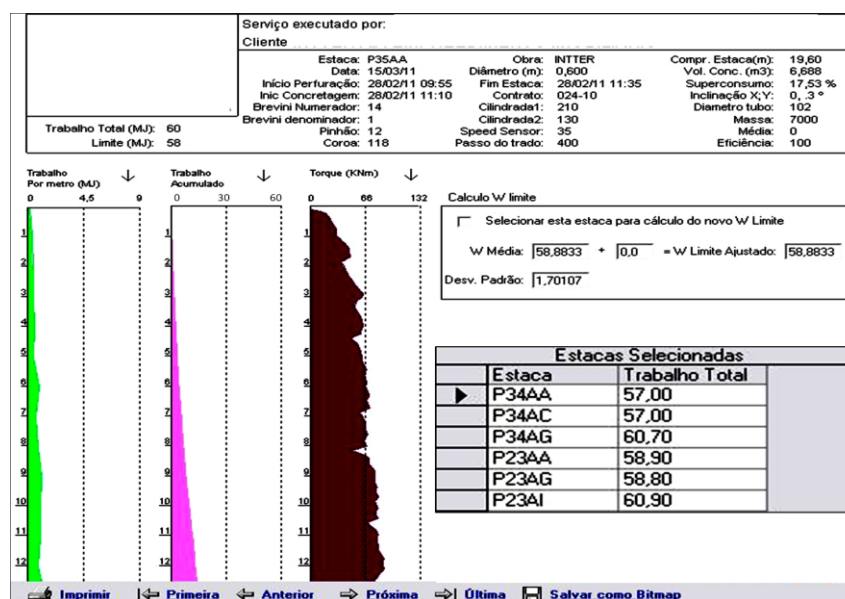


Figura 4.72 – Saída gráfica da Metodologia SCCAP.

Todo o processo é monitorado em tempo real (Figura 4.73) permitindo ao projetista e ao executor correções e ajustes nos procedimentos de campo em curto espaço de tempo. Na Figura 4.72, observam-se as estacas selecionadas com diâmetro de 60 cm que fizeram parte da amostra selecionada neste estaqueamento e automaticamente, através das rotinas introduzidas no *software*, foi calculada a média e o desvio padrão da amostra no escritório. Salienta-se que os dados são transmitidos em tempo real para o escritório (Figura 4.73), utilizando-se tecnologia GSM (telefonia celular). No escritório, a supervisão do projetista ou de um engenheiro geotécnico é fundamental para garantir confiabilidade na tomada de decisão. Consequentemente, a partir da escolha e da adoção de um critério de aceitação, determina-se o trabalho limite que deve nortear os trabalhos de campo, ou seja, a energia mínima aceita durante a escavação de cada estaca. Essa energia está diretamente relacionada com o desempenho da estaca e o processo executivo adotado durante a execução como demonstrado no item 4.3.1 a 4.3.3.

Paralelamente às rotinas SCCAP, foram incorporadas ao *software*, por meio dos estudos bibliográficos realizados nesta tese, conceitos e formulações que permitem:

- Indicar, em tempo real, durante a escavação das estacas, a velocidade crítica para o avanço da escavação proposta baseada em formulação proposta por Viggiani (1989); abaixo desta velocidade, que é função das dimensões da hélice e de sua rotação, pode-se ter descompressão do solo dependendo de sua matriz;
- medir automaticamente o torque e a energia durante a execução da estaca;
- sinalizar a velocidade máxima de extração, garantindo que o volume de concreto, mais o superconsumo que caracteriza cada tipo de solo sejam suficientes para o preenchimento adequado das estacas.



Figura 4.73 – Telemonitoramento da execução através da tecnologia GSM.

A Figura 4.74 e a Figura 4.75 ilustram as modificações introduzidas no *software* de monitoramento, implementadas durante a elaboração das rotinas SCCAP que conferiram ao processo novas funções que auxiliam o entendimento e a correção de procedimentos durante a escavação das estacas. Destacam-se a indicação do Torque; a velocidade crítica de avanço, que é representada pela linha vermelha; e a velocidade crítica de concretagem, representada pela linha verde.

Verifica-se, na tela referente à execução de uma estaca, que o operador da perfuratriz e o engenheiro geotécnico no campo ou no escritório possuem informações adicionais como o Torque instantâneo e a velocidade crítica de perfuração. Salienta-se que o computador possui um chip GSM que permite receber e transmitir informações em tempo real, permitindo também que o projetista ou o executor tenha acesso aos dados da execução nesse tempo, sem a necessidade da presença física no campo.

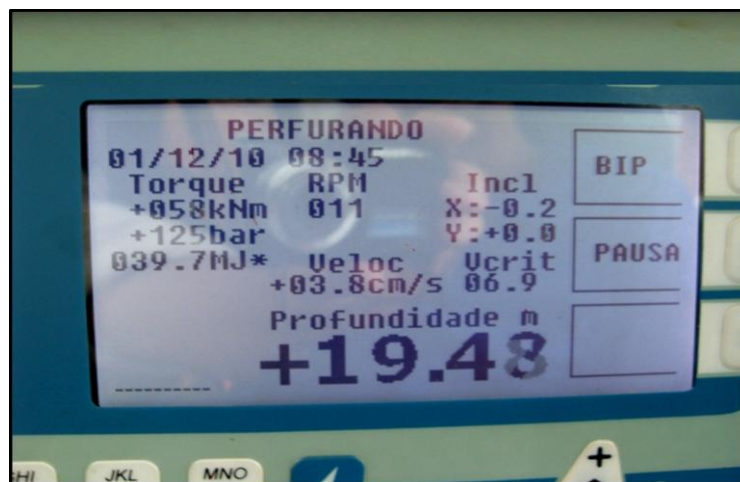


Figura 4.74 - Tela do computador de monitoramento - cabine de operação.

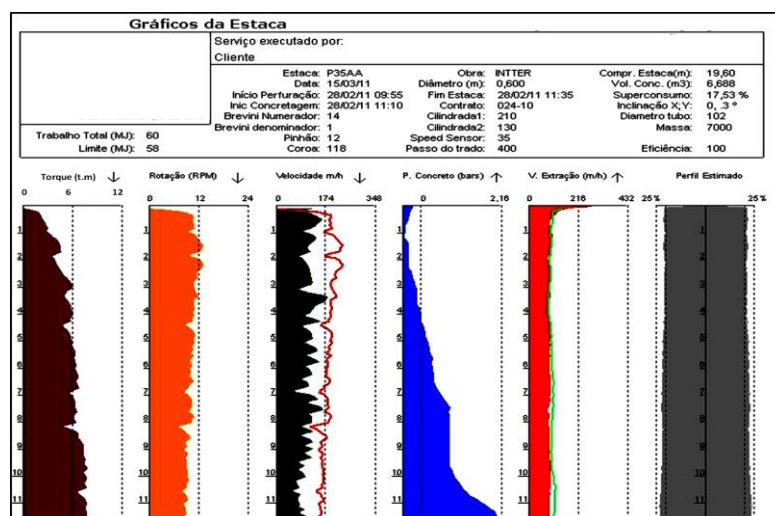


Figura 4.75 - Modificações introduzidas no *Software* de monitoramento das estacas hélices.

Observa-se, no gráfico, que se escavou a estaca com velocidade abaixo da ideal, ou seja, menor que a velocidade crítica. Nesse caso, a estaca foi escavada em matriz de solo argiloso, o que ocorreu devido à adesão residual existente entre o material escavado, a ferramenta de perfuração e o solo (fuste da estaca). Portanto, a execução em velocidades abaixo da velocidade crítica não é necessariamente sinônimo de desconfinamento, ao contrário do que é observado em matrizes arenosas em que tal fenômeno tem importância.

Ainda analisando-se a Figura 4.75, observa-se que a velocidade de extração do helicóide permaneceu sempre abaixo da velocidade crítica de extração, sinalizando que a estaca, provavelmente, encontra-se íntegra, ou seja, não possui falhas no concreto.

4.4.1 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA SCCAP – SÍTIO 7

Utilizando-se como base o banco de dados obtido durante o monitoramento das estacas executadas no Sítio 7 (Figura 4.76), localizado na SGCV lotes 25 a 30, Guarará, Brasília, Distrito Federal, aplicou-se a metodologia SCCAP e avaliaram-se os resultados obtidos. Salienta-se que, nesse caso, as profundidades das estacas não foram corrigidas, pois a metodologia ainda estava em desenvolvimento; procurou-se apenas verificar qual seria o efeito da metodologia em um perfil geológico extremamente dobrado (Tabela 4.22).



Figura 4.76 - Localização dos Sítio2, 7 e 9.

Tabela 4.22 - Caracterização Geotécnica através de Ensaio SPT – Sítio 7.

Prof (m)	Número de Golpes por camada												Tipo de solo classificação tátil-visual
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Furo 04	Furo 05	Furo 06	Furo 07	Furo 08	Furo 09	Furo 10	Furo 11	Furo 12	
1	7	6	6	6	7	4	7	7	4	8	7	4	Argila Arenosa
2	4	4	5	5	3	4	6	2	4	4	7	3	
3	2	4	2	5	4	2	4	4	2	4	6	4	
4	2	4	4	7	4	4	4	4	5	7	7	4	
5	4	6	6	10	6	4	4	5	8	10	8	7	
6	4	6	8	15	7	6	8	8	10	12	10	10	
7	8	7	4	18	8	5	14	9	8	4	6	5	
8	7	7	13	13	9	9	14	9	9	4	4	8	Argila com Concreções
9	5	11	30	7	29	26	6	11	6	6	4	6	
10	14	24	30	5	9	22	4	11	9	8	7	8	
11	32	12	32	9	10	31	7	12	22	11	14	10	Silte Arenoso
12	58	31	56	14	12	50	11	9	19	17	14	11	
13		52		18	12		15	15	15	20	18	11	
14				21	16		18	19	18	23	22	14	
15				19	18		20	23	21	31	22	21	
16				24	20		22	21	29	44	29	24	
17				27	22		19	24	48		48	29	
18				42	23		22	41				48	
19					38		29						

Nesse sítio, o trabalho realizado pela força descendente não foi mensurado, pois não se dispunha de um sensor de óleo no pistão instalado no maquinário para gerar a referida força. Ela está sendo considerada um processo sistematizado durante a execução do estaqueamento, ou seja, considerou-se que a força, que representa aproximadamente 10% do trabalho total realizado, fazia parte do processo de execução, sendo constante e intrínseca à operação do maquinário.

Logo, procurou-se coletar as amostras dentro do estaqueamento que representassem as condições gerais do projeto de fundação em termos de capacidade de carga e deformabilidade. No caso, correlacionaram-se as amostras de energias com a capacidade de carga obtida por meio de uma prova de carga (Figura 4.77 e Figura 4.78). Observa-se que a existência de uma prova de carga no sítio 7 permite a correlação direta da capacidade de carga obtida no ensaio com a energia ou trabalho necessário para escavar a estaca, sendo apenas necessário coletar a amostra próxima à estaca ensaiada que também fará parte do banco de dados. Para as estacas com 40 cm de diâmetro, foi adotada pelo projetista, capacidade de carga de 600 kN que conferiu à obra uma margem de segurança representada pelo fator de segurança igual a 1,7. Observa-se, no ensaio apresentado na Figura 4.77, que a ruptura convencional, carga correspondente ao recalque equivalente a 10% do diâmetro da estaca, ocorreu com 1030 kN. Complementarmente, analisando-se a Figura 4.78, verifica-se, através da metodologia

Camapum de Carvalho *et al.* (2008, 2010), que o carregamento adotado encontra-se no domínio do atrito e que a ruptura convencional ocorreu para carregamento imediatamente superior a 950 kN. Esse carregamento é apontado pela metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) como carga a partir da qual as deformações plásticas comandam o comportamento do ensaio.

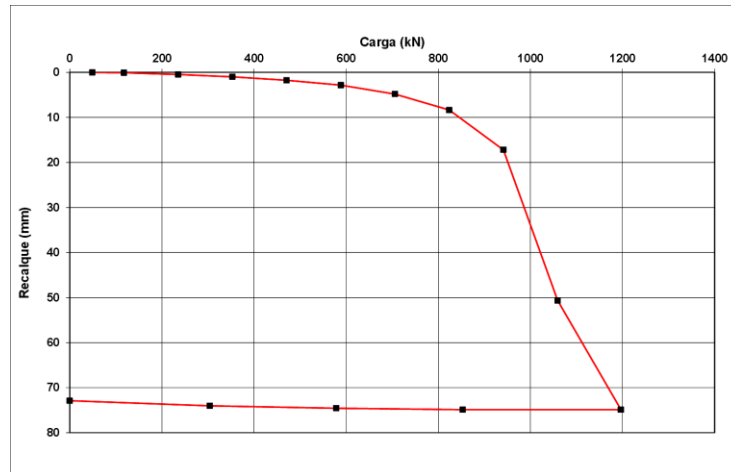


Figura 4.77 – Prova de carga sobre a Estaca E 12D (Diâmetro de 40cm e comprimento de 10,16m) – Sítio 7.

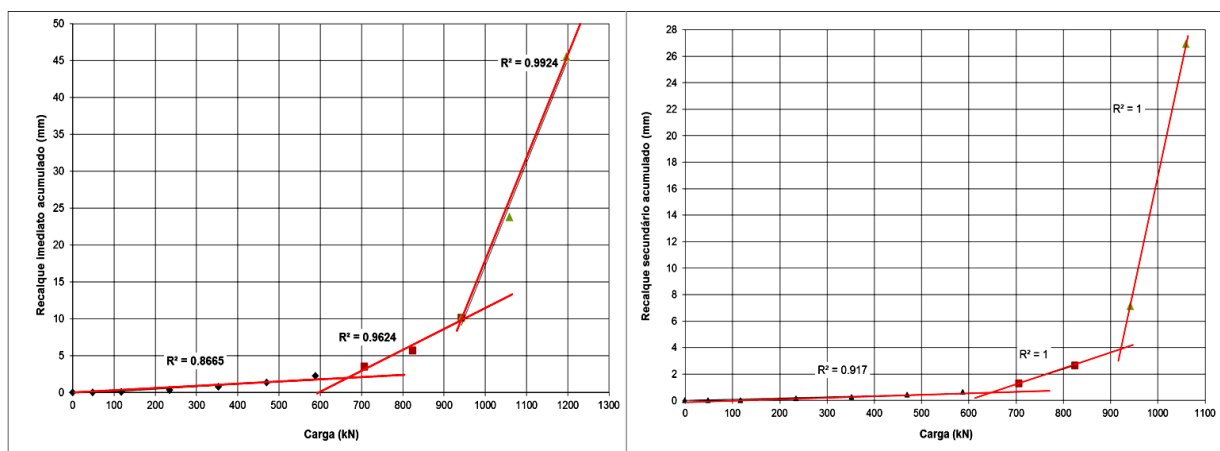


Figura 4.78 – Gráficos recalque imediato e secundário acumulados - Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010).

Na Tabela 4.23 e na Tabela 4.24, são apresentadas as energias ou os trabalhos realizados, os quais foram coletados durante a execução de dois subconjuntos de estacas com diâmetro de 40 e 50 cm no Sítio 7. As estacas foram executadas a partir da cota -4,00m, em relação à cota inicial das sondagens.

Tabela 4.23– Trabalho necessário para execução de 133 estacas de 50 cm – Sítio 7.

Estaca	Profundidade (m)	Energia (MJ)	Estaca	Profundidade (m)	Energia (MJ)	Estaca	Profundidade (m)	Energia (MJ)
E18B2B	13,36	5,5	E35A2B	13,12	6,3	E25B1A	11,12	7,3
E18B2C	13,12	5,0	E21A2A	13,12	6,0	E3B1A	11,04	5,8
E10B2B	13,12	5,0	E2B2C	13,12	5,7	E9B1A	11,04	5,8
E10B2C	13,12	8,1	E2B2B	13,12	8,5	E3B1D	11,28	7,0
E9B2A	13,12	6,1	E31A2A	13,12	8,8	E9B1D	11,12	11,7
E20B2B	13,12	5,0	E31A2D	13,12	7,3	E10B1A	11,12	12,8
E18B2B	13,12	3,6	E32A2C	13,12	7,1	E10B1D	11,04	9,2
E18B2C	13,12	4,3	E32A2B	13,12	6,5	E3B1C	11,12	4,9
E10B2B	13,12	4,6	E2B2F	13,12	4,2	E9B1B	11,12	3,4
Teste	13,12	4,9	E1B2B	13,12	5,0	E9B1C	13,68	5,0
E9B2A	13,28	4,1	E32A2D	13,12	5,2	E10B1B	11,12	4,2
E31A2B	13,12	3,6	E1B2C	13,12	4,1	E10B1C	11,12	5,0
E20A2C	13,12	8,4	E5B2A	13,12	5,7	E25B1C	11,12	4,7
E21A2B	13,12	5,4	E5B2E	13,12	5,6	E25B1F	11,12	4,5
E12A2C	13,12	5,8	E6B2D	13,12	8,2	E25B1B	11,12	8,6
E12A2B	13,12	4,8	E6B2B	13,12	6,4	E22B1A	11,12	4,7
E14A2C	13,12	5,9	E26B2B	13,12	6,5	E22B1D	11,04	4,7
E14A2B	13,28	4,9	E16B2B	13,28	7,3	E22B1C	11,12	6,8
E6A2C	13,12	4,9	E7B2C	13,12	5,7	E23B1A	11,12	8,8
E5A2C	13,12	6,7	E25B2B	13,12	7,6	E23B1D	11,12	6,9
E3A2B	13,12	3,4	E13B2B	13,12	8,7	E26B1F	11,12	8,6
E4A2B	13,12	5,0	E1B2A	13,12	8,7	E26B1C	11,12	8,4
E35A2A	13,12	5,4	E5B2C	13,12	9,3	E26B1B	11,12	7,5
E35A2D	13,12	5,3	E6B2C	13,12	6,6	E25B1E	11,12	7,8
E20A2D	13,28	5,7	E24B2C	13,12	5,7	E25B1D	11,12	6,7
E20A2A	13,12	5,7	E7A2B	13,12	4,9	E22B1B	11,12	6,5
E21A2C	13,12	5,8	E7A2C	13,12	6,4	E23B1C	11,12	6,5
E14A2A	13,12	6,0	E6A2A	13,12	6,2	E23B1B	11,20	6,5
E14A2D	13,12	6,9	E4A2A	13,12	4,1	E26B1E	11,12	6,5
E12A2A	13,12	6,1	E3A2C	13,12	4,7	E26B1A	11,28	8,5
E12A2D	13,12	7,5	E12B1A	11,12	5,9	E26B1D	11,12	8,6
E41A2C	13,12	6,6	E12B1D	11,12	6,9	E1B1C	11,12	7,3
E35A2C	13,12	7,2	E14B1	11,12	7,3	E1B1A	11,12	7,3
E6B1B	11,04	5,7	E18B1C	11,20	6,2	E15B1F	11,12	5,1
E13B1B	11,12	6,7	E1B1F	11,12	7,1	E15D	11,12	4,7
E6B1C	11,12	6,5	E1B1B	11,12	9,0	E21D	10,08	5,9
E13B1C	11,12	7,0	E1B1D	11,12	8,9	E13D	10,08	6,1
E19B1B	11,04	8,0	E15B1B	11,12	8,9	E23D	10,08	5,8
E1B1E	11,04	9,4	E15B1E	11,12	8,5	E43D	10,08	7,0
E12B1D	11,20	7,5	E15B1A	11,12	8,5	E57D	10,08	7,4
E6B1A	11,12	6,5	E17D	10,16	7,8	E49D	10,08	6,9
E6B1D	11,12	6,7	E18B1A	11,04	7,1	E50D	10,08	8,2
E3B1A	13,12	5,2	E18B1D	11,12	4,5	E59D	10,08	6,8
E13B1D	11,12	5,3	E15B1D	11,12	5,7			
E18B1B	11,20	6,4	E15B1B	11,12	5,1			

Tabela 4.24– Trabalho necessário para execução de 50 estacas diâmetro de 40 cm – Sítio 7.

Estaca	Prof. (m)	Energia (MJ)	Estaca	Prof. (m)	Energia (MJ)
E42A2C	13,12	6,0	E13A2D	13,12	4,7
E23A2F	13,12	6,4	E18A2A	13,12	4,8
E23A2B	13,12	3,9	E25A2C	13,12	4,9
E23A2D	13,36	6,3	E26A2C	13,12	4,3
E18A2E	13,12	5,8	E13A2C	13,12	6,1
E18A2D	13,12	3,6	E13A2B	13,12	8,2
E23A2E	13,12	4,0	E25A2A	13,12	7,5
E23A2C	13,12	4,9	E26A2A	13,12	6,6
E23A2A	13,12	5,8	E13A2A	13,12	5,1
E18A2F	13,60	5,1	E13GA	10,08	3,1
E18A2C	13,12	2,7	E20GB	10,08	3,6
E18A2B	13,12	3,5	E65DC	10,08	3,8
E25A2B	13,12	6,3	E19GB	10,08	5,1
E26A2B	13,12	6,8	E64DC	10,08	3,8
E10GB	10,08	5,1	E2B1E	11,12	8,5
E17GB	10,08	4,3	E11B1A	11,12	6,9
E23G	10,08	2,9	E17B1D	11,12	6,9
E63DB	10,08	2,8	E5B1A	11,12	7,8
E17GC	10,16	4,3	E2B1C	11,12	6,5
E10GC	10,16	4,9	E17B1B	11,12	6,1
E11B1E	13,04	5,6	E5B1B	11,12	5,4
E17B1E	12,96	8,8	E4B1B	11,12	6,7
E17B1A	13,04	6,6	E17B1C	11,12	6,5
E2B1A	11,12	7,6	E2B1D	11,12	6,6
E4B1A	11,12	7,1	E2B1B	11,12	7,2

O conjunto de dados coletados foi submetido ao teste de normalidade Anderson & Darling (1952) que avalia se a distribuição de frequência de um conjunto de dados adere à Distribuição Normal. Verifica-se, na Figura 4.79, que o teste descartou dois resultados do conjunto de dados para um intervalo de confiança de 95%, valores de energia relacionados às estacas E9B1D e E10B1A da matriz de dados montada para as estacas de 50 cm, respectivamente 11,7 e 12,8 MJ. Provavelmente os resultados mais elevados de energia foram provocados pelo dobramento encontrado no local (Tabela 4.22), ou seja, pelo solo resistente encontrado em menor profundidade. As medidas de tendência central, média e mediana, e o primeiro e o segundo momento das duas populações, respectivamente, Desvio Padrão e Variância, são apresentados na Tabela 4.25.

Tabela 4.25– Características estatísticas das populações de estacas de 40 e 50 cm – Sítio 7.

Estacas	40 cm	50 cm
Média (MJ)	5,56	6,35
Mediana (MJ)	5,70	6,40
Desvio Padrão (MJ)	1,56	1,45
Variância (%)	29	23

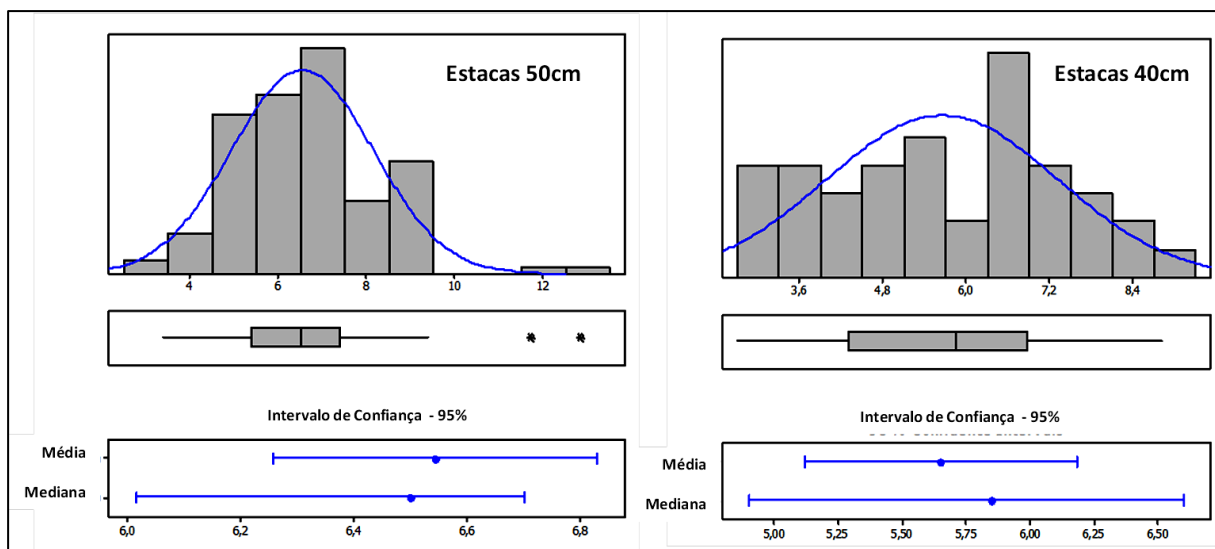


Figura 4.79 - Teste de normalidade Anderson & Darling (1952) – Sítio 7.

Para a amostra das estacas com 40 cm de diâmetro, utilizaram-se os dados de trabalhos realizados, obtidos durante a escavação das estacas com 10,00m de profundidade, pois se executou, na obra, uma prova de carga sobre uma estaca com essas características (Figura 4.77), resultados que se encontram grifados na cor verde na Tabela 4.24.

A amostra de energia utilizada para representar as estacas com 50 cm de diâmetro foi obtida durante a execução das 10 primeiras estacas escavadas na obra, todas com aproximadamente 13,00 m de comprimento e executadas em região com característica geotécnica conhecida. Os dados estão localizados no início da Tabela 4.23, que é apresentada em ordem cronológica.

Nas duas amostras, foi aplicado o teste de normalidade, Anderson & Darling (1952). Como resultado do teste, foi necessário expurgar um dos dados coletados nas estacas de 50 cm, o referente à estaca E10B2C (8,1 MJ), o que reduziu a amostra para 9 dados.

As medidas de tendência central, média e mediana, e o primeiro e o segundo momento das amostras retiradas das populações são apresentados na Tabela 4.26.

Tabela 4.26 – Características estatísticas das amostras – Sítio 7.

Estacas	40 cm	50 cm
Média (MJ)	3,97	4,89
Mediana (MJ)	3,80	5,00
Desvio Padrão (MJ)	0,84	0,70
Variância (%)	21	14

Observa-se, neste caso, que a média e a variância das amostras foram menores que as das populações. O fato era esperado para a média, pois, por se tratar de um perfil extremamente dobrado, as estacas com 40 cm tiveram a sua profundidade aumentada para atender à margem de segurança igual a 2 (dois), e a amostra de energia para as estacas com 50cm de diâmetro foram coletadas na região das sondagens SP 10, 11 e 12, mais desfavorável em termos de resistência. Para a variância, o fato é perfeitamente justificado, pois, de acordo com a metodologia, deve-se escolher região com menor variabilidade, o que foi garantido, no caso, pela amostragem em área restrita, ao contrário do estaqueamento que foi executado abrangendo toda a área e conseqüentemente toda a sua variabilidade.

Para as análises, foram aplicados os critérios 1 e 2 da metodologia SCCAP descritos no item 3.5.1.1. Comparando-se o trabalho realizado (W) em cada estaca durante a sua escavação (Tabela 4.23 e Tabela 4.24), com a média (μ) do trabalho necessário para executar as estacas da amostra, critério 1 ($W \geq \mu$), observa-se que seria necessário corrigir ou aumentar a profundidade de 4 estacas com diâmetro de 40 cm e 14 com diâmetro de 50 cm por apresentarem trabalho acumulado menor que a média obtida para as amostras. Neste caso, estas amostras excluídas, quando da execução, deveriam ter seus comprimentos aumentados até atingirem a média obtida para as amostras.

Utilizando-se o critério 2, mais rigoroso, no qual só se aceita a estaca se o trabalho realizado (W) for maior que a média (μ) mais o desvio padrão (σ) dos trabalhos realizados nas estacas da amostra ($W \geq \mu + \sigma$), observa-se que, eliminadas as estacas já excluídas na análise anterior, ainda seriam recusadas 8 estacas com diâmetro de 40 cm e 32 com diâmetro de 50cm. Essas estão marcadas em rosa na Tabela 4.23.

Como os resultados apresentados na Tabela 4.23 e na Tabela 4.24 foram ordenados na seqüência cronológica de execução do estaqueamento e sabendo-se que o estaqueamento foi executado sequencialmente até cobrir toda a área do empreendimento, pode-se verificar, por exemplo, na Tabela 4.23, que as estacas recusadas pelos critérios 1 e 2 estão agrupadas, ou seja, são estacas vizinhas que provavelmente estão implantadas em regiões com N_{SPT} médio menor que o esperado ou foram assentes em dobras sinclinais.

Fica evidente que a adoção da metodologia SCCAP no Sítio 7 propiciaria maior confiabilidade ao estaqueamento em termos de capacidade de carga. O fato pode ser verificado ao se observar a Figura 4.80, pois, aplicando-se a metodologia, o desvio padrão das distribuições de

frequência diminuíram consideravelmente, ou seja, o estaqueamento seria uniformizado em termos de energia e conseqüentemente em capacidade de carga e deformabilidade representado pela prova de carga (Figura 4.77).

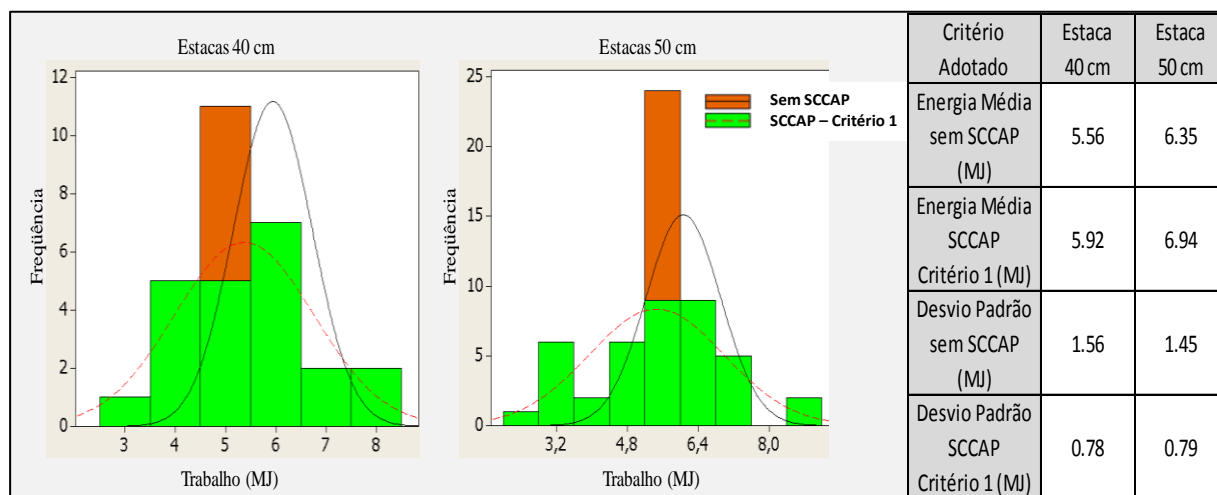


Figura 4.80 – Características estatísticas das populações antes e depois do SCCAP – Sítio 7.

Analisando-se o exemplo, fica evidente que a energia ou o trabalho realizado para executar uma estaca pode ser monitorado por meio de rotinas incorporadas ao *software* de monitoramento das estacas hélices, como proposto na pesquisa, e a utilização dos dados e principalmente das características estatísticas desta população, podem ser utilizadas para o controle de qualidade do estaqueamento.

4.4.2 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA SCCAP – SÍTIO 9

No Sítio 9, localizado no SGCV, SOF Sul, Lote 1, Brasília, Distrito Federal, situado próximo aos Sítios 2 e 7, aplicou-se a metodologia SCCAP através do *SACI DeepControl* da Geodigitus. Nesse Sítio, foi detectada importante variabilidade nas sondagens SPT (Figura 4.81) e a importância da metodologia SCCAP em perfis erráticos foi testada e comprovada. As sondagens SPT são apresentadas na Figura 4.81.

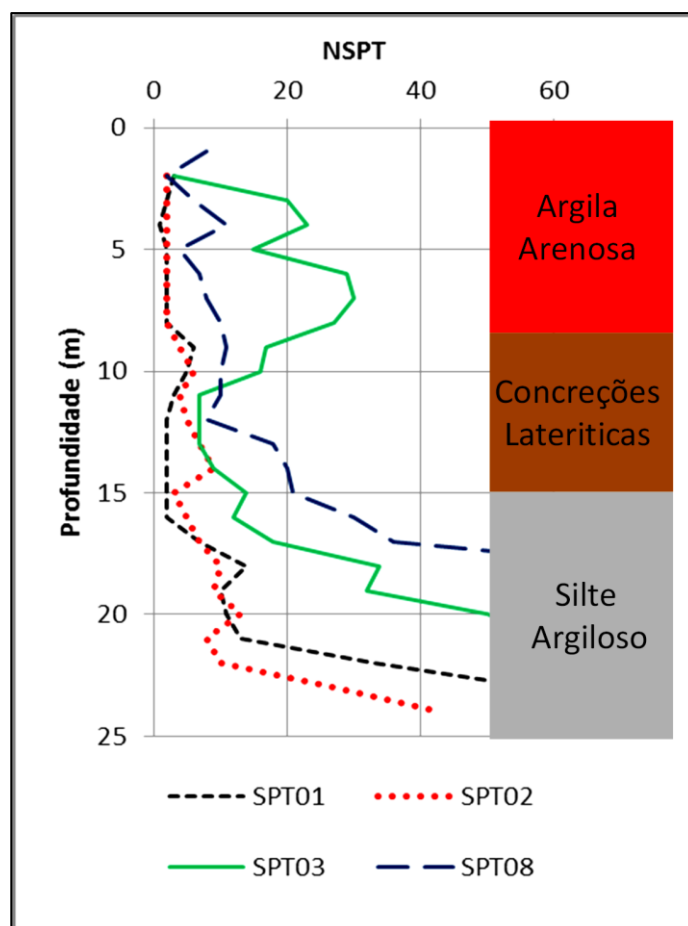


Figura 4.81 – Caracterização Geotécnica - Ensaio SPT – Sítio 9.

No estaqueamento, executaram-se duas provas de carga sobre as estacas E150B e E333D3, permitindo relacionar a energia demandada para escavar as estacas da amostra com a capacidade de carga e deformabilidade da estaca ensaiada.

As provas de carga realizadas foram do tipo lento sobre as estacas E150B (0,40 m de diâmetro e 18,16 m de profundidade) e E333D3 (0,50 m de diâmetro e 18,08 m de profundidade). As curvas carga *versus* recalque são apresentadas na Figura 4.82.

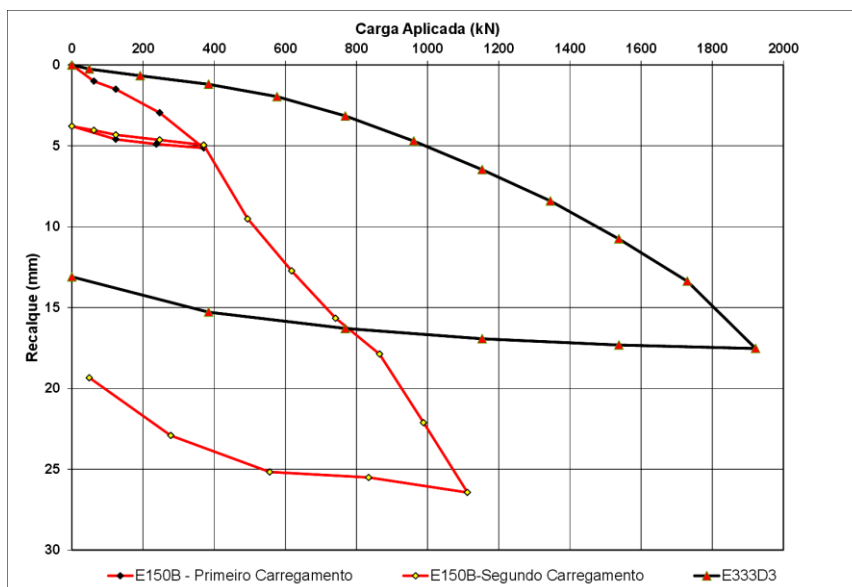


Figura 4.82 – Provas de cargas E150B e E333D3 – Sítio 9.

Para auxiliar o entendimento das provas de cargas, utilizou-se o gráfico do coeficiente de deslocamento ou recalque proposto pela metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010), que identificou nitidamente a mudança de comportamento das estacas durante os ensaios (Figura 4.83).

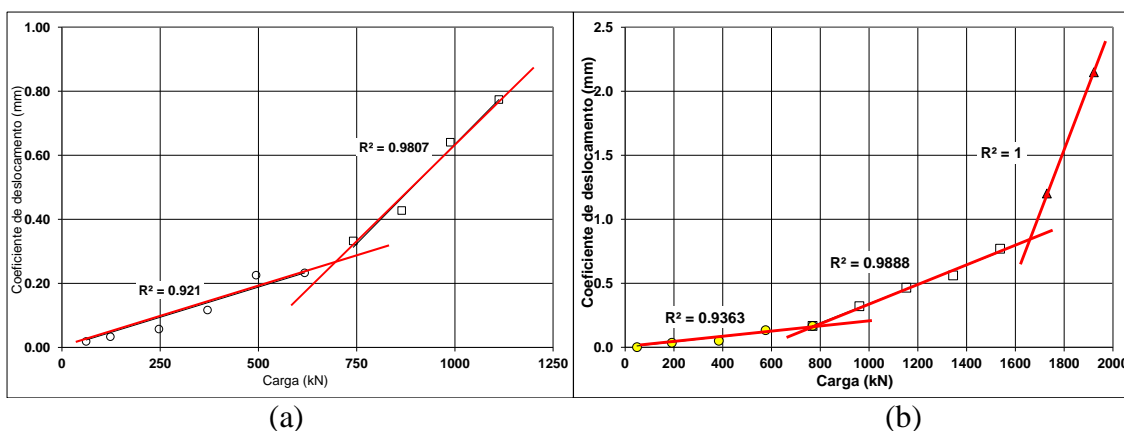


Figura 4.83 – Curvas carga *versus* coeficiente de deslocamento: a) estaca 150B; b) estaca E333D3 – Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) – Sítio 9.

Analisando-se a Figura 4.82 e a Figura 4.83, observa-se que o ensaio realizado sobre a estaca E150B foi prejudicado pela excentricidade do sistema de reação que ocorreu durante o ensaio e motivou o primeiro descarregamento. Pode-se observar que, apesar do ensaio ter atingido 27,0 mm de deformação, 8 mm foram de deformação elástica, valor superior ao esperado para o nível de carregamento do ensaio. Provavelmente isso ocorreu devido ao aparecimento de deslocamentos horizontais e à recuperação (retorno a posição inicial) após o descarregamento. Observando-se a Figura 4.83a, na qual foi identificado apenas um ponto, referente à carga a

partir da qual as deformações plásticas dominam o comportamento da estaca, verifica-se que o ajuste à reta não foi perfeito provavelmente devido à influência das deformações horizontais registradas que prejudicaram o ensaio. Pode-se, ainda, levantar a hipótese de que o comportamento abaixo do esperado, observado durante o ensaio da estaca E150B, em termos de tensão *versus* deformação, quando comparado com o da estaca E333D3, pode ter sido provocado por uma provável ruptura estrutural da estaca. A estaca E150B não possuía armação para suportar os esforços horizontais provocados com flexão induzida pela excentricidade do sistema de reação e registrada durante o ensaio.

Analisando-se os gráficos da carga *versus* recalque e do coeficiente de deslocamento da estaca E333D3 (Figura 4.82), observa-se que o domínio em que predomina o atrito está delimitado pela carga de 750 kN. A partir deste carregamento, o atrito lateral aproxima-se de sua saturação e a base da estaca passa a ser mobilizada em maior escala até a carga aproximada de 1650 kN, definindo o domínio do fuste mais ponta, quando a estaca apresenta sinais de plastificação atingindo o domínio de plastificação. No segundo trecho, o atrito lateral pode, segundo o solo e estratigrafia, continuar a apresentar pequenos aumentos, estabilizar ou ainda sofrer pequenos decréscimos.

A Tabela 4.27 e a Tabela 4.28 apresentam respectivamente os dados dos conjuntos de estacas com diâmetro de 0,40m e 0,50m. Da tabela, constam as profundidades e energias demandadas para executar cada estaca. Submeteu-se o conjunto de dados coletados ao teste de normalidade de Anderson & Darling (1952) (Figura 4.84). O teste avalia se a distribuição de frequência de um conjunto de dados adere à Distribuição Normal e verifica o intervalo de confiança para a média e a mediana.

Tabela 4.27 – Energia necessária para a execução de 46 estacas com 0,40 m de diâmetro –
Sítio 9.

Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)	Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)
E412E2	8,40	8,50	E436E1	8,72	10,20
E413E2	8,32	7,00	E436E2	8,64	8,20
E417E1	8,64	10,40	E438E1	8,40	10,90
E418E1	8,40	12,70	E438E2	8,48	11,80
E419E1	8,16	12,50	E439E1	8,56	9,60
E421E1	8,40	8,10	E439E2	8,56	13,30
E421E2	8,56	8,50	E440E1	8,56	12,00
E422E1	8,24	8,60	E440E2	9,68	13,60
E422E2	10,16	9,90	E441E1	8,24	8,40
E425E1	8,72	10,10	E441E2	8,40	7,60
E425E2	8,16	9,70	E444E1	8,16	10,20
E426E1	10,16	14,00	E444E2	8,64	12,30
E426E2	8,24	12,80	E445E1	8,64	12,00
E427E1	8,72	11,00	E445E2	8,16	11,30
E427E2	8,16	11,10	E446E1	8,72	7,60
E429E1	8,48	11,40	E446E2	8,24	12,20
E429E2	8,48	11,30	E448E1	8,56	12,20
E430E1	8,40	7,80	E448E2	8,80	11,00
E430E2	8,24	10,10	E449E1	8,24	10,90
E431E1	8,48	9,10	E449E2	8,72	9,40
E431E2	8,16	9,70	E450E1	8,64	10,50
E434E1	8,48	11,50	E450E2	8,72	13,10
E435E2	8,72	13,50	E458E2	15,20	19,60

Tabela 4.28 - Energia necessária para a execução de 89 estacas com 0,50m de diâmetro –
Sítio 9.

Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)	Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)
E415E1	15,12	17,90	E458E1	15,12	19,90
E415E2	15,00	17,20	E459E1	15,12	17,10
E415E3	15,04	20,00	E459E2	15,12	13,40
E416E1	15,12	19,90	E459E3	15,04	20,80
E416E2	15,52	18,50	E460E1	15,12	22,10
E416E3	15,12	20,80	E460E2	15,12	21,10
E419E2	8,64	12,50	E460E3	15,12	19,10
E423E1	15,04	17,00	E461E1	15,04	15,90
E423E2	15,12	18,30	E461E2	15,12	19,00
E423E3	15,04	17,60	E462E1	15,12	20,30
E423E4	15,20	19,40	E462E2	15,12	13,10
E424E2	15,12	22,60	E464E1	15,44	16,80
E424E3	15,20	19,50	E464E2	15,12	22,10
E424E4	15,12	23,50	E464E3	15,12	21,50
E432E1	15,12	20,20	E465E1	15,12	17,30
E432E2	15,20	20,20	E465E2	15,28	21,00
E432E3	14,96	14,80	E465E3	15,12	21,10
E432E4	15,12	21,40	E465E4	15,20	21,70
E433E2	16,08	21,20	E466E2	15,20	20,10
E433E3	15,12	18,80	E466E3	15,04	24,10
E433E4	15,12	18,50	E467E1	15,04	21,80
E442E2	15,12	18,60	E467E3	15,12	22,80
E442E3	15,04	15,00	E468E1	15,20	16,70
E443E1	15,12	18,20	E468E2	15,12	16,00
E443E3	15,12	14,70	E469E1	15,20	15,60
E443E4	15,20	18,20	E471E1	15,12	16,90
E451E2	15,04	22,80	E471E3	15,04	14,30

Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)	Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)
E451E3	15,04	17,50	E472E1	15,12	18,80
E452E1	15,12	18,60	E472E2	15,12	17,30
E452E2	15,28	20,30	E472E4	15,12	20,40
E452E3	15,12	18,90	E473E2	15,12	18,10
E452E4	15,12	17,60	E473E3	15,12	17,70
E453E1	15,12	16,20	E473E4	15,12	16,70
E453E2	15,12	21,00	E474E1	15,12	18,20
E455E1	15,12	20,20	E474E2	15,12	12,00
E455E2	15,12	18,50	E474E3	15,12	18,80
E455E3	15,12	19,80	E481E	15,12	14,90
E455E4	15,12	20,70	E482E2	16,00	15,30
E456E1	15,12	18,60	E495E	15,12	17,40
E456E2	15,04	19,90	E513E	15,12	21,30
E456E3	15,12	18,90	E514E	15,04	19,40
E456E4	15,12	20,40	E417E2	9,12	8,00
E457E1	15,04	17,50	E418E2	8,16	11,10
E457E2	15,12	17,20	E434E2	8,16	9,40
E457E3	15,20	16,60			

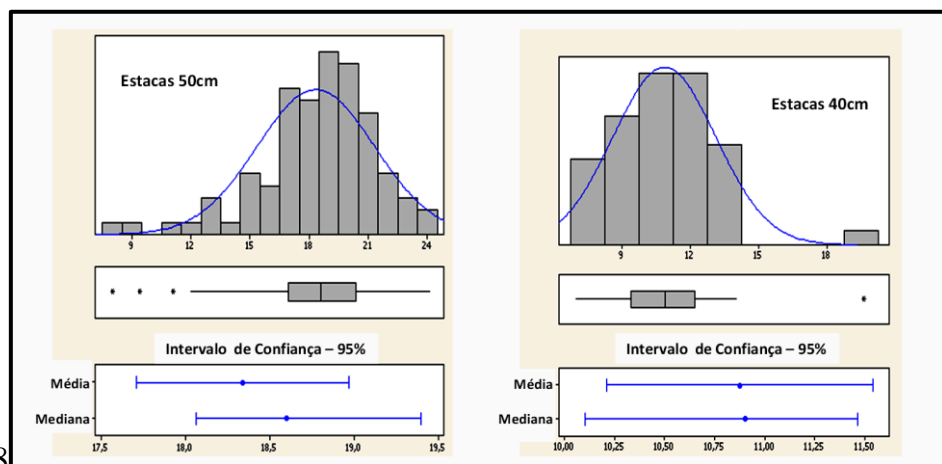


Tabela 4.28

Figura 4.84 – Teste de normalidade Anderson & Darling (1952) – Sítio 9.

Analisando-se o teste proposto por Anderson & Darling (1952), verifica-se que foi sugerido expurgo de apenas um resultado do conjunto de dados das estacas de 40 cm (E458E2) e três resultados para as estacas de 50 cm (E417E2, E418E2 e E434E2), localizados ao final da Tabela 4.27 e da Tabela 4.28. O expurgo era esperado, pois as estacas foram executadas com profundidades distintas da média do estaqueamento com o propósito de verificar a sensibilidade do método.

Após o expurgo das estacas, apresentam-se, na Tabela 4.29, as medidas de tendência central, média e mediana, e o primeiro e o segundo momento das populações, desvio padrão e coeficiente de variância. Fica evidente que, devido à pequena variabilidade da energia demandada ou do trabalho realizado para executar cada estaca do estaqueamento, as rotinas

propostas pela metodologia SCCAP, por meio da utilização dos dados de energia, principalmente das características estatísticas da população ou da amostra, quando devidamente tratados e utilizados em critérios de aceitação, são uma importante ferramenta para o controle de qualidade dos estaqueamentos.

Tabela 4.29 – Características estatísticas das populações de estacas de 40 e 50 cm – Sítio 9.

Diâmetro (cm)	40	50
Média (MJ)	10,61	18,65
Mediana (MJ)	10,90	18,70
Desvio Padrão (MJ)	1,83	2,52
Coefficiente de Variância (%)	17	13

Para aplicar a metodologia SCCAP, foi retirada uma amostra de energia obtida durante a execução das 10 primeiras estacas executadas de cada diâmetro. As estacas foram escavadas próximo às provas de cargas para vincular a capacidade de carga da estaca ensaiada à energia ou trabalho necessário para executar as estacas circunvizinhas ao ensaio. Submeteram-se as amostras ao teste de normalidade de Anderson & Darling (1952), o qual indicou a aceitabilidade de todos os dados. As características estatísticas das amostras são apresentadas na Tabela 4.30.

Tabela 4.30 – Características estatísticas das amostras 50 cm – Sítio 9.

Diâmetro (cm)	40	50
Média (MJ)	9,63	17,97
Mediana (MJ)	9,25	18,10
Desvio Padrão (MJ)	1,87	2,31
Coefficiente de Variância	0,20	0,13

Admitindo-se que a média amostral constitui-se em bom indicador da população, aplicou-se o primeiro critério de aceitação (Item 3.5.1.1) proposto pela metodologia SCCAP ($W \geq \mu$) para controlar o restante do estaqueamento, uniformizando-o em termos de energia. Como resultado, foi necessário corrigir (aumento da profundidade) a profundidade de 8 estacas de 0,40m e de 36 estacas de 0,50m que não atingiram a energia média amostral estabelecida pela adoção do critério 1. Tal resultado era esperado, pois, em uma população normal bem amostrada, espera-se que aproximadamente 50% da população, no caso, a energia demandada durante a escavação das estacas, estivesse abaixo da média amostral. Observou-se, nesta e em outras obras em que a metodologia SCCAP foi aplicada, que, para atender ao critério 1, as estacas rejeitadas são escavadas, no máximo, 1,00 m além da profundidade inicialmente

projetada, ou seja, os custos envolvidos para a adoção da metodologia são pequenos quando comparados ao ganho com a redução do risco.

As características estatísticas das populações após a aplicação da metodologia, excluindo-se as 10 estacas utilizadas na amostragem, são apresentadas na Tabela 4.31. Percebe-se que a metodologia proposta uniformizou o estaqueamento, provocando um incremento da média populacional em termos de energia e reduzindo o desvio padrão e a variabilidade.

Tabela 4.31 – Características estatísticas do estaqueamento- metodologia SCCAP – Sítio 9.

Diâmetro (cm)	40	50
Média (MJ)	11,19	19,74
Mediana (MJ)	11,00	18,80
Desvio Padrão (MJ)	1,34	1,39
Coefficiente de Variância	12	7

Na Figura 4.85, apresenta-se a superfície resistente para o conjunto de estacas de 40 e 50 cm após a uniformização. Verifica-se, na figura, que a metodologia uniformizou o estaqueamento em termos de energia, identificando claramente, por meio do nível de energia, as regiões onde predominam as estacas de 50 cm e as estacas de 40 cm.

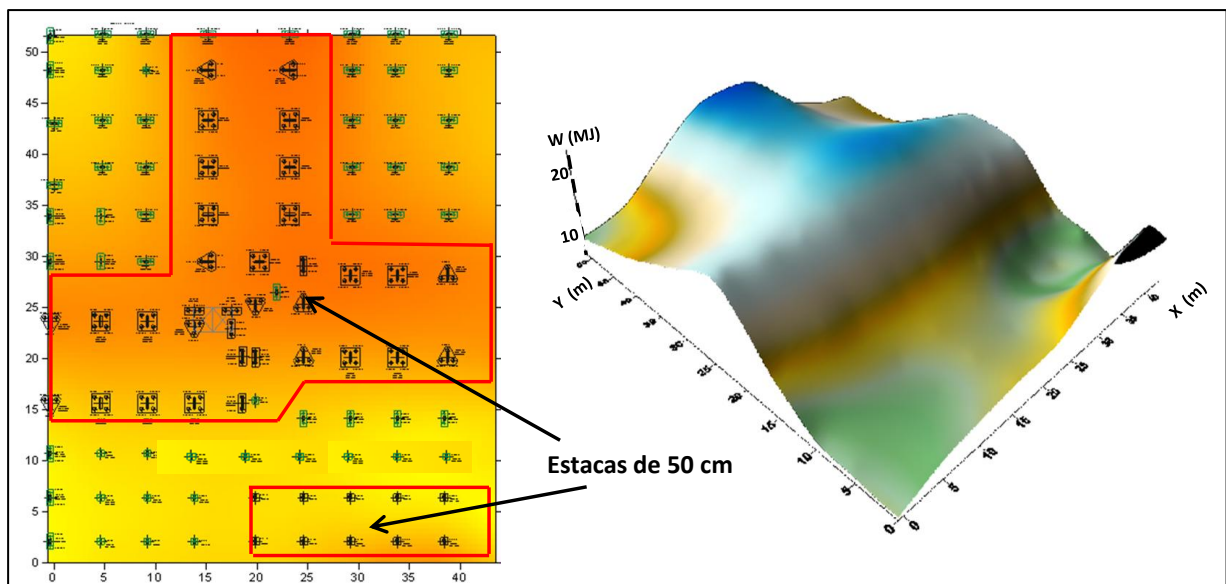


Figura 4.85 – Superfície resistente de energia – estacas 40 cm e 50 cm – Sítio 9.

4.4.3 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA SCCAP – SÍTIO 8

No Sítio 8 (Figura 4.86), localizado na Rua 18 Sul, Lote 15, Águas Claras, Distrito Federal, aplicou-se a metodologia SCCAP através do SACI *DeepControl* da Geodigitus, *software* que

incorporou a Metodologia SCCAP ao monitoramento das estacas escavadas, pois o monitoramento e o *software* podem ser aplicados a qualquer tipo de estaqueamento escavado.

Salienta-se que, nesse caso, analisando-se as sondagens SPT (Tabela 4.32), localadas de acordo com a Figura 4.89, percebe-se que a variabilidade geotécnica é menor que a encontrada nos Sítios 7 e 9. Entretanto, devido à sensibilidade da metodologia proposta, foi possível detectar as regiões com menor resistência N_{SPT} , pois estas regiões também apresentaram menor nível de energia (trabalho necessário para escavar cada estaca), sendo claramente identificadas nos modelos bi (2D) e tridimensionais (3D), gerados através de métodos geoestatísticos. Apresenta-se como referência de capacidade de carga uma prova de carga realizada sobre a estaca ERB II com diâmetro 40 cm e 9,68 m de profundidade assente em estaqueamento vizinho e com o mesmo perfil geotécnico do Sítio 8 (Figura 4.87).



Figura 4.86 - Localização do Sítio 8.

Tabela 4.32 - - Sondagem SPT – Sítio 8.

Profundidade (m)	Número de golpes por camada				Tipo de Solo
	SP01	SP02	SP03	SP04	
1	10	12	10	18	Silte Argiloso
2	10	8	11	12	
3	21	20	14	12	
4	17	17	11	14	
5	26	22	19	10	
6	27	21	20	9	
7	27	19	19	26	Silte Arenoso
8	43	16	43	19	
9	53	25	52	22	
10	63/20	50	62/22	30	
11		53		51	
12		32/6		63	

Na Figura 4.87, observa-se, no gráfico carga *versus* coeficiente de deslocamento que, de acordo com a metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010), a estaca mobiliza preponderantemente atrito lateral até a carga de 780 kN, com pequeno deslocamento. A partir deste valor, com a tendência à saturação do atrito lateral, começou-se a mobilizar todo o conjunto bloco de coroamento, fuste e ponta da estaca até a carga de 1180 kN. Acima de 1180 kN, o conjunto solo-estrutura da estaca passou a indicar sinais de plastificação, não significando necessariamente ruptura, mas sinalizando que, a partir deste carregamento, os recalques passam a ser relevantes e irreversíveis.

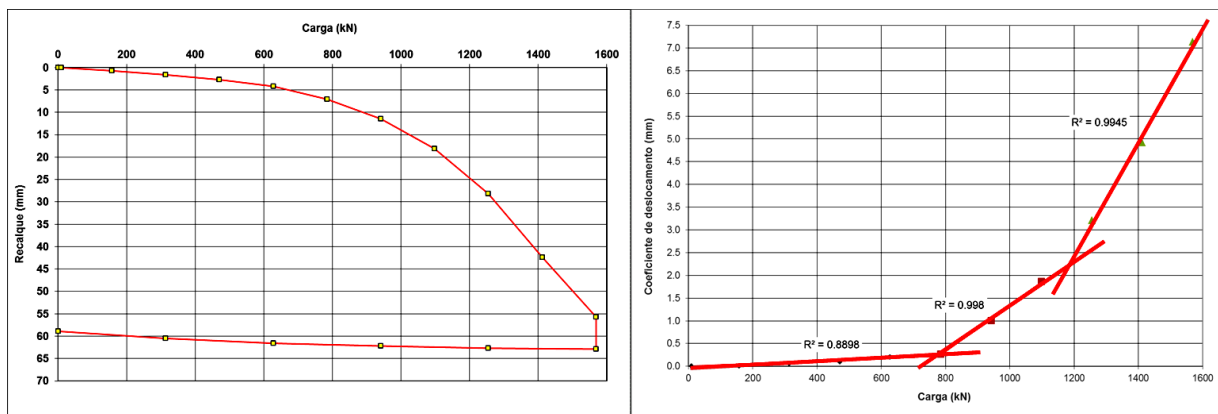


Figura 4.87 – Prova de carga de referência e Coeficiente de deslocamento da Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) – Estaca ERB II - Sítio 8.

Para aplicar a metodologia SCCAP no Sítio 8, executaram-se 10 estacas de 50 cm e 10 estacas de 60 cm na região dos furos de sondagem SP 01 e SP02. A energia demandada para executar este grupo de estacas foi agrupada para formar duas amostras, uma para as estacas de 50 cm e outra para as estacas de 60 cm de diâmetro, cuja média do trabalho e o desvio padrão são apresentados na Tabela 4.33. A profundidade adotada em projeto, para as estacas executadas no Sítio 8, foi de 10,0m exceto na região da sondagem SP04, na qual se adotou 11,00m.

Tabela 4.33 – Média e Desvio Padrão - amostra de estacas com 50 cm e 60 cm de diâmetro- Sítio 8.

Metodologia SCCAP – Sítio 8			
Diâmetro (cm)	Trabalho (MJ)	Desvio Padrão	Variância
50	17,05	0,97	0,94
60	18,50	1,18	1,40

Considerando que a média amostral é um bom indicador da população, aplicou-se o primeiro critério de aceitação proposto pela metodologia SCCAP ($W \geq \mu$). A Tabela 4.33 e a Tabela 4.35 apresentam os dados e as correções promovidas no Sítio 7 por meio da metodologia SCCAP.

Analisando-se os dados, verifica-se que foi preciso corrigir apenas 2 estacas de 50 cm e 12 de 60 cm, em no máximo 1,0 m de profundidade, fato também observado em outras obras nas quais um pequeno acréscimo de profundidade uniformiza o estaqueamento em termos de energia.

Tabela 4.34 – Energia antes e depois da metodologia SCCAP – estacas 50 cm – Sítio 8.

Estaca 50 cm	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)	Energia final (MJ)	Estaca 50 cm	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)	Energia final (MJ)
E59B	10,08	18,30	18,30	E1	10,08	22,10	22,10
E39I	10,08	19,00	19,00	E11A	10,08	19,20	19,20
E39B	10,08	17,00	17,00	E12A	10,08	19,50	19,50
E39G	10,16	17,00	17,00	E21A	10,08	19,40	19,40
E32D	10,08	18,50	18,50	E4A	10,08	20,20	20,20
E32B	10,08	17,70	17,70	E14A	10,08	18,00	18,00
E39J	10,08	17,80	17,80	E31C	10,08	19,50	19,50
E39E	10,08	19,80	19,80	E38B	10,08	18,50	18,50
E39C	10,24	18,50	18,50	E38C	10,98	14,00	17,00
E32C	10,08	19,90	19,90	E38G	10,08	20,30	20,30
E31E	10,08	18,60	18,60	E58B	10,08	18,60	18,60
E38H	10,16	19,00	19,00	E57B	10,08	18,00	18,00
E38D	10,08	18,40	18,40	E47F	10,08	18,20	18,20
E38I	10,08	17,90	17,90	E47B	10,08	19,40	19,40
E58A	10,08	18,20	18,20	E47H	10,08	18,50	18,50
E57A	10,08	17,40	17,40	E47D	10,08	18,30	18,30
E47I	10,08	18,30	18,30	E56B	10,08	18,40	18,40
E47G	10,08	17,70	17,70	E55B	10,08	18,90	18,90
E47E	10,08	17,90	17,90	E4B	10,08	18,40	18,40
E47C	10,08	17,30	17,30	E14B	10,08	17,90	17,90
E47A	10,08	17,50	17,50	E12B	10,08	19,50	19,50
E56A	10,08	17,50	17,50	E11B	10,08	18,50	18,50
E55A	10,08	17,00	17,00	E21B	10,08	20,30	20,30
E43B	10,08	19,10	19,10	E6E	11,12	18,80	18,80
E43A	10,08	22,80	22,80	E6C	11,12	18,70	18,70
E14C	10,08	18,60	18,60	E7D	11,12	17,40	17,40
E7E	11,12	18,00	18,00	E17E	11,12	17,30	17,30
E7C	11,12	17,40	17,40	E6D	11,12	15,30	17,00

Tabela 4.35 – Energia antes e depois da metodologia SCCAP – estacas 60 cm – Sítio 8.

Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)	E final (MJ)	Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)	Energia final (MJ)
E29D	10,08	17,90	18,50	E3	10,08	23,10	23,10
E29A	10,90	17,40	18,50	E2	10,08	22,70	22,70
E28C	10,08	21,20	21,20	E13A	10,08	22,40	22,40
E28B	10,08	18,90	18,90	E22A	10,08	23,20	23,20
E28G	10,08	18,70	18,70	E33A	10,08	25,10	25,10
E27A	10,08	19,50	19,50	E24A	10,08	21,70	21,70
E27E	10,10	18,40	18,50	E24E	10,08	22,00	22,00
E41E	10,88	17,30	18,50	E13B	10,08	20,90	20,90
E41A	10,08	19,30	19,30	E22B	10,08	20,90	20,90
E41F	10,58	17,40	18,50	E33B	10,08	21,70	21,70
E40E	10,68	17,70	18,50	E24B	10,08	19,70	19,70

Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)	E final (MJ)	Estaca	Profundidade (m)	Energia Medida (MJ)	Energia final (MJ)
E40J	10,08	18,60	18,60	E24D	10,08	20,20	20,20
E40A	10,08	18,80	18,80	E36A	10,08	19,20	19,20
E40F	10,08	22,60	22,60	E36H	10,08	18,90	18,90
E51E	10,08	22,20	22,20	E36G	10,08	20,60	20,60
E51A	10,08	19,70	19,70	E46B	10,08	18,60	18,60
E29B	10,08	19,60	19,60	E46D	10,08	19,50	19,50
E29C	10,42	18,00	18,50	E25C	10,08	20,40	20,40
E28A	10,08	20,50	20,50	E25B	10,08	19,40	19,40
E28F	10,08	21,90	21,90	E25G	10,08	19,30	19,30
E28E	10,08	19,00	19,00	E37B	10,16	20,20	20,20
E27B	10,08	20,20	20,20	E37C	10,08	19,60	19,60
E27D	10,08	18,50	18,50	E37H	10,08	19,40	19,40
E41G	11,00	17,60	18,50	E37I	10,08	18,90	18,90
E41B	10,08	19,70	19,70	E26A	10,08	19,60	19,60
E41C	10,08	21,40	21,40	E26E	10,08	22,10	22,10
E51B	10,08	22,10	22,10	E48E	10,16	19,70	19,70
E51D	10,08	21,70	21,70	E48A	10,08	20,10	20,10
E40H	10,08	19,10	19,10	E5A	10,08	18,80	18,80
E40D	10,08	19,50	19,50	E5B	10,08	20,60	20,60
E40I	10,16	18,90	18,90	E24C	10,08	19,90	19,90
E50B	10,08	20,60	20,60	E36C	10,08	19,60	19,60
E50F	10,08	20,80	20,80	E36F	10,08	19,40	19,40
E60A	11,08	17,60	18,50	E46E	10,08	19,30	19,30
E50C	10,08	21,60	21,60	E46A	10,08	19,40	19,40
E49C	10,28	18,10	18,50	E25F	10,08	19,00	19,00
E49D	10,08	19,60	19,60	E25A	10,08	19,00	19,00
E49B	10,08	23,20	23,20	E25E	10,08	19,40	19,40
E60B	10,08	18,80	18,80	E37E	10,08	18,80	18,80
E51C	10,08	21,40	21,40	E53	10,08	19,20	19,20
E41D	10,08	20,60	20,60	E54	10,08	19,20	19,20
E40B	10,08	19,50	19,50	E44A	10,08	20,20	20,20
E40G	10,08	20,80	20,80	E36E	10,08	18,90	18,90
E40C	10,08	20,20	20,20	E36D	10,08	19,00	19,00
E28D	10,08	21,20	21,20	E46C	10,08	20,30	20,30
E27C	10,08	20,20	20,20	E25D	10,08	19,60	19,60
E30	10,56	17,60	18,50	E37J	10,08	20,50	20,50
E50E	10,08	22,10	22,10	E37D	10,08	20,70	20,70
E50D	10,08	20,70	20,70	E37F	10,16	20,40	20,40
E50A	10,08	20,10	20,10	E48D	10,08	19,40	19,40
E42	10,68	18,10	18,50	E48B	10,08	21,40	21,40
E52	10,08	22,50	22,50	E26B	10,08	21,30	21,30
E49E	11,08	17,20	18,50	E26D	10,08	19,40	19,40
E49A	10,08	22,10	22,10	E44B	10,16	21,20	21,20
E26C	10,08	20,70	20,70	E37A	10,16	20,80	20,80
E48C	10,08	21,10	21,10	E37G	10,16	20,70	20,70

Verifica-se graficamente, na Figura 4.88, que a distribuição de frequência do estaqueamento foi verticalizada e deslocada para a direita, aumentando a média e reduzindo o desvio padrão, consequentemente uniformizando o estaqueamento e garantindo maior confiabilidade. O fato é confirmado pelo aumento das médias de energias da população de estaca e pela diminuição do desvio padrão.

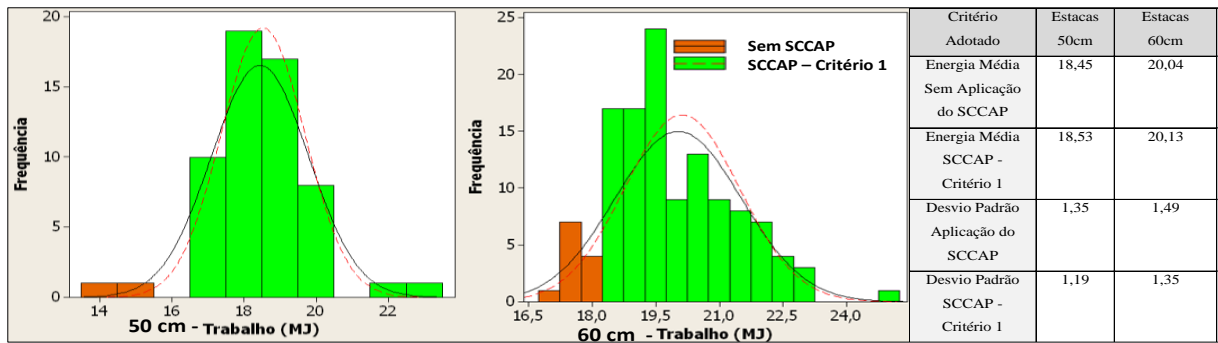


Figura 4.88 - Distribuição de Frequência antes e depois da metodologia SCCAP- Sítio 8.

Na Figura 4.89, apresentam-se os perfis de energia de três estacas executadas no sítio 8, próximo às sondagens SPT. Percebe-se que os gráficos de perfil de energia são semelhantes ao do N_{SPT} , corroborando a tese de que a medida de energia demandada ou do trabalho realizado durante a escavação de uma estaca, pode ser utilizada para o controle de qualidade dessa estaca e conseqüentemente do estaqueamento. Isso pode ocorrer principalmente quando o estaqueamento está vinculado ou amarrado a uma capacidade de carga obtida por meio de provas de carga, como nos casos analisados, nos quais o critério de aceitação adotado, baseado em uma medida de energia, foi sempre garantido geotecnicamente, em termos de capacidade de carga e deformabilidade pelos ensaios de campo, no caso, as provas de carga. Entretanto, apesar das semelhanças, percebe-se, nesta figura, a variabilidade tanto dos perfis de energia como nos de SPT, o que coloca em evidência a importância de se sistematizar o controle executivo da obra em termos de energia.

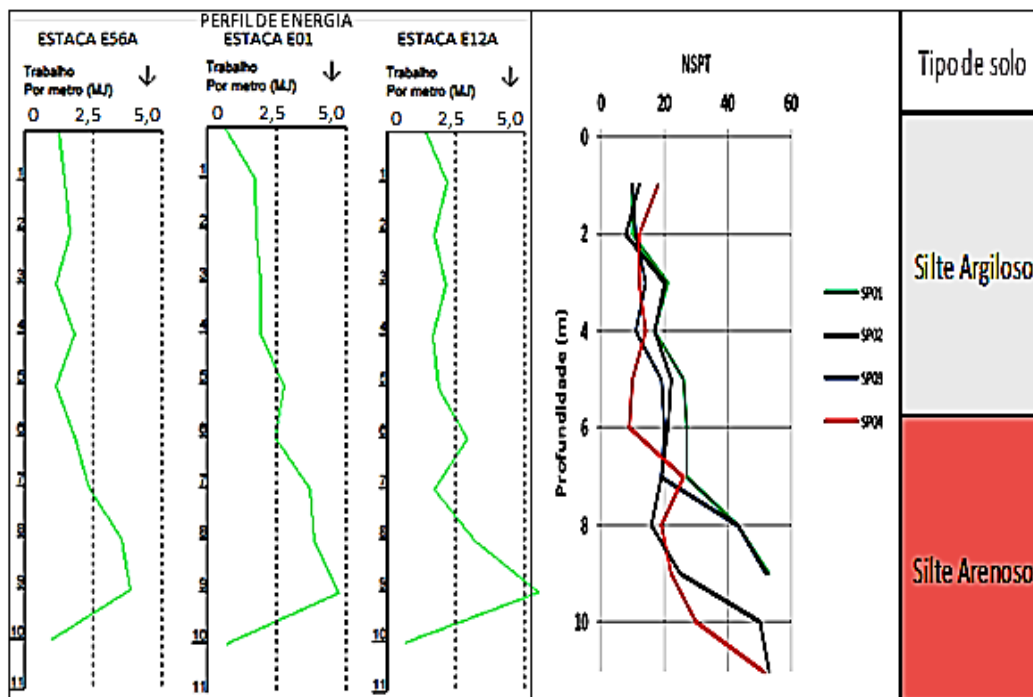


Figura 4.89 - Perfil de energia e de N_{SPT} do Sítio 8.

4.4.4 GEOESTATÍSTICA, VARIABILIDADE E OS MODELOS 3D DO N_{SPT} E DE ENERGIA – SÍTIO 8

Geralmente, nos estudos geotécnicos, os parâmetros são determinados por meio da coleta de amostras em determinados pontos pré-estabelecidos, de forma que se conheçam as coordenadas destes, bem como seus respectivos valores. Mas, para gerar uma representação na forma de grade regular, faz-se necessário um procedimento de interpolação para estimar os valores dos parâmetros analisados em locais não amostrados. Pode-se, por exemplo, utilizar o inverso ponderado e a krigeagem, que compreende um conjunto de técnicas de estimação e predição de superfícies baseadas na modelagem da estrutura com correlação espacial. A diferenciação da krigeagem de outros métodos de interpolação dá-se pela estimação de uma matriz de covariância espacial que determina os pesos atribuídos às diferentes amostras, o tratamento de redundância dos dados, a vizinhança a ser considerada no processo inferencial e o erro associado ao valor estimado.

Neste contexto, modelos de N_{SPT} e de energia foram inferidos e comparados por meio de modelos bi (2D) e tridimensionais (3D), obtidos através da geoestatística. Para a espacialização, foi realizada uma análise descritiva dos dados, avaliando-se a sua homogeneidade, pontos discrepantes e a normalidade dos dados. Foi produzido um banco de dados, com coordenadas georeferenciadas para cada variável, que foi modelado e espacializado em 3D com uso da metodologia inverso ponderado com anisotropia vertical, descrito por Silva *et al.* (2008). Os dados foram georeferenciados a partir da sua localização e cota de referência 1037,00 (implantação do estaqueamento) em relação ao nível do mar sendo que estava previsto assentar as estacas na cota 1027,00.

A partir da utilização da metodologia do inverso ponderado, foram gerados modelos 3D para a energia, a energia acumulada, N_{SPT} e N_{SPT} acumulado. O resultado das interpolações 3D para a energia acumulada nas estacas com diâmetro de 0,60 m e N_{SPT} acumulado pode ser visualizado na Figura 4.90, que apresenta uma visão geral do modelo 3D de energia acumulada, em forma de gráfico de cerca.

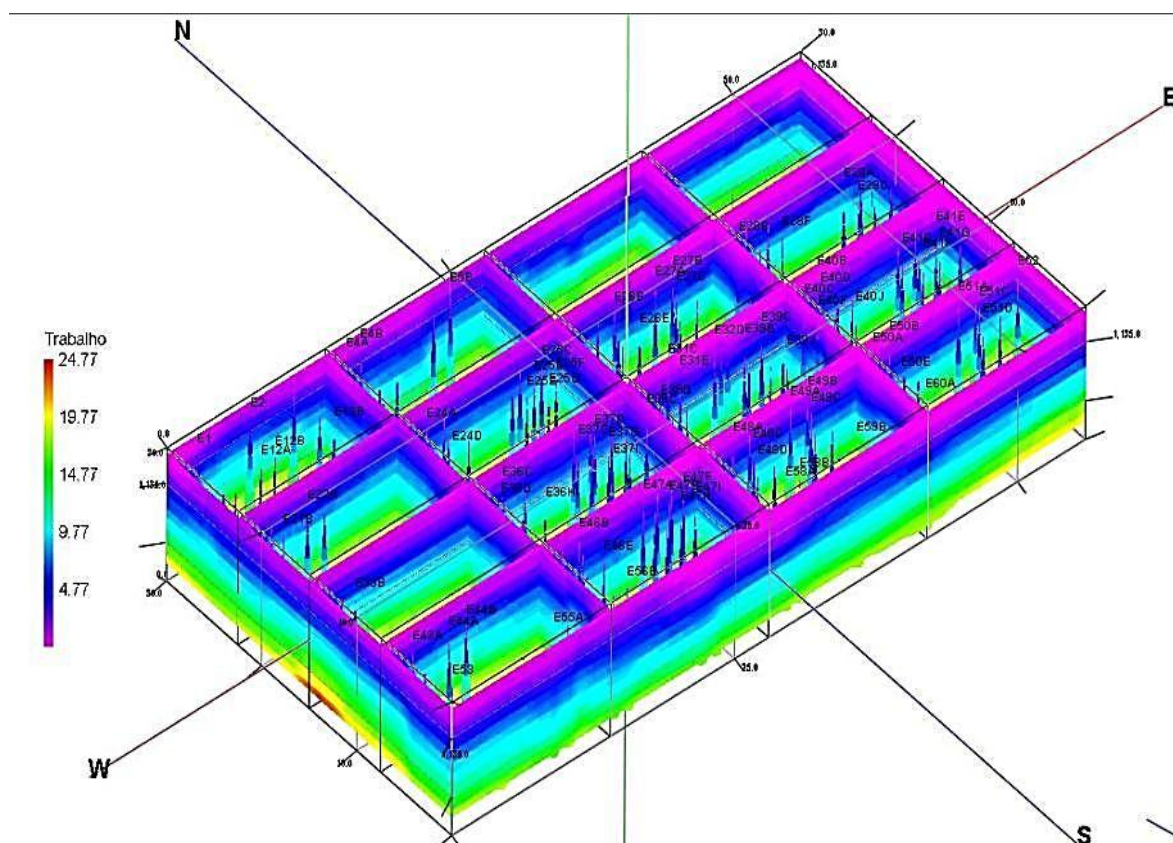


Figura 4.90 – Modelo 3D de energia acumulada – Gráfico de cerca- Sítio 8.

Na Figura 4.91, apresenta-se o fatiamento horizontal na cota 1029,00 para os modelos de N_{SPT} e de Energia, gerados através do registro das grandezas medidas metro a metro, ou seja, ao longo da profundidade. Salienta-se que o modelo N_{SPT} foi gerado a partir dos dados coletados em 4 ensaios de campo, enquanto o de energia foi gerado com os dados coletados durante a execução de 98 estacas com 60 cm de diâmetro. Logo, espera-se que o modelo de energia seja fidedigno à variabilidade geotécnica, em termos de energia necessária para escavar as estacas e conseqüentemente das suas capacidades de cargas, definindo uma superfície resistente para a ponta das estacas com maior precisão e acurácia, quando comparado com a mesma superfície de resistência definida pelo N_{SPT} .

Na Figura 4.91, apresenta-se o fatiamento horizontal dos modelos de N_{SPT} e de Energia, enquanto na Figura 4.92, é apresentado o fatiamento vertical dos dois modelos referentes ao Corte AA identificado na Figura 4.91.

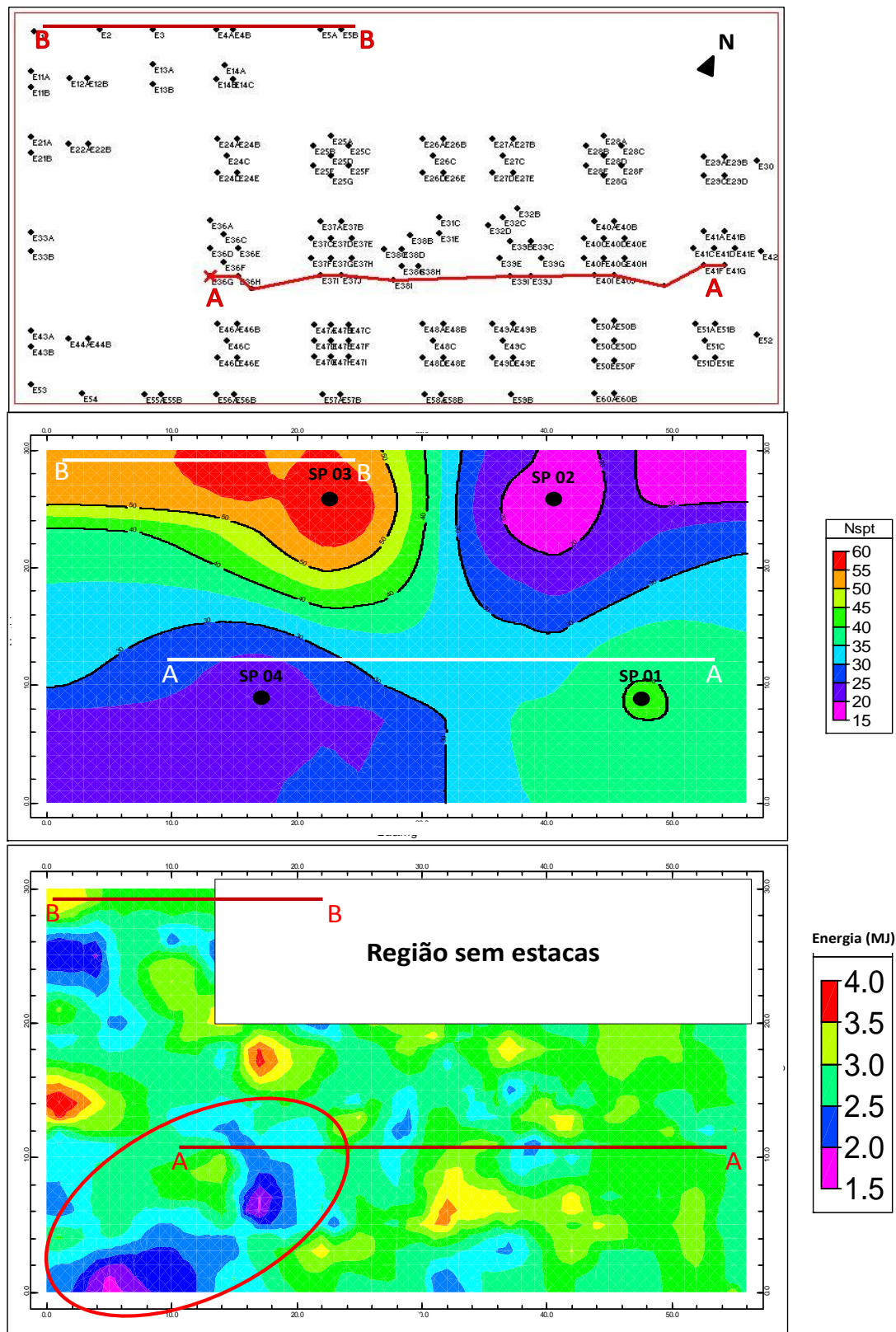


Figura 4.91 – Fatiamento horizontal na cota 1029,00 do modelo 3D de N_{spt} e da Energia - Sítio 8.

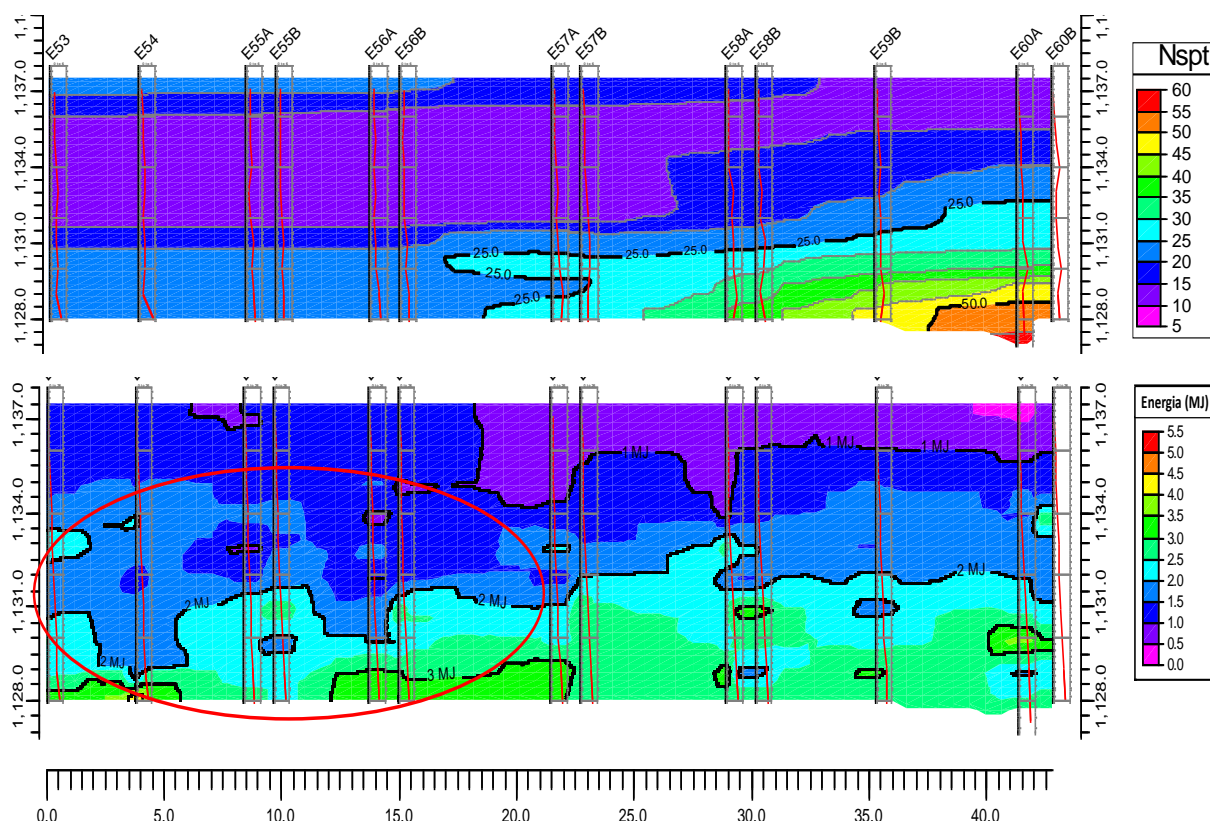


Figura 4.92 – Fatiamento vertical (Corte AA) do Modelo 3D de N_{SPT} e Energia - Sítio 8.

Pode-se verificar que a metodologia proposta identificou claramente as regiões de menor resistência, identificadas e circuladas na Figura 4.91 e na Figura 4.92, corroborando a tese de que a energia ou o trabalho necessário para escavar uma estaca é proporcional à energia registrada no ensaio SPT e, conseqüentemente, à capacidade de carga da estaca. Fica claro que a metodologia SCCAP mitiga o risco, pois, neste caso, as regiões que apresentam menor resistência foram identificadas pelo menor nível de energia registrada, permitindo que as estacas executadas nestas regiões sejam aprofundadas, até que o nível de energia estabelecido pelo critério adotado seja atingido.

Analisando-se a Figura 4.93, que apresenta o fatiamento Vertical (Corte BB) dos modelos 3D de N_{SPT} , Energia e Energia acumulada ao longo do perfil geotécnico, percebe-se que o modelo N_{SPT} não captou a variabilidade geotécnica da secção, variabilidade detectada pela metodologia proposta, Metodologia SCCAP. Salienta-se que o modelo N_{SPT} é menos preciso, pois foi gerado com dados de apenas quatro ensaios, enquanto os modelos de energia foram gerados com dados coletados em 98 estacas, portanto, esperavam-se distorções entre os modelos.

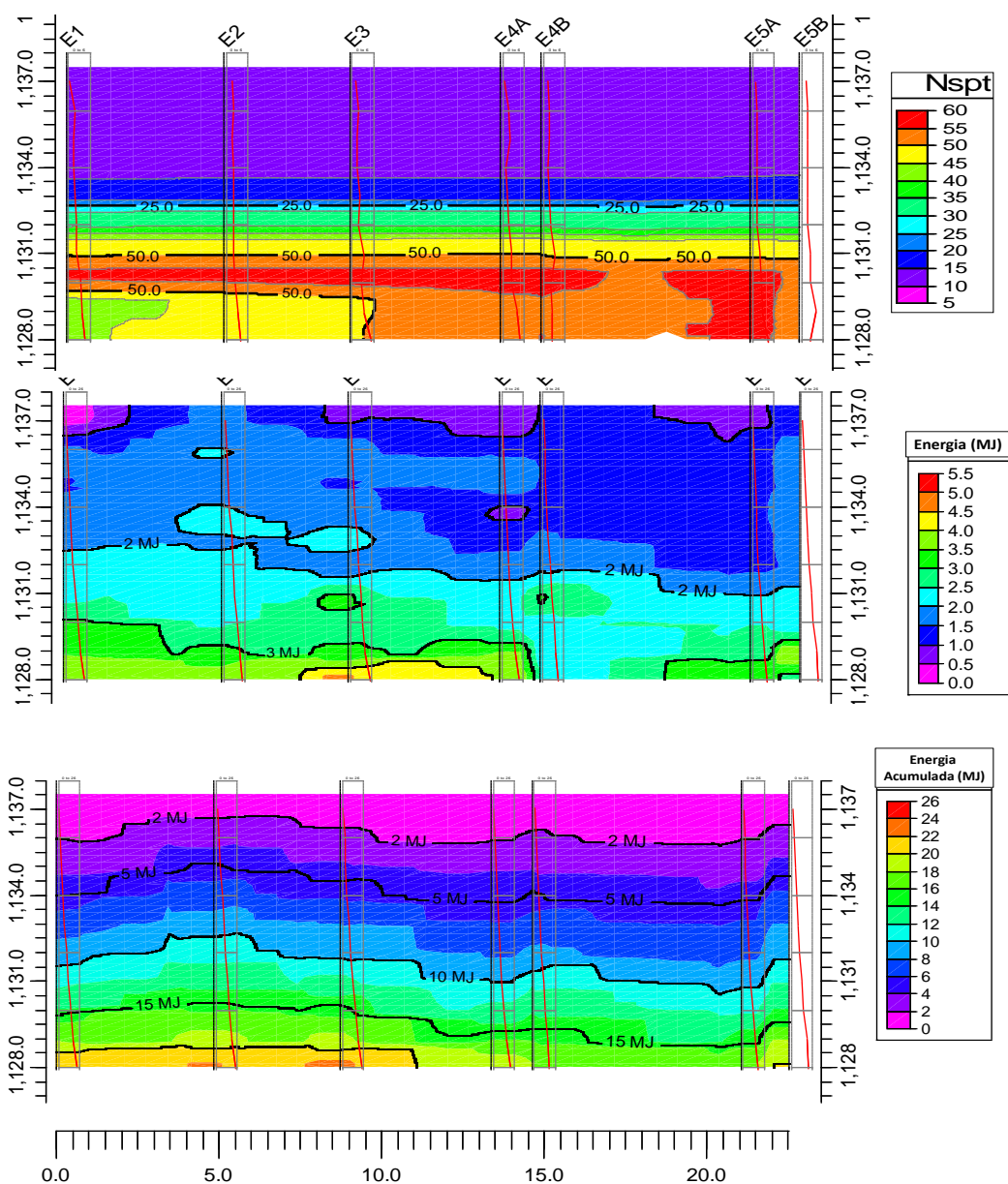


Figura 4.93 – Fatiamento vertical (Corte BB) do Modelo 3D de N_{SPT} , Energia e Energia Acumulada- Sítio 8.

4.4.5 CONFIABILIDADE DOS ESTAQUEAMENTOS

Confiabilidade em engenharia de fundações, no caso, dos estaqueamentos pode ser definida como a determinação da capacidade do estaqueamento em atender ou suportar os carregamentos. O estaqueamento deve ter capacidade para suportar as solicitações da estrutura quanto à máxima ação ou combinação de ações durante a sua vida útil. A determinação da resistência do estaqueamento e a máxima solicitação da estrutura não são problemas simples, e estimativas e previsões geralmente são necessárias. Logo, incertezas são inevitáveis, pois as informações relativas aos problemas de engenharia e, principalmente ao solo normalmente são

segmentadas e incompletas, e os esforços externos, como efeito de vento e vibrações oriundas de abalos sísmicos, sempre apresentam certo grau de incertezas.

Diante de tais incertezas, a resistência do estaqueamento e as solicitações das estruturas não podem ser determinadas com precisão absoluta, entretanto podem ser descritas como pertencentes a determinados intervalos e podem ser modeladas como variáveis aleatórias sendo assim, tratáveis estatisticamente.

No que tange à confiabilidade e à segurança do estaqueamento, os Fatores de Segurança (FS) dos estaqueamentos foram garantidos pelas provas de carga realizadas em cada sítio. Mas, o aumento da confiabilidade (β), conseguido através da redução da variabilidade, foi obtido pela aplicação da metodologia SCCAP. Lembra-se de que a confiabilidade de um estaqueamento depende da variabilidade das curvas de densidade de probabilidade das solicitações e das resistências e que, conseqüentemente, a confiabilidade está relacionada aos coeficientes de variação ou variância dessas curvas.

Freudenthal (1947) analisou as incertezas do comportamento do subsolo, explicando que a estrutura de fundação é parte integrante da estrutura e o seu comportamento, dependente do comportamento do solo, exerce influência considerável no desempenho da estrutura.

A probabilidade de ruína envolvendo o estado limite de serviço e o estado limite último foi analisada por Freudenthal (1956), que concluiu que essa verificação é fundamental e tão importante quanto às realizadas levando-se em consideração as tensões admissíveis.

Salienta-se que o conceito de confiabilidade não é o mesmo de segurança, mas deveria estar sempre presente nas análises de uma estrutura ou de uma fundação. Segurança é obtida através da utilização de fatores de segurança globais e parciais, enquanto confiabilidade está relacionada à probabilidade de ruína da estrutura ou da fundação. Logo, uma estrutura pode ser segura e não confiável ou insegura e confiável. Isso depende dos fatores de segurança adotados e da variabilidade das solicitações e das resistências.

A probabilidade de ruína é determinada a partir da relação existente entre as solicitações e resistências, ou seja, o evento ruína, definido matematicamente por Freudenthal *et al.* (1966) e Ang & Tang (1984), ocorre quando a resistência é menor que a solicitação.

O índice de confiabilidade do estaqueamento foi calculado pela Equação 3.50, no caso, foi considerado que a capacidade de carga obtida por meio de provas de carga ou dos cálculos usando-se métodos semiempíricos, baseados em sondagens de campo, está diretamente ligada à energia monitorada durante a escavação de cada estaca. Logo, as curvas de energia e resistências são dependentes e apresentam formato e coeficiente de variação (v_R) semelhantes. A hipótese considerada irá assegurar que o processo de cálculo adotado seja simples e lógico, e também que os princípios básicos do modelo possam ser entendidos.

Também se admitiu que o projeto estrutural da superestrutura apresenta curva de solicitações com coeficiente de variação (v_S) de 0,15. Galambos *et al.* (1982) pesquisou os coeficiente de variação das solicitações das superestruturas e conclui que, para as solicitações permanentes, é aproximadamente de 0,10 e, para as cargas acidentais, de 0,25.

O método probabilístico adotado pode ser aplicado, pois as características estatísticas das ações e reações do sistema são conhecidas por meio das curvas de densidade de probabilidade das solicitações e resistências. Partiu-se do conhecimento das incertezas que afetam o projeto estrutural através do coeficiente de variação e do registro da variabilidade do estaqueamento, representado pelo coeficiente de variação da curva de densidade de energia ou trabalho necessário para se executar o estaqueamento. Leva-se para o estaqueamento, o conceito de confiabilidade, que pode ser previamente especificada e posteriormente aceita.

Analisando-se a Tabela 4.36, a Tabela 4.37 e a Tabela 4.38, verifica-se que as confiabilidades dos estaqueamentos aumentaram significativamente com a aplicação da metodologia SCCAP. Aproximando-se ou atendendo-se à probabilidade de ruína ou ao índice de confiabilidade ($\beta \geq 4,25$) sugeridos por Meyerof (1969) e também ao valor de referência fornecido pelo *Comité Euro-International du Béton* – CEB (Comitê Europeu de Concreto) para o índice de confiabilidade ($\beta \geq 3,8$) das estruturas de concreto, pode-se afirmar que a confiabilidade após a aplicação da metodologia aumentou consideravelmente e é aceitável, minimizando o risco.

Tabela 4.36 – Índice de confiabilidade dos estaqueamentos estudados.

Sítio	Estaca	SCCAP	Coeficiente de Variação			Confiabilidade (β)
			FS	v_S	v_R	
7	40	sem	2,0	0,15	0,26	1,85
		com	2,0	0,15	0,13	3,33
	50	sem	2,0	0,15	0,20	2,34
		com	2,0	0,15	0,11	3,75
8	50	sem	2,0	0,15	0,07	4,76
		com	2,0	0,15	0,06	5,10
	60	sem	2,0	0,15	0,07	4,76
		com	2,0	0,15	0,06	5,10
9	40	sem	2,0	0,15	0,17	2,67
		com	2,0	0,15	0,12	3,50
	50	sem	2,0	0,15	0,13	3,33
		com	2,0	0,15	0,07	4,76

Tabela 4.37 - Probabilidades de ruína aceitáveis (Meyerhof, 1969).

Tipo de Estrutura	Probabilidade de Ruína
Obra de Terra	0,001
Fundações <i>offshore</i>	0,01
Fundações Convencionais	0,0001

Tabela 4.38 - Relação quantitativa entre probabilidade de ruína e índice de confiabilidade.

Probabilidade de Ruína (pF)	Confiabilidade (β)
0,5	0
0,25	0,67
0,16	1
0,1	1,28
0,05	1,65
0,01	2,33
0,001	3,09
0,0001	3,72
0,00001	4,25
0,000001	4,75

Todas as atividades de engenharia envolvem risco, especialmente as que envolvem matérias e fenômenos da natureza como a engenharia de fundações. Não é possível eliminá-lo, mas não se deve aceitá-lo incondicionalmente. O ideal é mensurá-lo em termos de probabilidade de ruína ou confiabilidade para que se possa tomar uma decisão quanto à sua aceitabilidade, como nos casos analisados por meio da metodologia SCCAP. Portanto, pode-se definir o risco como a consequência de um evento, no caso, a ruptura de uma estaca e a sua probabilidade de ocorrência.

Na engenharia de fundação, em que as solicitações e resistências são definidas de forma determinística, é possível estabelecer dois cenários: o de segurança e o de ruína. Entretanto, se o projeto e/ou a execução forem elaborados e controlados por meio de suas características estatísticas, que podem ser representadas por valores médios associados as suas respectivas variâncias como nos casos apresentados, podem ser identificados vários cenários que transitaram entre os estados de segurança e ruína.

Como consequência, os cenários necessitaram de critérios, entre os quais estão os de custos, que podem serem aceitos ou não. Portanto, a probabilidade de ruína sempre estará presente na engenharia e envolverá custos, preponderantemente, nos casos de insucessos. Diante do exposto, o risco pode e deve ser definido economicamente como a probabilidade de ruína multiplicada pelo custo envolvido nos reparos materiais e nas prováveis indenizações, sendo fundamental que o projetista, o executor, o construtor e o incorporador estejam conscientes da probabilidade de ruína e do risco, ou seja, dos custos envolvidos em um eventual insucesso.

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho, foram propostas metodologia e equações para quantificar a energia ou o trabalho realizado para escavar uma estaca, baseadas na lei de conservação de energia, um dos fundamentos da física clássica e da termodinâmica. Com base nestas equações, tornou-se possível estabelecer uma metodologia de monitoramento para os estaqueamentos escavados. Validou-se a metodologia através de sondagens de campo, provas de carga e do monitoramento de estaqueamentos tipo hélice contínua. Estudaram-se os aspectos que interferem na magnitude da energia medida e sua relação com a capacidade de carga. Constatou-se que a energia é proporcional à capacidade de carga e que, a partir do tratamento estatístico do banco de dados, composto com as energias demandadas para escavar cada estaca, é possível aplicar a teoria da confiabilidade.

Paralelamente, analisou-se a influência das tensões residuais em instrumentações convencionais instaladas em elementos estruturais de fundações submetidos a provas de carga. Com base nas análises e nos resultados de provas de carga instrumentada, foi validada a metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), utilizada durante a pesquisa.

Com base nos ensaios e resultados obtidos e apresentados, expõem-se as conclusões principais.

- 1) Quanto à importância de se considerar o tipo de solo e o seu perfil de intemperismo na execução dos estaqueamentos tipo hélice contínua:
 - As classificações granulométrica, geotécnica e mineralógica são importantes na definição do perfil de intemperismo, que, por sua vez relaciona-se ao comportamento das estacas e à energia necessária para executá-las. No manto profundamente intemperizado com composição argilosa, os valores de N_{SPT} subavaliam a capacidade de carga das estacas, ao mesmo tempo em que demandam maior nível de energia na escavação e no transporte ascendente do solo pelo helicóide;
 - O manto de solo profundamente intemperizado, caracterizado por estrutura metaestável com distribuição de poros bimodal (micro e macroporos), mostra-se muito sensível devido a variações de energia externa, como cargas e vibrações, e interna, como sucção (imposta por variações de umidade ou da própria química do fluido de saturação) e também pelo estado de tensões. A utilização de elevadas pressões de injeções, durante a concretagem das estacas neste horizonte, não é aconselhável, pois quebrará a cimentação existente e não

é garantia do aumento da tensão de ruptura na interface estaca-solo. Pressões de concretagem elevada, nestes solos, geram sobreconsumo importante sendo o aumento da capacidade de carga influenciado, na maioria dos casos, apenas pela ampliação do diâmetro da estaca e não necessariamente diretamente proporcional a esse;

- Os solos saprolíticos, menos intemperizados, caracterizados geotecnicamente na Região como siltes argilosos, com presença de Illita e Caulinita, formam camadas extremamente dobradas, com baixa resistência ao cisalhamento no sentido paralelo ao plano de fraqueza, que podem interferir negativamente, dependendo de sua orientação, na capacidade de suporte da estaca. Neste horizonte, predomina, na medida em que se avança para o saprólito, a estrutura da rocha-mãe e o enriquecimento em minerais primários. Nesta camada de solo, o aumento da pressão de injeção pode proporcionar melhoria de comportamento da estaca, no entanto, este aspecto necessita ser melhor estudado. O solo saprolítico possui baixíssima permeabilidade e, geralmente, a concretagem se dá sob a condição submersa e não drenada. Entretanto, vislumbra-se que a melhoria de comportamento se daria nos casos em que o recalque imediato é proporcionado, principalmente, pelo fechamento de microfissuras no sistema estratificado presente. Nesse contexto, o efeito da pressão de injeção do concreto seria relevante, podendo contribuir para o fechamento das microfissuras que possuem melhor condição de drenagem. Também se pode considerar que a pressão adotada foi suficientemente elevada, maior que a pressão hidrostática, provocando uma trajetória de tensões na interface estaca-solo, e, conseqüentemente, um novo histórico de tensões;
- Uma das obras analisadas possuía uma camada de solo orgânico, muito mole, como camada intermediária. Nestes solos, a adoção de pressão de injeção elevada deve ser evitada, pois sua estrutura é suscetível à ruptura, o que provocaria a ascensão de concreto entre o helicóide e o fuste da estaca e o sobreconsumo de concreto;
- A capacidade de carga das bases das estacas tipo hélice, se considerada, deve ser avaliada com restrições. Observou-se que é necessário o seu embutimento em camadas de elevada resistência (solo saprolítico ou o saprólito) e cuidados especiais de difícil controle durante a concretagem. Caso contrário, a ponta passa a ser mobilizada com nível de deformação incompatível com a aceitabilidade da superestrutura.

2) Quanto à influência das condições de execução no comportamento das estacas tipo hélice contínua:

- O comportamento das estacas escavadas, em especial das estacas tipo hélice contínua, depende não apenas do processo de instalação, mas também dos procedimentos adotados durante a concretagem, particularmente, da pressão de injeção utilizada durante a concretagem. Logo, o planejamento da concretagem em termos de pressão de injeção, adotando-se maiores pressões em horizontes resistentes, principalmente aqueles que contêm microfissuras, e mantendo-se o equilíbrio entre a pressão de injeção e o sobreconsumo de concreto no horizonte de menor resistência, deve ser adotado como uma ferramenta eficaz para melhorar o desempenho das estacas em termo de capacidade de carga e deformabilidade;
 - A magnitude do torque aplicado ao helicóide nas estacas tipo hélice é dependente do impulso. Logo, controlar e uniformizar o estaqueamento através do controle do torque de instalação só é possível se forem adotados procedimentos semelhantes durante a instalação, principalmente quanto às velocidades angulares (rotação) e ao avanço de perfuração. Também implica não analisar ou considerar a influência de duas outras forças que interferem no processo, a força descendente aplicada ao helicóide e o próprio peso do helicóide, forças que podem ser analisadas adotando-se o controle por meio da medida de energia;
 - O sistema de forças não conservativas envolvido no processo de escavação, desestruturação e transporte do solo durante a execução de uma estaca tipo hélice é complexo e de difícil resolução, consumindo-se e dissipando-se energia através do calor e do som gerado na desestruturação do solo, no atrito e adesão entre o helicóide e o solo e no atrito e adesão residual entre o fuste da estaca e o conjunto helicóide/solo. A utilização da lei universal de conservação de energia da termodinâmica, sintetizada no princípio de Hamilton, permitiu concluir que a energia ou o trabalho realizado para escavar uma estaca é a somatória do trabalho realizada pelo sistema de forças aplicado ao helicóide.
- 3) Quanto à influência do tipo de solo e do processo executivo na energia necessária à escavação:
- A energia demandada para escavar uma estaca em um determinado tipo de solo está relacionada à capacidade de carga e deformabilidade da estaca;
 - A magnitude da energia medida é dependente do tipo e resistência do solo, da eficiência do maquinário, da geometria das ferramentas de perfuração e dos procedimentos adotados durante a escavação. Mas, em um conjunto (máquina e operador), as energias demandadas ou os trabalhos realizados durante a escavação das estacas de um estaqueamento

apresentam variabilidade aceitável, pois a perfuratriz, a ferramenta (helicóide) e o processo adotado na operação do maquinário durante a escavação e concretagem tendem a ser repetitivos e sistematizados, com acertos e erros incorporados ao processo;

- A capacidade de carga e a energia registrada nos ensaios de campo, no caso, o SPT nem sempre guardam uma proporção direta com a energia demandada para escavar uma estaca. Entre outros fatores, essa relação depende do tipo e do comportamento mecânico do solo, características que podem ser identificadas através do perfil de energia obtido ao longo da estaca durante o processo de execução e que, em alguns casos, pode não ser captada pelos ensaios dinâmicos como o SPT;
- No horizonte de solo laterizado, a taxa de crescimento de energia registrada durante a perfuração é maior da que a registrada no horizonte saprolítico, refletindo, por um lado, a contribuição da estrutura do solo na real resistência da interação solo-estrutura, o que não se infere no ensaio SPT, que tende a desestruturar o solo. Por outro lado, a maior energia demandada durante o transporte do solo argiloso úmido pelo helicóide deve-se ao caráter coesivo/adesivo desse material;
- No horizonte saprolítico, a maior preservação estrutural do solo, aliada à maior rigidez do maciço, torna a energia dispendida mais diretamente ligada à simples perfuração sem efeitos adicionais oriundos da adesão do solo ao helicóide;
- A concretagem e o fator água-cimento afetam o comportamento da estaca e podem gerar variabilidade quanto à capacidade de carga e deformabilidade no estaqueamento e, conseqüentemente, na relação energia *versus* capacidade de carga.

4) Quanto à metodologia SCCAP:

- A metodologia SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci), criada a partir da quantificação da energia necessária para escavar cada estaca do estaqueamento, resgatou o conceito universal da conservação de energia e conceitos estatísticos, levando, para a execução dos estaqueamentos escavados, confiabilidade e segurança. A pesquisa mostrou ser possível uniformizar os estaqueamentos em termos de energia e, conseqüentemente, de capacidade de carga e deformabilidade ao considerar as características estatísticas de uma amostra de energia retirada do estaqueamento como elo entre a energia demandada para escavar cada estaca e o controle de qualidade do estaqueamento. A adoção da metodologia mostrou ser possível orientar e corrigir os procedimentos executivos, baseando-se em critérios de aceitação, por exemplo, fazendo-se a correção da profundidade durante a execução de cada estaca;

- A adoção da metodologia SCCAP, como comprovado, propicia aumento da confiabilidade nos estaqueamento em termos de energia e, conseqüentemente, de capacidade de carga e deformabilidade. Nesse contexto, a metodologia fundamentada em conceitos físicos e estatísticos, provoca incremento da média e redução da variabilidade populacional do estaqueamento em termos de energia, e deve ser adotada como rotina de qualidade para garantir segurança e confiabilidade a este tipo de estaqueamento, o que nem sempre é conseguido apenas com a adoção da margem de segurança;
- Os procedimentos e critérios de controle propostos devem ser adotados e considerados pelos engenheiros geotécnicos (projetistas ou executores), pois representam um ganho de qualidade e segurança. Entretanto estão atrelados e diretamente ligados ao nível e à qualidade dos estudos precedentes (sondagens, provas de cargas e projeto), às condições de execução (maquinário e operação) e ao próprio grau de complexidade geológico-geotécnica da área.

5) Quanto à análise de provas de cargas sobre fundações profundas:

- As tensões residuais devem ser consideradas nas análises das provas de cargas instrumentadas realizadas em estacas escavadas, pois podem influenciar os resultados obtidos em campo, principalmente as oriundas da retração ou expansão do concreto, que dependem de uma intrincada correlação de fatores e das condições ambientais, como a presença ou não de sucção, da química e da mineralogia do solo e do concreto. Para mensurar a influência das tensões residuais pelo processo de escavação e de cura do concreto (retração ou expansão) na instrumentação, é necessário iniciar as leituras da instrumentação imediatamente após a concretagem da estaca e ir até a sua total estabilização. Esse é o único procedimento seguro para mensurar as tensões residuais e a sua influência na distribuição de carga registrada via instrumentação. Deve-se também verificar qual tipo de ligação entre os extensômetros elétricos deve ser adotada na instrumentação para minimizar as influências externas ao ensaio;
- Estimar as tensões residuais via *software*, partindo da retroanálise apenas das curvas carga *versus* recalque obtidas em campo, sem o real conhecimento da intrincada cadeia de fatores que influenciam o processo, que é de difícil identificação e mensuração, não é aconselhável, embora os *softwares* sejam uma importante ferramenta para a retroanálise das provas de cargas instrumentadas. Isso porque são geradas tensões residuais durante o processo de escavação e na interação entre o maciço e o concreto, que depende do solo (sucção, química e mineralógica), do concreto (cimento, agregado e aditivos) e de suas

condições de cura, fatores que dificilmente poderão ser simuladas com precisão através de *softwares*;

- Os resultados obtidos, por meio das análises fundamentadas em instrumentação, mostraram que a metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) constitui ferramenta importante na análise de provas de carga não instrumentadas. Os valores obtidos pela metodologia são próximos dos obtidos na instrumentação, identificando o domínio do atrito, ponta e plastificação;
- Com a aplicação da metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), as análises das provas de cargas não mais ficaram restritas à determinação ou à estimação da capacidade de carga, pois a análise dos gráficos resultantes da metodologia permitem avaliar as contribuições do fuste e da base bem como o carregamento a partir do qual o solo-suporte passa a sofrer deformações plásticas, fatores que devem ser considerados nas análises;
- A velocidade do ensaio adotada em provas de cargas, em solos com baixa rigidez e permeabilidade, pode interferir no resultado da curva tensão *versus* deformação. Nos ensaios realizados em solo com esta característica, os quais foram comparados com resultados obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto, observou-se que apenas a resistência não drenada do solo foi mobilizada, o que deixou a estaca desprovida ou com atrito reduzido.

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Construir e implementar, a partir da metodologia SCCAP, banco de dados em dois níveis, regional e nacional, considerando-se diferentes tipos de solo e propriedades geológico-geotécnicas.
- Aplicar a metodologia SCCAP, em outros tipos de estacas como as escavadas e de deslocamento e em escavação de túneis através de tuneladoras ou TBM (*Tunnel boring machines*). Nas escavações de túneis, a metodologia certamente mitigará os riscos na frente de escavação, retroanalizando a energia demandada e o perfil geotécnico-geológico de trechos já escavados, comparando-os com o nível de energia da frente de escavação.

- Aferir a eficiência do equipamento tipo hélice, através do desenvolvimento de equipamento que possibilite medir o torque do maquinário com acurácia (torquímetro).
- Criar e implementar, na metodologia SCCAP, modelos de energia em 2D e 3D, correlacionando-os com modelos obtidos por meio dos ensaios de campo, criando, assim, de forma indireta uma relação entre o equipamento e os ensaios de campo.
- Estudar e propor metodologia para o dimensionamento das estacas com base na energia de escavação.
- Padronizar uma ferramenta de ensaio de campo, helicóide, que possibilite, no campo, a realização de vários ensaios com o equipamento tipo hélice contínua. A utilização dessa ferramenta, combinada com o conhecimento da eficiência do equipamento, permitiria o desenvolvimento de um ensaio de campo que estabelecesse a correlação entre o perfil de energia obtida pela ferramenta, o solo e a capacidade de carga da estaca.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDELRAHMAN , G.E.; SHAARAWI, E.M. & ABOUZAIID , K.S. (2003). *Interpretation of Axial Pile Load Test Results for Continuous Flight Auger Piles*. Emerging Technologies in Structural Engineering, 9th Arab Structural Engineering Conf., Abu Dhabi, UAE.

ABNT (1984a). Solo - determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6459, Rio de Janeiro, 6p.

ABNT (1984b). Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6508, Rio de Janeiro, 8p.

ABNT (1984c). Solo - determinação do limite de plasticidade, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7180, Rio de Janeiro, 4p.

ABNT (1984d). Solo - análise granulométrica, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7181, Rio de Janeiro, 13p.

ABNT (1986). Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6457, Rio de Janeiro, 9p.

ABNT (1988). Solo - Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego de balança hidrostática - Método de ensaio, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 10838, Rio de Janeiro, 4p.

ABNT (1995). Rochas e solos, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6502, Rio de Janeiro, 18p.

ABNT (2001). Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6484, Rio de Janeiro, 17p.

ABNT (2006). Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 12131, Rio de Janeiro, 8p.

ABNT (2006a). Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento – Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 12655, Rio de Janeiro, 18p.

ABNT (2010). Projeto e execução de fundações, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6122, Rio de Janeiro, 91p.

ALBERTS, A.P.F., MELCHIADES, F.G., MACHADO, R., BALDO, J.B., BOSCHI, A.O. (2002). Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X. *Cerâmica*, 48 (305).

ALBUQUERQUE, P.J.R. (1996). Análise do Comportamento de Estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Faculdade de Engenharia Agrícola – FEAGRI, Campinas, SP.

ALBUQUERQUE, P.J.R. (2001). Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP, 260 p.

ALBUQUERQUE, P.J.R., MASSAD, F., CARVALHO, D. & FERREIRA, M.A.M. (2001). Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Hélice Tipo Ômega, em Solo Residual de Diabásio. UNICAMP, Campinas, SP, 198 p.

ALMEIDA NETO, J. (2002). A. Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP, 187p.

ALONSO, U.R. (1991). Previsão e controle das fundações. São Paulo: Editora Edgar Blücher Ltda, 1 ed., 152p.

ALONSO, U.R. (1996). Estacas Hélice Contínua com Monitoramento Eletrônico - Previsão da Capacidade de Carga através do ensaio SPT-T. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE III, Vol. 2. ABMS, São Paulo-SP. pp. 141-151.

ALONSO, U.R. (1998). Previsão e controle de fundações. São Paulo: Edgar Blucher Ltda.

ALONSO, U.R. (2004). Projeto e Desempenho das Fundações (Retrospectiva da Experiência Brasileira). In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE V, São Paulo, SP, 2: 1-34.

ALVES, E.C. (2010). Uma nova metodologia de extrapolação dos dados da prova de carga dinâmica: MES-CASE. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO.

ANDERSON, T.W.; DARLING, D.A. (1952). *Asymptotic theory of certain "goodness-of-fit" criteria based on stochastic processes*. Annals of Mathematical Statistics 23: 193–212.

ANG, A.H-S.; TANG, W.H. (1984). *Probability concepts in engineering planning and design: decision, risk and reliability*. New York: John Wiley. vol. 2.

ANJOS, G.J.M. (1999). Aplicação de Técnicas Probabilísticas e Estatísticas na Avaliação da Representatividade de Resultados de Ensaios In Situ. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 160 p.

ANJOS, G.J.M. (2006). Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais. Tese de Doutorado. Publicação G.TD-033/06. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF. 341 p.

ANJOS, G.J.M.; CUNHA, R.P.; VALADÃO, A.C.; FERREIRA, E.S. (2004). Estudo de estaca escavada em solo não saturado no Distrito Federal usando ensaios de campo. In: 5º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 205-215.

ANJOS, G.J.M.; CUNHA, R.P. E PINHEIRO, M. (2008). Fundações escavadas: Estudo de casos e proposta de metodologia na extrapolação da curva carga-recalque. IV Congresso Luso-brasileiro de Geotecnia. Coimbra, CD Rom, 8 p.

ANTUNES, W.R. & CABRAL, D.A.(1996). Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE III, 2: 105-110, ABMS, São Paulo-SP.

AOKI, N. (1986). Controle *in situ* da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas via repique elástico da cravação. ABMS/ABEF/Instituto de Engenharia, São Paulo, SP.

AOKI, N. (1989). Invited contribution on driveability of piles. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, XII ICSMFE, Rio de Janeiro. Proceedings. 5: 2963-2966.

AOKI, N. (1997). Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP, 100 p.

AOKI, N. (2000). Energia complementar como critério de ruptura de estaca cravada. Revista Militar de Ciência e Tecnologia, Rio de Janeiro-RJ, v. XVII, 3: 26-42p.

AOKI, N. (2002). Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas. Revista Militar de Ciência e Tecnologia. Rio de Janeiro. Vol. XIX – 3: 48-64.

AOKI, N. (2005). Segurança e confiabilidade de fundações profundas. Proceedings. Congresso Brasileiro de Pontes e Estrutura. Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Pontes e Estruturas. 2005, 1: 1-12.

AOKI, N. (2008). Dogma do fator de Segurança. VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 9-42.

AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. (1996). Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 173-184.

AOKI, N., MENEGOTTO, M.L. e CINTRA, J.C.A. (2002). Probabilidade de ruína como critério para definir o coeficiente de segurança a ser usado na previsão da carga admissível de fundações por estacas, XII COBRAMSEF, São Paulo, 3: 1471-1481.

ARAKI, M.S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-040A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.

ARAÚJO, G.S. (2008). Análise da Capacidade de Carga de Estaca Hélice Contínua em Função do Torque, da Pressão de Injeção de Concreto e Parâmetros do Solo. Monografia de Projeto Final em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 74 p.

ARAÚJO, G.S., SILVA, C.M., CAMAPUM DE CARVALHO, J. , PAOLUCCI, H.V.N. (2009). Capacidade de Carga em Estaca Hélice Contínua em Função do Torque Obtido Durante a Execução. In: I Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região do Centro-Oeste, Goiânia. I Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região do Centro-Oeste. São Paulo: ABMS, 1: 92-97.

ASSIS, A.P., ESPÓSITO, T.J., GARDONI, M.G. & SILVA, P.D.E.A. (1999). Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia. Apostila, Publicação G.AP-003C/99. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

ASSIS, A.P. (2001). Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia. Apostila: Publicação G.AP-002.

ASSIS, A.P., ESPÓSITO, T.J., GARDONI, M.G. & SILVA, P.D.E.A. (2002). Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia. Apostila: Publicação G.AP-002.

ASTM (1979). Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil: D-3441. American Society Testing and Materials, 5 p.

AZEVEDO, G.A. & SILVEIRA, J.R. (2007). Análise do Processo Executivo da Estaca Hélice Contínua. Monografia de Projeto Final em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 94 p.

BAXTER, D.J. (2009). Innovation in the design of continuous flight auger and bored displacement piles. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil e Construção Engenharia da Universidade Loughborough, Leicestershire, UK. 228 p

BERNARDO, T.R.R. (1999). Contribuição à Análise da Confiabilidade em Pavimentos de Edifícios de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 175 p.

BILFINGER, W. (2002). Critérios de segurança de fundações em estacas cravadas com consideração de controles executivos. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Estruturas e Fundações. São Paulo, SP, 2v.

BJERRUM, L., JOHANNESSEN, I.J., E EIDE, O. (1969). *Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock*. Proc. 7th Intl Conf. Soil Mech. Found. Eng., 2: 27-34.

BOTTIAU, M.; *et. al.* (1998). Load testing at feluy test site: introducing the OmegaB+pile. In: International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Augerpiles, 3rd, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema, pp. 187-199.

BOZOZUK, M. (1981). *Bearing Capacity of a Pile Preloaded by Downdrag*. Proc., 10th ICSMFE, Stockholm, Sweden, 2: 631-636.

BRANCO, C.J.M.C. (2006). Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeno diâmetro com ponta modificada, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 193p.

BRIAUD, J-L, BALLOUZ, M., E NASR, G. (2000). *Static Capacity by Dynamic Methods for Three Bored Piles*. American Society of Civil Engineering, ASCE, 126(7): 640-649.

BRONS, K.F.; KOOL, A.F. (1988). Methods to improve the quality of augerpiles. In: International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Augerpiles, 1st, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema. pp. 269-272.

BROWN, D.A. (2005). *Practical considerations in the selection and use of continuous flight auger and drilled displacement piles*. Advances in auger pressure grouted piles: design, construction and testing. Advances in Designing and Testing Deep Foundations. Geotechnical Special Publication, ASCE, 129: 251-261.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. (1998). Installation parameters and capacity of screwed piles. In: International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Augerpiles, 3rd, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema. pp. 95 -108.

CAMAPUM DE CARVALHO, J; CRISPEL, J.J.; MEUSSENS, C.; NARDONE, A. (1987). *La reconstituição dos éprovettes em laboratório: théorie et pratique opératoire*. Paris, França: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC N° 145, 54p. (ISSN 0222-8394).

CAMAPUM DE CARVALHO, J. ; BENEVELI, R.M.; SILVA, C.M.; FERREIRA, E.S. & FERNANDES, R.M. (2005). Reflexão sobre análise de resultados de provas de carga estáticas. In: II Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Goiânia-GO. II Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Goiânia-GO: UFG, 1: 349-353.

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, Curitiba-PR.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., PEREIRA, J.H.F. e GUIMARÃES, R.C. (2002). Effondrement de Sols Tropicaux. In: Proceedings of the Third International Conference on Unsaturated Soils, Unsaturated Soils. Lisse: A. A. Balkema Publishers, 02:851 – 856.

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. VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia SEFE VI. São Paulo –SP, 1: 355-369.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. ; SILVA, C.M.; AQUINO, F.R.; AGUIAR, L.A.; MOTA, N.M.B. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2010). Análises dos Resultados de Provas de Carga Estáticas sobre Fundações Profundas. In: COBRAMSEG 2010, Gramado-RS. Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento: Inovação e Sustentabilidade. São Paulo: ABMS, 1: 1-8.

CAMBEFORT, H. (1964). Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux. In: Institut Technique Du Batiment Et Des Travaux Publics. Paris. Annale. Paris, 204: 1478-1517.

CAMPOS, G.G.G. (2005). Análise experimental e numérica do comportamento de estacas apiloadas em solo laterítico de Londrina/PR. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Estadual de Londrina, Londrina-PR, 162p.

CARDOSO, F.B.F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-026A/95, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139 p.

CARDOSO, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-009A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.

CARDOSO, A.S.; FERNANDES, M.M. (2001). *Characteristic Values of Ground Parameters and Probability of Failure in Design according to Eurocode 7*. Geotechnique 51, 6: 519-531.

Chen, W.F. and Liu, X.L. (1990). Limit analysis in soil mechanics. Book published by Elsevier, Amsterdam, 477 p.

CHIN, F.K. (1970). *Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests nor Carried to Failure*. 2nd Southeast Conference on Soil Engineering, Singapore, pp. 91-92.

CHIN, F.K. (1971). Discussion, “*Pile tests: Arkansas River project*” ASCE, J. SMFD, 97: 930-932.

CINTRA, J.C.A; AOKI, N. (1999). Carga admissível em fundações profundas. Publicação da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP (EESC-USP), Projeto REENGE, 61p.

CINTRA, J.C.A. & TOSHIAKI, T. (1988). Instrumentação de Modelos de Estacas com “Strain Gages” – Publicação Cód. 04012, EESC, São Carlos – SP.

CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J. (1975). *Dynamics of Structures*, 1st Ed., New York-NW, McGraw-Hill, 634 p.

CODEPLAN. Atlas do Distrito Federal. Governo do Distrito Federal. Brasília, DF, 1984, 79 p.

Comité Euro-International du Béton. (1993). *CEB-FIP model code 1990*; design code, London: Thomas Telford Services.

CORREA, S.M.B.B. (2003). Probabilidade e Estatística – 2ª ed. - Belo Horizonte: PUC Minas Virtual, 116 p.

COSTA, C.M.C., TAVARES, C.A.A., MOTA, N.M.B. & RIBEIRO, L.F.M. (2008). Análise Comparativa entre o NSPT e o Torque obtido no monitoramento de estacas hélice contínua. In: SEFE VI - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo.

COSTA NUNES, A.J. (1943). Diretrizes para o projeto e execução de fundações. Revista Municipal de Engenharia.

CHRISTIAN J.T., LADD C.C. & BAECHER G.B. (1994). *Reliability applied to slope stability analysis*. Journal of Geotechnical Engineering , 120(12): 2180– 2207.

CUNHA, R.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1997). *Analysis of the behavior of a drilled pier foundation in a weathered, foliated and folded slate*. XIV International Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburgo, Alemanha, pp. 785-786.

CUNHA, R.P.; COSTA, F.L. (1998). Avaliação da integridade física de estacas assentes na argila porosa de Brasília pelo P.I.T.. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1998, Brasília, p. 1647-1654.

DAVISSON, M.T. (1970). *Static Measurements of Pile Behavior, Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures*, Ed. H-Y Fang, Envo Publ. Co.

DEBEER, E.E. (1968). *Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal*. Tijdschrift der Openbar Verken van Belgie, No. 4, 5, and 6.

DÉCOURT, L. (1989). Bearing Capacity of Large Bored Piles in a Hard São Paulo Clay. Ed. Edgard Blucher Ltda, São Paulo, SP, pp. 89-120.

DÉCOURT, L. (1996). A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, III SEFE, São Paulo-SP. Anais. ABEF e ABMS, 1: 215-224.

DÉCOURT, L. (1998). Ruptura de Fundações e coeficientes de segurança a luz do Conceito de Rigidez. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XI COBRAMSEG, Brasília. Anais. Brasília: ABMS, 3: 1599-1606.

DÉCOURT, L. (2008). Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, VI SEFE, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS, 1: 221-245.

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.

DÉCOURT, L. & NIYAMA, S. (1994). *Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils*. XIII ICSMFE, New Delhi, 3: 477-486.

EMBRAPA (1978). Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Distrito Federal. Boletim Técnico, nº 53, Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, Rio de Janeiro, RJ, 455 p.

ESCÁRIO, V., SAEZ, J. (1973). *Measurements of the Properties of Swelling and Collapsing Soils under Controlled Suction*, 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, 195-200.

FABIANI, B. (1981). Construção de Edifícios. Notas de aula - 1ª parte. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, PCC - 2435: Tecnologia da Construção de Edifícios, São Paulo.

FALCONIO, G., MANDOLINI, A. (2003). Influence of Residual Stresses for non Displacement Cast in situ Piles. 4rd Inter. Geotec. Sem. Deep Foundations on Bored and Auger Piles. 145-152.

FARIAS, M.M.; ASSIS, A.P. (1996). Numerical Simulation of a Tunnel Excavated in a Porous Collapsible Soil. In: International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Rotterdam, Netherlands : Balkema, 1: 501-506.

FELLENIOUS, B.H. (1972). *Downdrag on Piles in Clay due to Negative Skin Friction*. Canadian Geotechnical Journal, 9(4): 323-337.

FELLENIOUS, B. H. (1980). *The analysis of results from routine pile load tests*. Ground Engineering, London, 13 (6): 19 – 31.

FELLENIOUS, B.H. (1988). *Unified Design of Piles and Pile Groups*. Transp. Research Record - Geotechnical Instrumentation, Transp. Research Board Council.

FELLENIOUS, B.H. (2001). *What Capacity Value to Choose from the Results of a Static Loading Test*, Fulcrum, Deep Foundation Institute, New Jersey.

FELLENIOUS B.H. (2002). *Basic of Foundation Design*. Eletronic Edition, www.Fellenius.net.

FELLENIOUS, B.H. (2004). *Unified Design of Piled Foundations with Emphasis on Settlement Analysis. Honoring George g. Goble – Current Practice and Future Trends in Deep Foundations*, Geo Institute, Geo-TRANS Conference, Los Angeles, July 27-30. ASCE Geotechnical Special Publication, GSP 125 253-275.

FELLENIOUS, B.H. (2006). *Basics of foundation design, a text book*. Electronic Edition, www.Fellenius.net.

FELLENIOUS, B.H. E ALTAEE, A. (1994). *The Critical Depth: How it Came into being and why it does not exist*. Proc. Inst. Of Civil Engrs. Geotech. Engrg., 113 (2): 107-111.

FELLENIOUS, B.H. E BROMS, B.B.(1969). *Negative Skin Friction for Long Piles Driven in Clay*. Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, 2: 93-97.

FLEMING, W.G.K. (1992). *A new method of single pile settlement prediction and analysis*, Geotechnique, Vol XLII, No3.

FORTES, R.M.; NOGAMI, J.S. (1991). Método Expedito de identificação do grupo MCT de Solos Tropicais, utilizando-se anéis de PVC Rígido. Anais da 25ª Reunião Anual de Pavimentação - São Paulo, 1: 591-604.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R. (1977). *Stress state variables for unsaturated soils*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(5): 447-466.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley Sons, Inc., 517 p.

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

FREITAS-SILVA, F.H. & CAMPOS, J.E.G. (1998). Geologia do Distrito Federal. Inventário Hidrogeológico do Distrito Federal, Freitas-Silva, F.H. & Campos, J.E.G. (eds.). UnB/IEMA, Brasília, DF, Parte I, pp. 1-86.

FREUDENTHAL, A.M. (1947). *The Safety of Structural*. Transactions of ASCE. 112:1337-1397.

FREUDENTHAL, A.M. (1956). *Safety and the probability of structural failure*. ASCE Transactions, 121:1337-1397.

FREUDENTHAL, A.M.; GARRELT, J.M.; SHINOZUKA, M. (1966). *The analysis of structural safety*. Journal of the Structural Division, ASCE, 92 (ST1): 125-159.

FOÁ, S.B. (2001). Análise do Ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente para o Projeto de Fundações Profundas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 078A/01, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200 p.

FRANCISCO, G.M.; VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R.; SANTA MARIA, P.E.L. & ALONSO, U.R. (2004). Uma avaliação de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: Seminário De Engenharia De Fundações Especiais e Geotecnia, V SEFE, São Paulo. Anais. São Paulo: ABEF e ABMS, 2: 194-204.

GALAMBOS, T.V.; ELLINGWOOD, B.R.; MACGREGOR, J.G.; CORNELL, C.A. (1982). *Probability based load criteria: assessment of current design practice*. Journal of the Structural Division, ASCE, 108 (ST5): 959-977.

GOTLIEB, M.; PENNA, A.S.D; ROMANO JR, R. & RODRIGUES, L.H.B. (2000). Um método simples para a avaliação da tensão admissível no topo de estacas tipo hélice contínua. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 312 - 319.

GOUDREAU, P.A., FELLENIUS, B.H. (1990). *Unipile Version 1.02, Users Manual*, Unisoft Ltd.

GOULARD, M.R.M. & SCHNAID, F. (2002). Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Residuais a partir de Ensaios de Cone. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP, 3: 1437-1446.

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 – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

HACHICH, W., FALCONI, F., SAES, J.L., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYAMA, S. (1999). Fundações: Teoria e Prática, (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 119-162.

HATAMI H. (2007). Coletânea de fórmulas hidráulicas - Centro de aplicação Metalurgia, BRH-STI1, Rexroth Bosch Group. 43 p.

HOLEYMAN, A.E. (1984) - Contribution a l'Etude du Comportement Dynamique Non-Lineaire des Pieux lors de leur Battage. Doctoral Thesis. Université Libre de Bruxelles. Brussels.

ISSMFE (1977). Report of the Subcommittee on Standardization of Penetration Testing in Europe. International Society for Soil Mechanics and Foundations Engineering. IX International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, ICSMFE, Tokyo, 3: 95-152.

JAMIOLKOWSKI, M. (2003). *Soil Parameters Relevant to Bored Pile Design from Laboratory and in Situ Tests*. 4rd International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Ghent: pp. 145-152.

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, 141 p.

KÉZDI, A., RÉTHÁTI, L. (1988). Soil Mechanics of Earthworks, Foundations and Highway Engineering. Vol. 3.

KING, G.J.W., DICKIN, A., LYNDON, A., WEI, M.J. (2000). *The Influence of Rate of Loading on the Behaviour of Continuous-Flight-Auger Bored Piles in Soft Clay*. Geotechnical and Geological Engineering, 18:139-153, Kluwer Academic Publishers.

KLUG, H.P.; & ALEXANDER, L.E. (1974). *X-ray Diffraction Procedures for Polycrystalline and Amorphous Materials*, 2nd ed., John Wiley & Sons: New York.

KONDNER R.L. (1963). *Hyperbolic Stress-Strain Response, in Cohesive Soils*. American Society of Civil Engineering, ASCE, Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 89 (SM1): 115-1493.

KORMANN, A.C.M.; CHAMECKI, P.R.; RUSSO NETO, L.; ANTONIUTTI NETO, L.; BERNARDES, G.P. (2000). Estacas hélice contínua em argila sobre adensada: comportamento em provas de carga estáticas e dinâmicas. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE IV, 4º, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS. 1: 58-70.

KRAFT, L.M., RAY, R.P., KAGAWA, T. (1981). *Theoretical t-z curves*, Journal. of the Geotechnical Engineering Division, 107: 1543-1561.

LACASSE, S.; NADIM, F. (1997). *Uncertainties in characterization soil properties*. Publ. No. 201, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, pp. 49-75.

LIMA, M.C, SOUZA, N.M, CAMAPUM DE CARVALHO, J. & SANTOS NETO, P.M. (2002). Obtenção da Curva Granulométrica Utilizando o Granulômetro a Laser. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP, 1: 457-465.

LOBO, B. O.; SCHNAID F.; ODEBRECHT E.; ROCHA M. M. (2009). Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Através de Conceitos de Transferência de Energia no SPT. GEOTECNIA – Revista Luso Brasileira de Geotecnia, nº 115, p. 5-20.

LUNA, S.C.P. (1997). Análise Numérica de Túneis em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 043A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 151 p.

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. Publicação G.DM-137/05. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 243 p.

MAGALHÃES, M.N.; PEDROSO DE LIMA, A.C. (2001). Noções de Probabilidade e Estatística, 3ª Ed. IME-USP. 375 p.

MANUAL DO PROPRIETÁRIO – *CZM Foundation Equipment* – EM800. 39 p.

MARQUES, F.E.R. (2006). Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Porosos: O Caso do Metrô de Brasília/DF. Tese de Doutorado. Universidade de Coimbra, Fundação Para a Ciência e a Tecnologia. 462 f.

MARTINS, E.S. (2000). Petrografia, Mineralogia e Geomorfologia de Rególitos Lateríticos do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 196 p.

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, Publicação no G.DM-098A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.

MASSAD, F. (1995). The Analysis of Piles Considering Soil Stiffness and Residual Stresses. Anais do X Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Guadalajara, México, 2: 1199-1210.

MASSAD, F. (1991a). Análise de Transferência de Carga em Duas Estacas Instrumentadas, quando Submetidas à Compressão Axial. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, II, São Paulo. Anais, 1: 235-244.

MASSAD, F. (1991b). Comportamento de Estacas Escavadas de Elevadas Compressibilidades. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, II, São Paulo. Anais, 1: 245-254.

MASSAD, F. (1991c). Estacas Escavadas em Compressão Axial: Comportamento e Parâmetros Visando à Estimativa dos Recalques. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, II, São Paulo. Anais, 1: 255-264.

MASSAD, F. (1992). Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte I: Solos Relativamente Homogêneos. Revista Solos e Rochas, São Paulo, 15(2): 103-115.

MASSAD, F. (1993). Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II: Estacas Atravessando Camada de Solo mais Fraca e Embutida em Solo mais Resistente. *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, 16(2): 93-112.

MASSAD, F. (1994). Considerações Sobre a Forma da Curva Carga-Recalque de Estacas Isoladas Axialmente. EESC/USP, São Carlos-SP. Publicação n. 45/94, 35p.

MATYAS, E.L., RADHAKRISHNA, H.S. (1968). *Volume change characteristics of partially saturated soils*. *Geotechnique*, 18(4): 432-448.

MAZURKIEWICZ, B.K. (1972). *Test Loading of Piles According to Polish Regulations*. Royal Sw. Acad. of Eng. Sciences, Stockholm, Comm. On Pile Research Report, nº 35, 20 p.

MELO, B.N. (2009). Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez. Dissertação de Mestrado. Publicação M491a. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 250 p.

MENESCAL, R.A. (1992). Simulação Numérica do Comportamento de Solos Sujeitos à Mudança da Sucção Mátrica. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

MEYER, P.L. (1983). Probabilidade – Aplicações à Estatística. Tradução: Ruy de C. B. Lourenço Filho. Escola Nacional de Ciências Estatísticas (ENCE/IBGE); 2ª Edição. Título Original: *Introductory Probability and Statistical Applications*. pp. 1-66.

MEYERHOF, G. G. (1969). *Safety factors in soil mechanics*. *Proceedings of the Seventh International Conference on soil mechanics and foundation engineering*. México, 3: 479-481.

MEYERHOF, G.G. (1976). *Bearing Capacity and Settlements of Piles Foundation*. *Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 102(GT 3): 197-228.

MEYERHOF, G.G. (1995). *Development of geotechnical limit state design*. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(1): 128-13.

MONTGOMERY, D.C.& RUNGER, G.C. (2003). *Applied statistics and probability for engineers*; John Wiley & Sons; 3ª Edição. 807p.

MOTA, N.M.B. (2003). Ensaio 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.

MOUSSOUTEGUY, N. (2002). *Docteur utilisation combinee des essais pressiometriques et diagraphies instantanees pour mieux evaluer le risqué geotechnique en reconnaissance des sols soutenue*. L'université bordeaux I, école doctorale de mecanique. 224p.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: *Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais*, 1., Rio de Janeiro/RJ. Anais, Rio de Janeiro/RJ: COPPE/ABMS, pp.30-40.

ODEBRECHT, E. (2003). Medidas de energia no ensaio SPT. Tese de Doutorado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 230 p.

OLIVEIRA, S.K.F. (1998). Contribuição ao estudo da verificação da segurança das fundações profundas. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 106 p. + anexos.

O'NEILL, M.W.; REESE, L.C. (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, FHWA.

ORTIGÃO, J.A.R. (1994). O Túnel do Metrô de Brasília – Propriedades Geotécnicas e o Comportamento da Obra. Monografia submetida à banca examinadora do concurso de Professor Titular de Mecânica dos Solos. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 116 p.

ORTIGÃO, J.A.R.; CUNHA, R.P. & ALVES, L.S. (1996). *In Situ Test in Brasília Porous Clay*. Canadian Geotechnical Journal, 33(1): 189-198.

PAIXAO, M.M.O.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Influência da Microestrutura No Colapso de Um Solo de Brasília. In: II SIMPOSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1994, Recife - PE: UFPe, 1: 105 – 110.

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, São Paulo, SP, 468p.

PERKO, H. A. (2000). *Energy method for predicting the installation torque of helical foundations and anchors*. New Technological and Design Developments in Deep Foundation Technologies, ASCE, pp. 342-352.

PENNA, A.S.D.; CAPUTO, A.N.; MAIA, C.M.; PALERMO, G.; GOTLIEB, M.; PARAÍSO, S.C. & ALONSO, U.R. (1999). Estaca Hélice Contínua a Experiência Atual. ABMS/ABEF. São Paulo, São Paulo – SP.

PEREZ, E.N.P. (1997). O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 049A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.

POULOS, H.G. (2005). *Pile Behavior - Consequences of Geological and Construction Imperfections*. 40th Terzaghi Lecture, J. Geotech. & Geoenviron. Eng., Vol. 131 (5): 538-563.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. New York, John Willey and sons, 397 p.

QUEZADO, L. (1993). Proposição de um Modelo Físico Para Estudo da Interação Solo-Estrutura em Fundações Profundas. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

RABIN, Y.; KORIN, E. (1996). *Thermal analysis of a helical heat exchanger for ground thermal energy storage in arid zones*. International Journal of Heat and Mass Transfer, 39(5):1051-1065.

RABIN, Y.; KORIN, E.; SHER, E. (1991). Simplified model for a helical heat exchanger for long-term energy storage in soil. In: Design and Operation of Heat Exchangers (Roetzel W., Heggs P. T. and Butterworth D., Eds.), pp. 305-314.

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

RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. (1978). *Analysis of deformation of vertically loaded piles*. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., 104(GT12): 1465-1488.

RANDOLPH, M.F. (1994). *Design methods for pile groups and piled rafts*. Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, 1: 61-82.

RANZINI, S.M.T. (1988). SPTF. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, 11 (1): 29-30.

RIBEIRO, R.C.H. (2008). Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, 161 f.

RODRIGUES, A.A., CAMAPUM DE CARVALHO, J., CARVALHO, J.C., CORTOPASSI, R.S., SILVA, C.M. (1998). Avaliação da Adaptabilidade de Métodos de Previsão de Capacidade de Carga A Diferentes Tipos de Estacas In: XI COBRAMSEG. BRASÍLIA, DF, 3: 1591 – 1598.

SALES, M.M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. Tese de Doutorado. Publicação G.TD/002A, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.

SANDRONI, S.S. & SAYÃO, A.S.F. (1993). *The Use of Relative Probability of Failure in the Design of Open Pit Mine Slopes*. Innovative Mine Design for the 21st Century, Balkema, Rotterdam, The Netherlands: 21-24.

SANTOS FILHO, W.M.; SADALLA NETO, S.F. (2003). Comparação entre os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga, Estáticos, Semi-empíricos e Dinâmicos, através do Controle de Cravação de Estacas. Traços. UNAMA, Belém-Pará, 6(12): 97-106.

SCHNAID, F. (2000). Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 189 p.

SEED, H.B., REESE, L.C. (1957). *The Action of Soft Clay Along Friction Piles*. Trans. ASCE, 122: 731-754.

SILVA, P.A.L. (1999). Probabilidades e Estatística: modelos, conceitos, aplicações em Excel. 1ª Ed. Rio de Janeiro: Reichmann & Affonso Editores, v.1. 197 p.

SILVA, F.C. (2003). Análise de Segurança e Confiabilidade de Fundações Profundas em Estacas. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 236p.

SILVA, C.P.L. (2007). Cartografia Geotécnica de Grande Escala: Estudo de Caso Brasília - Área Tombada pela Unesco. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-153/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.

SILVA, C.M.; SOARES, J.M.; GUIMARÃES, R.C.; CUNHA, R.P.; ABREU, P.S.B. & MOTA, N.M.B. (2002). Prova de Carga Estática em Estacas Hélice Contínua no DF: Comparação com os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP, 3:1667-1678.

SILVA, C.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2010). Monitoramento e Controle de Qualidade dos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua Durante a Execução da Obra. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado: ABMS, v. 1, p. 1-12.

SILVA, C.M.; SOARES, J.M.; CUNHA, R.P. & MOTA, N.M.B. (2002). Transferência de Carga em estaca Tipo Hélice Contínua Instrumentada e Monitoramento de Recalques no Distrito Federal. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP, 3: 1667-1678.

SILVA, C.M.; CUNHA, R.P.; GUIMARÃES, R.C.; SOARES, J.M. & MASCARENHAS, M.M.A. (2009). Fundações: Experiência Consolidada no Âmbito do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB. Livro comemorativo dos vinte anos do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Editora FT, xlv, cap. 16, ISBN 978-85-60313-15-0. Brasília, DF. pp. 347-376.

SLATTER, J.W. (2000). *The Fundamental Behavior of Displacement Screw Piling Augers*, Department of Civil Engineering, Monash University, Melbourne, Australia, OCLC Number: 222940617.

SOARES, J.M. (2004). Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-023A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 265p.

SOARES, J.M.; CUNHA, R.P.; SILVA, C.M.; BEZERRA, J.E. (2008). Análise numérica-experimental de duas provas de carga instrumentadas realizadas no Distrito Federal. In: XIV Cong. Brasileiro de Mec. dos Solos e Eng. Geotécnica, Cobramseg'08, Búzios. v. 1. p. 655-659.

SOUZA, R.N.; COUSO Jr. (1997). Considerações sobre o comportamento de estacas hélice contínua. Revista Solos e Rochas, São Paulo, 20(2): 99-105.

TOMLINSON, M.J. (1994). *Pile Design and Construction Practice*. London: E & FN. SPON. Fourth Edition.

TSUHA, C.H.C. (2006). Fundações em estacas metálicas helicoidais. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, v. 2. pp. 839-843.

TSUHA, C.H.C. (2007). Modelo Teórico para Controle da Capacidade de Carga à Tração de Estacas Metálicas. Tese de Doutorado em desenvolvimento na Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

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

VAN IMPE, W.F. (1994). *Influence of screw pile installation parameters on the overall behaviour*. Workshop “Piled foundations: full scale investigations, analysis and design”. Napels, dez.

VAN IMPE, W.F. (1998). *Considerations on the auger pile design*, *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Balkema, v. 1, pp. 193-218.

VAN IMPE, W.F. (2004). *Two decades of full scale research on screw piles*. <<http://issmge.org>>.

VAN IMPE, W. F.; VAN IMPE, P.O.; VIGGIANI, C.; RUSSO, G.; BOTTIAU, M. (1998). Load settlement behaviour versus distinctive pile execution parameters. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINARON DEEP FOUNDATIONS ON BOREDAND AUGER PILES, 3rd, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A.Balkema. p. 355-366.

VAN WEELE, A.F. (1988). Cast in situ piles – Installation, methods, soil disturbance and resulting pile behavior. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINARON DEEP FOUNDATIONS ON BOREDAND AUGER PILES, 1st, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A.Balkema. p. 219-226.

VARGAS, M. (1996). A história da matematização dos fenômenos geotécnicos. INFOGEO 96. pp 83-98.

VARGAS, M. (1990). Provas de Carga em Estacas - Uma Apreciação Histórica. Revista Brasileira de Geotecnia, São Paulo-SP, 13: 3-12.

Vargas, M. (1973) Structurally unstable soils in Southern Brazil. Proceedings of the 8h International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 2, 239-246.

VELLOSO, D.A. (1990). A qualidade de um projeto de fundações. 1º Simpósio Sobre Qualidade e Produtividade na Construção Civil – FAAP – São Paulo, SP.

VELLOSO, D.A. (2000). Fundações: projetos, execução, patologia e reforço. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE IV, 4º, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS. 2: 1-10.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. (1996). Fundações superficiais. COOPE, vol. 1, Rio de Janeiro.

VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (2001). Fundações. Volume 2 – Fundações Profundas. COPPE/UFRJ, 471 p.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (2002). Fundações. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, v. 2, 472p.

VÉSIC, A.S. (1977). On the significance of residual load response of piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, IX, Stockholm. Proceedings. 3: 373-379.

VÉSIC, A.S. (1977a). Design of pile foundations. Transportation research council, Washington.

VIEIRA, S.H.A. (2006). Controle da Cravação de Estacas Pré-moldadas: Avaliação de Diagramas de Cravação e Fórmulas Dinâmicas. Dissertação de Mestrado Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 122p.

VIGGIANI, C. (1989). *Terreni ed Opere de Fondazione Della Cittadella Postale Nel Centro Direzionale de Napoli*. Rivista Italiana de Geotécnica 23(3): 121-145.

VIGGIANI, C. (1993). *Further experiences with auger piles in the Naples area*. Proc. of 2nd. Int. Conference on Deep Foundations on bored and Augered Piles, Ghent, Balkema.

VORCARO, M.C. & VELLOSO, D.A. (2000). Avaliação de Carga Última em Estacas Escavadas por regressão Linear. IV SEFE, São Paulo, SP, (2): 331-344.

YOUNG, H.D.; FREEDMAN, R.A. (2008). *Sears and Zemansky's university physics*. 12th ed., 1598 p.

A. ENSAIOS SPT – SÍTIO 1

Esse apêndice apresenta os ensaios utilizados por Silva (2007), que auxiliaram nas análises dos resultados.

Tabela A.1 - Ensaio SPT realizados no Sítio 1.

Prof. (m)	Número de golpes por camada														Tipo de Solo
	SP 01	SP 02	SP 03	SP 04	SP 05	SP 06	SP 07	SP 08	SP 09	SP 10	SP 11	SP 12	SP 13	SP 14	
1	2	2	2	2	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	Argila Arenosa
2	2	2	2	2	2	4	2	2	2	2	2	2	2	2	
3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
4	4	4	2	6	4	8	2	2	2	2	2	2	2	2	
5	20	23	10	16	13	30	5	5	4	8	8	19	7	4	
6	31	24	21	27	22	22	17	6	10	21	18	13	17	16	
7	12	35	31	46	32	22	21	8	16	23	34	19	22	26	Argila com concreções
8	9	13	32	20	39	25	22	6	23	15	34	18	17	25	
9	7	9	39	72	22	28	28	6	30	26	36	17	21	21	
10	16	10	20	42	12	34	30	10	23	26	33	34	18	19	
11	11	11	13	11	11	40	39	14	21	48	37	40	20	21	
12	21	9	16	11	12	14	41	14	20	27	35	40	19	25	
13	27	11	26	9	14	9	44	40	28	26	41	41	16	30	
14	40	11	15	9	31	8	40	32	28	34	57	44	32	27	
15	36	15	15	10	37	8	43	18	29	37	8	22	38	21	
16	40	31	12	18	48	11	41	12	23	48	8	9	41	28	
17	40	60	37	34	55	17	19	8	14	21	8	8	46	27	Silte Argiloso
18		40		39	63	37	20	15	6	15	9	8	19	37	
19				57		41	24	30	7	33	21	13	8	50	
20						53	37	43	12	47	43	28	7	55	
21						58	51	50	17	45		48	12	58	
22								40	20			43	44	63	
23									22			48	61	68	
24									47				53		
25									70				59		

Tabela A.2 - Ensaio SPT realizados no Sítio 1.

Prof. (m)	Número de golpes por camada														Tipo de Solo
	SP 16	SP 17	SP 18	SP 19	SP 20	SP 21	SP 22	SP 23	SP 24	SP 25	SP 26	SP 27	SP 28	SP 29	
1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	11	Argila Arenosa
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	15	
3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	11	
4	2	3	6	10	5	7	7	2	2	2	4	9	15	14	
5	7	5	4	28	18	11	15	10	2	21	8	17	25	11	Argila com concreções
6	4	7	9	20	21	25	13	8	4	16	24	24	18	14	
7	18	21	27	17	22	30	20	18	9	14	21	27	20	14	
8	24	24	23	27	20	33	11	16	15	27	24	23	19	63	
9	24	22	22	30	23	34	12	20	19	15	26	21	21	23	
10	24	29	29	27	25	37	24	29	22	15	28	20	21	14	
11	25	29	33	29	38	47	26	35	19	17	29	22	21	6	Silte Argiloso
12	28	32	39	13	35	30	26	44	17	19	32	21	20	6	
13	28	36	44	16	40	32	24	18	10	24	19	21	21	17	

Prof. (m)	Número de golpes por camada														Tipo de Solo
	SP 16	SP 17	SP 18	SP 19	SP 20	SP 21	SP 22	SP 23	SP 24	SP 25	SP 26	SP 27	SP 28	SP 29	
14	27	40	15	35	43	36	31	8	14	8	20	28	10	13	
15	28	23	9	36	42	31	33	6	31	7	23	31	8	20	
16	35	9	11	26	43	33	46	5	43	8	8	20	9	22	
17	36	15	21	8	48	39	38	12	44	10	4	18	8	42	
18	41	14	25	7	48	41	44	15	55	8	7	6	9	50	
19	26	21	61	14	8	41	36	25		29	15	7	21		
20	8	36	54	66	9			53		29	23	6	60		
21	9	40	62	66	7			66		49	40	10	32		
22	12	40	58		23			45		92	67	19	37		
23	18				42			45			44	18	42		
24	36				52			45			39	21			
25	38				55							63			
26	40											60			
27	51														

Tabela A.3 - Ensaio SPT realizados no Sítio 1.

Prof. (m)	Número de golpes por camada														Tipo de Solo
	SP 30	SP 31	SP 32	SP 33	SP 35	SP 36	SP 37	SP 38	SP 40	SP 41	SP 42	SP 43	SP 44	SP 45	
1	8	5	2	5	11	5	2	2	2	6	5	3	2	4	Argila Arenosa
2	9	7	8	7	20	7	2	4	11	13	10	7	13	6	
3	14	8	17	11	22	12	5	2	11	13	15	10	13	16	Argila com concreções
4	13	15	17	8	16	15	7	4	16	25	19	14	17	15	
5	13	12	24	13	13	19	5	4	12	34	17	15	13	19	
6	19	12	20	17	16	14	4	2	9	11	19	18	12	14	
7	16	14	20	7	25	4	4	3	9	6	13	28	24	11	Silte Argiloso
8	13	15	15	18	17	2	6	14	21	5	12	37	35	16	
9	17	16	16	71	20	7	11	17	36	6	2	32	41	10	
10	19	22	15	10	35	9	5	11	49	4	2	47	44	8	
11	13	10	17	9	18	11	5	11	50	6	8	57	44	27	
12	7	11	15	7	11	17	7	13	30	8	5	60	27	27	
13	8	12	21	10	20	27	27	16	32	17	4		38	27	
14	13	7	14	12	4	30	30	41		40	31		37	39	
15	13	6	14	18	4	33	34	55		47	31		35	50	
16	37	4	17	21	4	40	36	40		51	35			54	
17	44	4	13	12	5	43	37	66		58	52			74	
18	41	33	14	63	7	50	39	86		58					
19		45	12		8		44			58					
20		63	11		13		75								
21			33		17										
22			41		36										
23					59										
24					70										

B. GRANULOMETRIA - SITIO 1

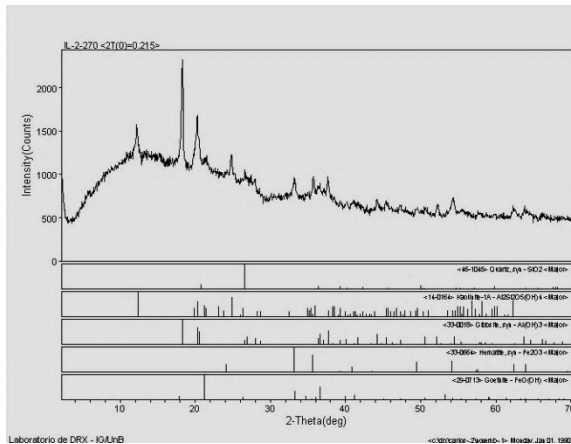
Esse apêndice apresenta os resultados de granulometria com defloculante obtidos para as amostras coletadas no Sítio 1.

Tabela B.1 - Classificação granulométrica e Caracterização do perfil do solo.

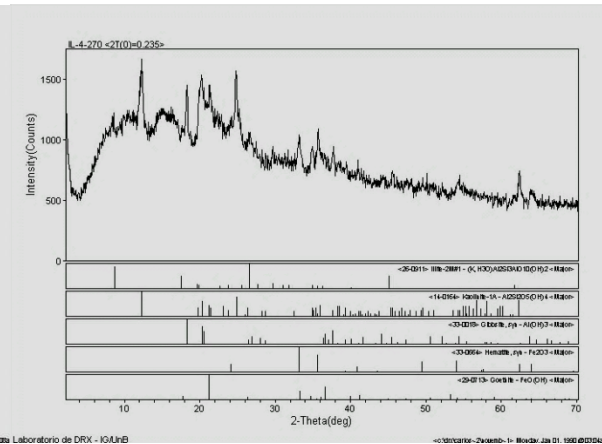
Prof. (m)	Areia(%)	Silte (%)	Argila (%)	Classificação	W _n (%)	W _h (%)	G _s	e	w _L	w _P	I _P
1	4,00	27,90	68,10	Argilo siltoso	25,0	11,5	2,70	0,675	53	25	28
2	8,40	26,00	65,60	Argilo siltoso	47,4	11,3	2,69	1,276	50	26	24
3	16,70	16,00	67,30	Argilo siltoso	47,4	16,0	2,76	1,310	50	25	25
4	10,40	22,70	66,90	Argilo siltoso	45,6	13,0	2,79	1,274	50	26	24
5	6,10	15,60	78,30	Argilo siltoso	51,1	11,4	2,74	1,328	52	27	25
6	16,90	23,60	59,80	Argilo siltoso	51,4	12,5	2,69	1,382	52	26	26
7	14,00	26,70	59,30	Argilo siltoso	43,8	1,9	2,97	1,300	51	27	24
8	3,20	43,30	53,60	Argilo siltoso	39,0	2,0	2,70	1,052	50	27	23
9	8,50	41,80	49,80	Argilo siltoso	43,2	2,6	2,82	1,217	50	23	27
10	3,00	63,70	33,30	Silto argiloso	36,8	6,0	2,81	1,034	48	26	22
11	2,30	69,50	28,30	Silto argiloso	36,2	1,4	2,58	0,934	42	25	17
12	8,10	72,40	19,50	Silto argiloso	31,9	2,0	2,84	0,906	48	25	23
13	5,00	87,60	7,30	Silto argiloso	35,3	4,7	2,86	1,011	46	25	21
14	0,50	94,00	6,00	Silto argiloso	45,8	6,0	2,39	1,096	41	23	18
15	12,60	78,00	9,50	Silto argiloso	40,1	1,1	2,70	1,083	40	23	17
16	6,00	91,70	2,30	Silto argiloso	36,1	0,9	2,78	1,003	37	23	14
17	6,10	88,30	5,60	Silto argiloso	28,3	0,5	2,64	0,747	35	23	12
18	29,60	11,00	59,50	Argilo siltoso	29,9	0,3	2,64	0,789	31	21	10
19	10,00	86,70	3,10	Silto argiloso	24,6	0,2	2,65	0,653	33	23	10
20	0,80	40,30	60,50	Argilo siltoso	19,6	0,2	2,13	0,417	32	22	10

C. DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X – SÍTIO 1

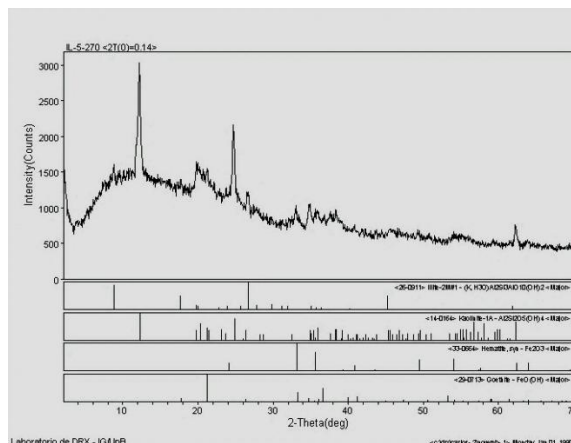
Esse apêndice apresenta os resultados obtidos por meio da difratometria de raios-X para o perfil estratigráfico do Sítio 1 (Flat Ilhas do Lago).



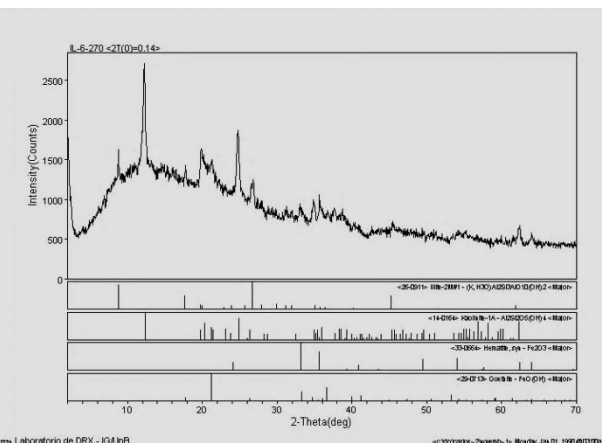
(a) IL-2-270



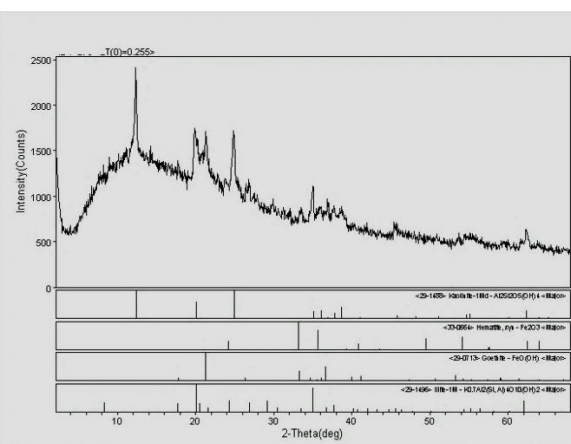
(b) IL-4-270



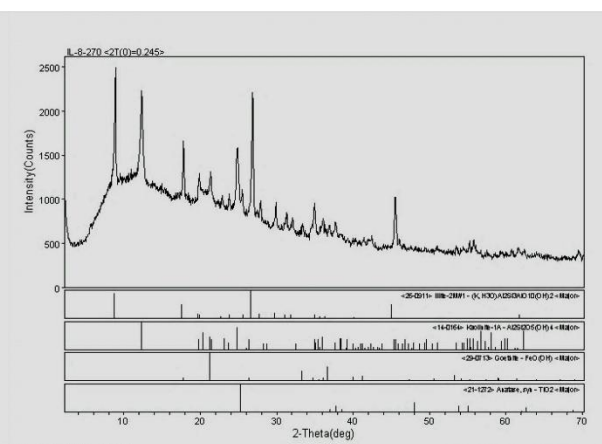
(c) IL-5-270



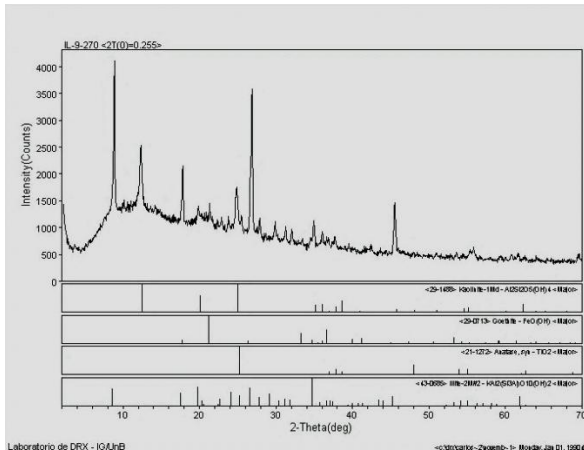
(d) IL-6-270



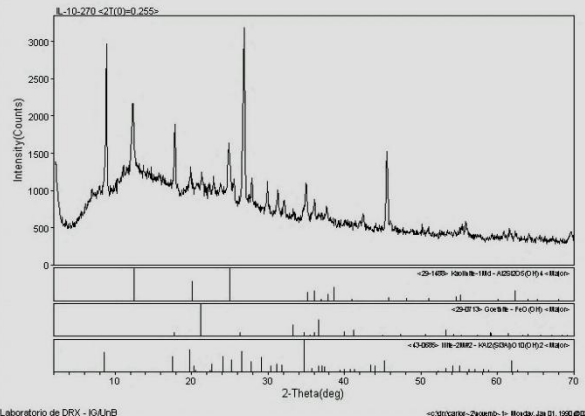
(e) IL-7-270



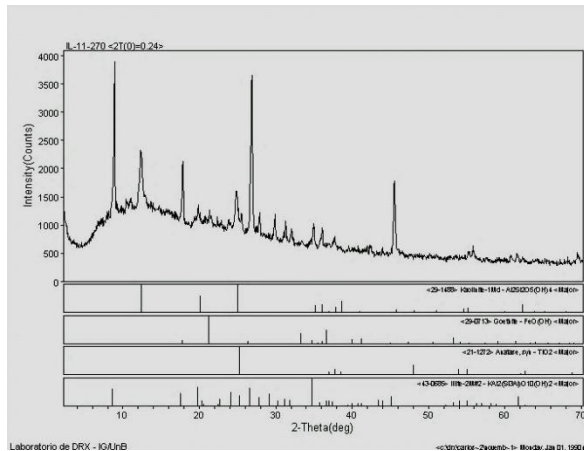
(f) IL-8-270



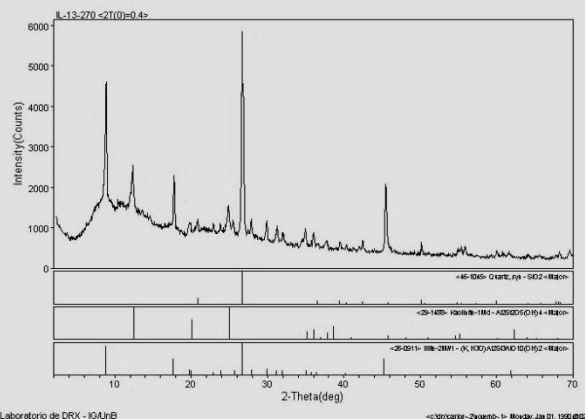
(g)IL-9-270



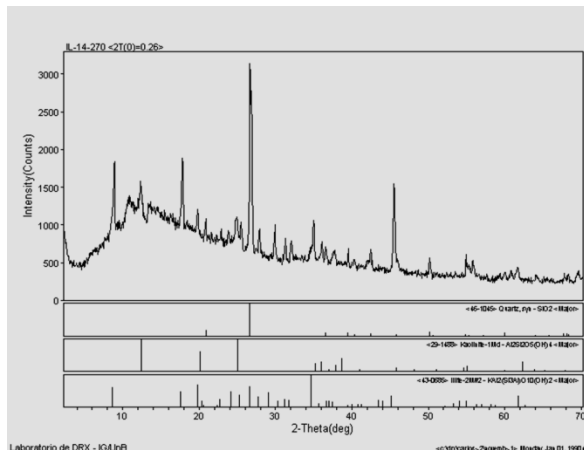
(h) IL-10-270



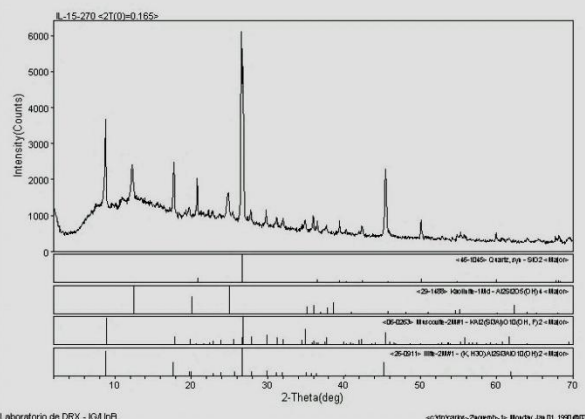
(i)IL-11-270



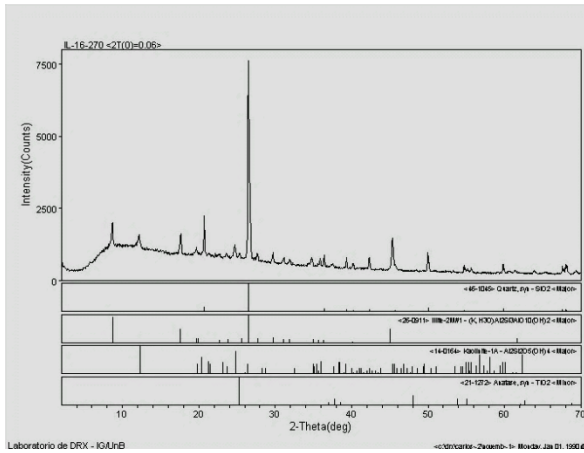
(j) IL-13-270



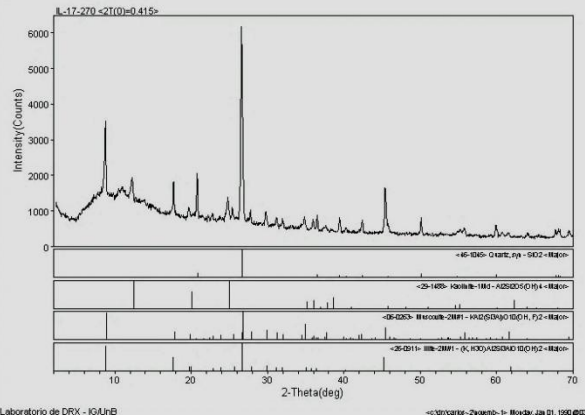
(k)IL-14-270



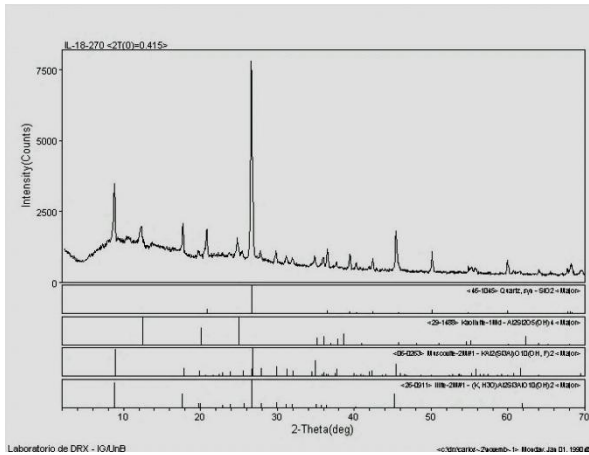
(l) IL-15-270



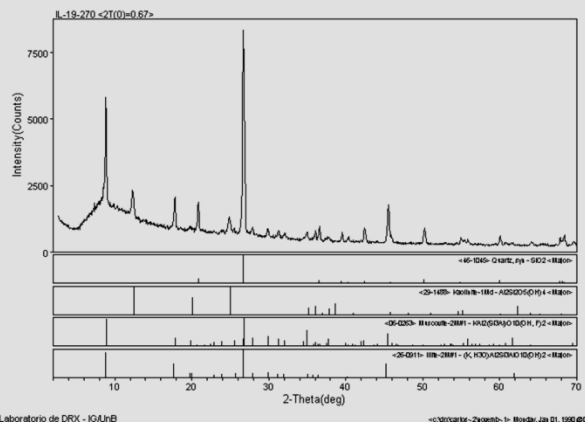
(m) IL-16-270



(n) IL-17-270



(o) IL-18-270



(p) IL-19-270

Figura C.1 - Difractometria realizada ao longo do perfil - Sítio 1.

D. ENSAIOS SPT – SÍTIO 2

Esse apêndice apresenta os ensaios utilizados que auxiliaram nas análises dos resultados.

Tabela D.1 - Ensaio SPT realizados no Sítio 2.

Profundidade (m)	Número de golpes por camada									Tipo de Solo
	SP 01	SP 02	SP 04	SP 11	SP 12	SP 13	SP 14	SP 15	SP 16	
1	2	2	2	2	2	2	2	4	2	Argila Arenosa
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
5	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
6	2	2	2	5	2	2	4	2	2	
7	2	2	4	3	2	2	6	2	2	
8	4	2	4	3	2	2	5	2	4	
9	4	4	4	4	4	5	9	2	4	
10	6	2	6	5	4	5	9	4	4	
11	8	3	6	7	4	8	9	4	7	Argila com concreções
12	11	6	10	11	5	10	13	8	7	
13	33	9	15	22	7	12	13	6	6	
14	50	30	27	43	14	30	15	14	15	Silte Argiloso
15	33	35	29	35	44	61	59	25	36	
16	35	35	37	64	50	61	37	48	51	
17	37	35	36	35	61	35	35	52	60	
18	49	29	43	35	35	62	57	63	43	
19	49	29	29	52	35	64	62	36	45	
20	45	27	45	58	53	53	65	35	45	
21	46	37	38	61	42	57	34	41	45	
22	48	38	42	35	46		35	49		
23	60	48	49					40		
24			57							
25			37							

E. GRANULOMETRIA – SÍTIO 2

Esse apêndice apresenta os resultados de granulometria realizados com o granulômetro a laser, com e sem ultrassom, obtidos para as amostras coletadas no Sítio 2.

Tabela E.1 - Classificação granulométrica – ensaio sem ultrassom.

Prof. (m)	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Classificação
1	1,00	63,00	32,80	3,10	Areno siltoso
2	0,00	68,00	29,50	2,40	Areno siltoso
3	0,50	53,00	42,20	4,30	Areno siltoso
4	0,50	68,60	28,30	2,70	Areno siltoso
5	0,80	54,90	41,00	3,40	Areno siltoso
6	0,90	54,70	41,20	3,10	Areno siltoso
7	0,80	50,30	46,10	2,90	Areno siltoso
8	0,70	48,80	47,90	2,60	Areno siltoso
9	0,70	39,00	57,30	3,10	Silto arenoso
10	4,60	38,60	54,10	2,70	Silto arenoso
11	2,40	47,50	48,00	2,00	Silto arenoso
12	2,30	37,00	57,40	3,20	Silto arenoso
13	3,20	42,50	51,70	2,50	Silto arenoso
14	1,90	17,00	31,00	50,20	Argilo siltoso
15	1,60	32,10	62,30	4,10	Silto arenoso
16	5,00	38,60	52,50	3,80	Silto arenoso
17	4,00	21,10	37,40	37,40	Silto argiloso
18	5,40	43,10	48,30	3,20	Silto arenoso
19	0,90	52,40	44,30	2,50	Areno siltoso

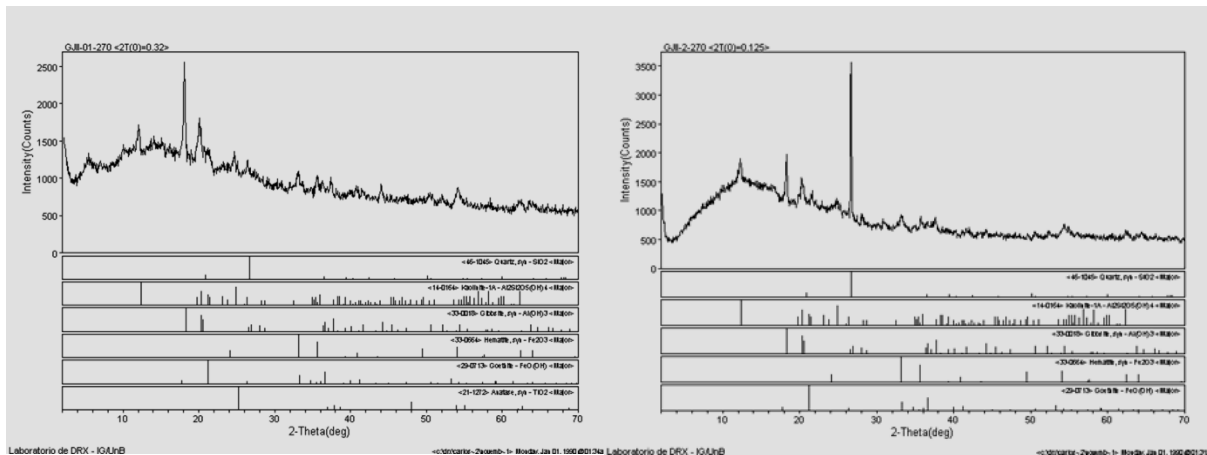
Tabela E.2 - Classificação granulométrica – ensaio com ultrassom.

Prof. (m)	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Classificação
1	1,10	2,30	79,60	16,90	Silto argiloso
2	0,00	1,60	66,20	32,10	Silto argiloso
3	0,50	1,70	73,80	24,00	Silto argiloso
4	0,40	19,60	57,20	22,80	Silto argiloso
5	0,80	0,90	77,40	20,90	Silto argiloso
6	0,40	0,40	77,70	21,40	Silto argiloso
7	0,70	1,00	74,60	23,70	Silto argiloso
8	0,70	1,00	84,50	13,80	Silto argiloso
9	0,70	1,00	88,90	9,50	Silto argiloso
10	4,60	0,40	87,50	7,40	Silto argiloso
11	2,40	1,50	88,50	7,50	Silto argiloso
12	2,30	0,50	90,10	7,00	Silto argiloso
13	3,20	1,10	87,80	7,80	Silto argiloso
14	1,90	1,90	85,70	10,50	Silto argiloso

Prof. (m)	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Classificação
15	1,50	1,00	88,10	9,30	Silto argiloso
16	5,00	0,50	29,50	65,00	Argilo siltoso
17	4,00	0,50	28,70	66,70	Argilo siltoso
18	4,50	0,70	85,50	9,20	Silto argiloso
19	0,90	0,60	29,60	69,00	Argilo siltoso

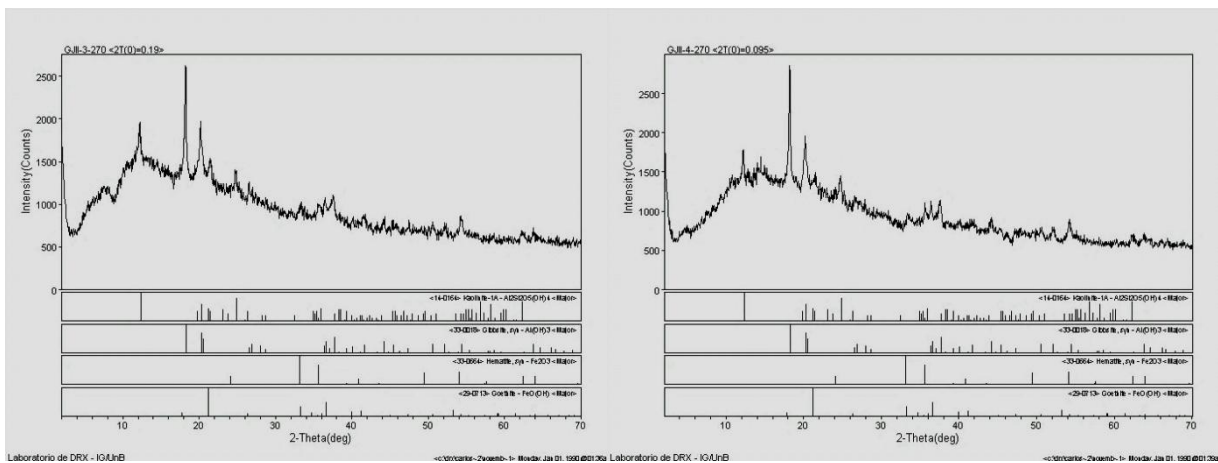
F. DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X – SÍTIO 2

Esse apêndice apresenta os resultados obtidos por meio da difratometria de raios-X para o perfil estratigráfico do Sítio 2 (Residencial Life).



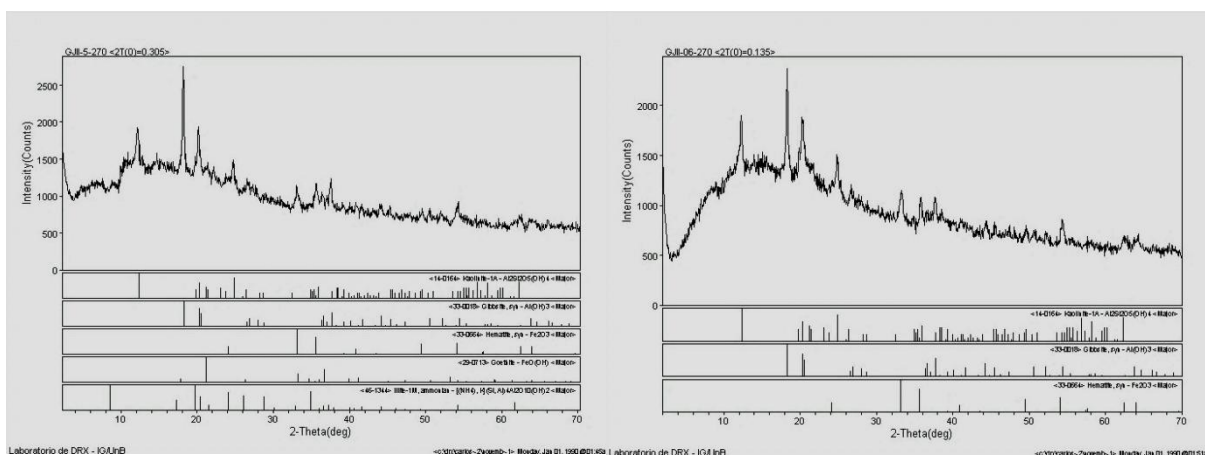
(a) JG-1-270

(b) JG-2-270



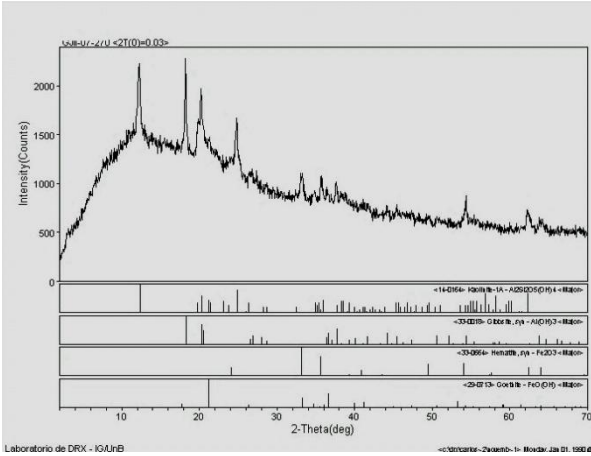
(c) JG-3-270

(d) JG-4-270

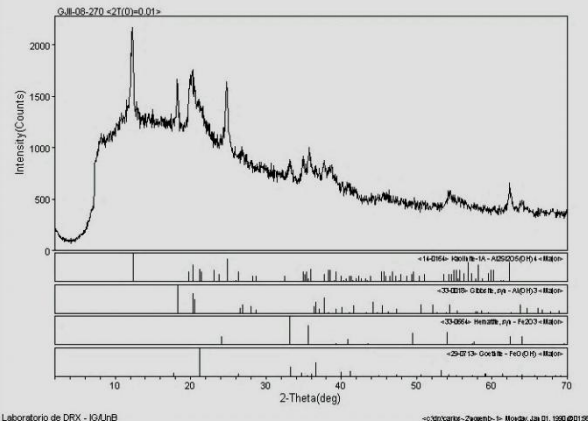


(e) JG-5-270

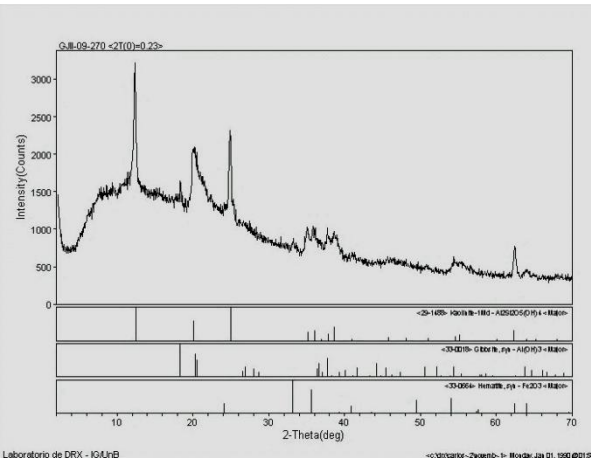
(f) JG-6-270



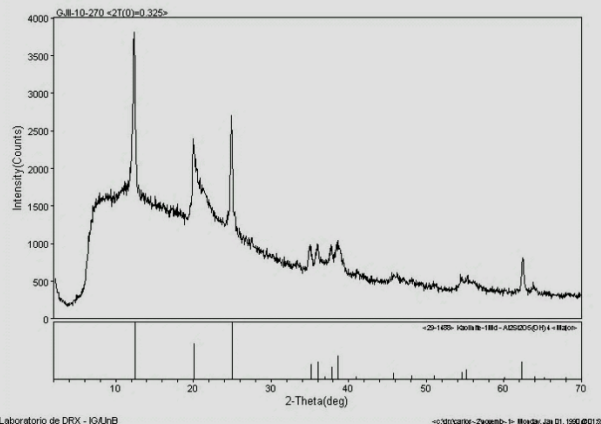
(g) JG-7-270



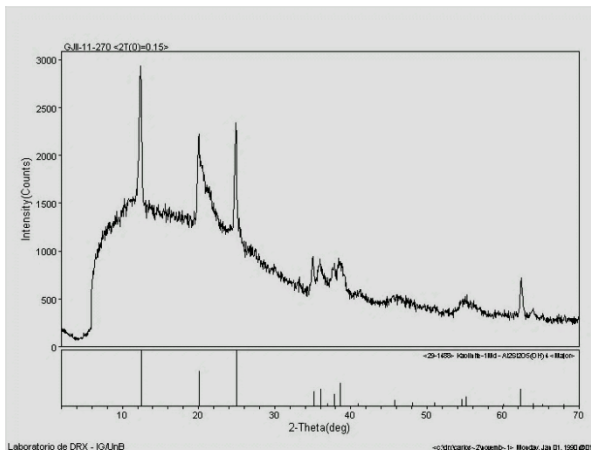
(h) JG-8-270



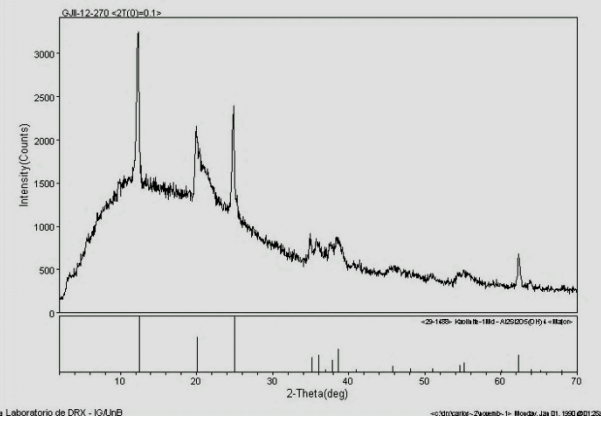
(i) JG-9-270



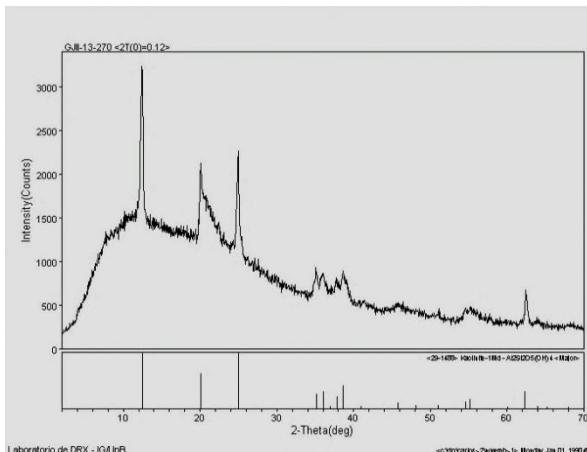
(j) JG-10-270



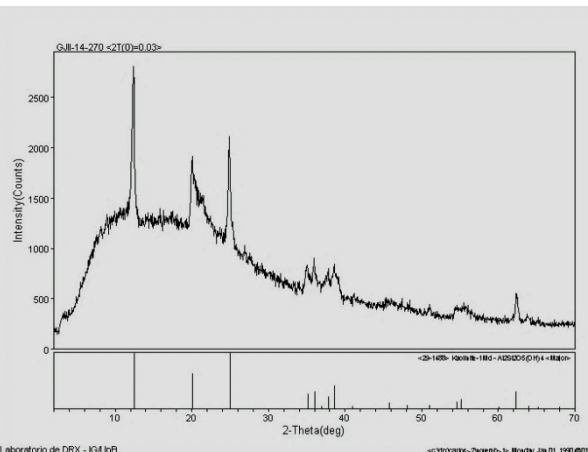
(k) JG-11-270



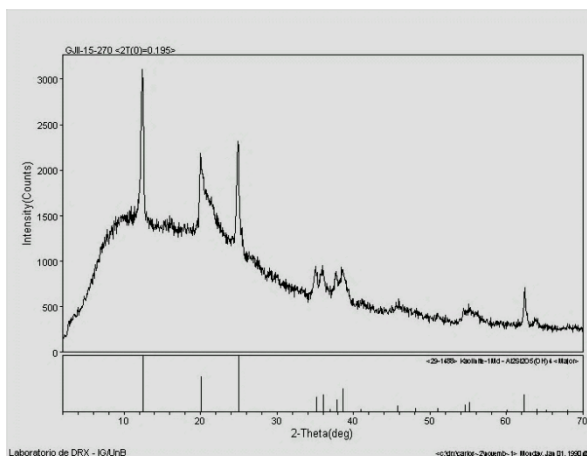
(l) JG-12-270



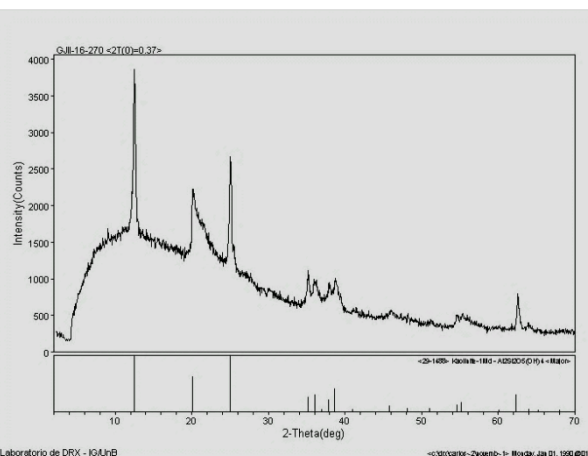
(m) JG-13-270



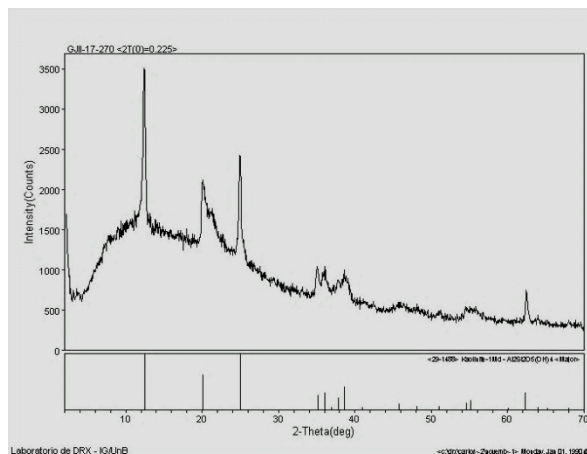
(n) JG-14-270



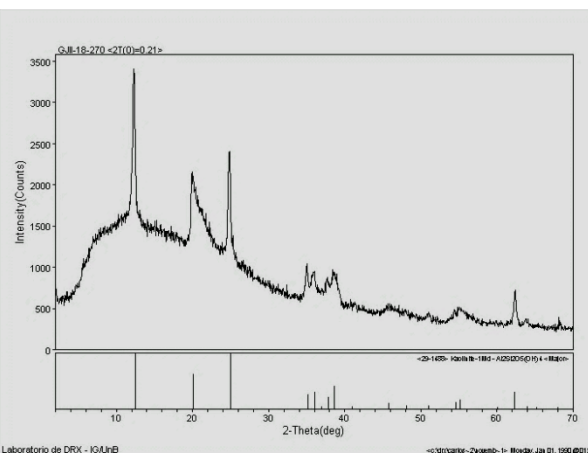
(o) JG-15-270



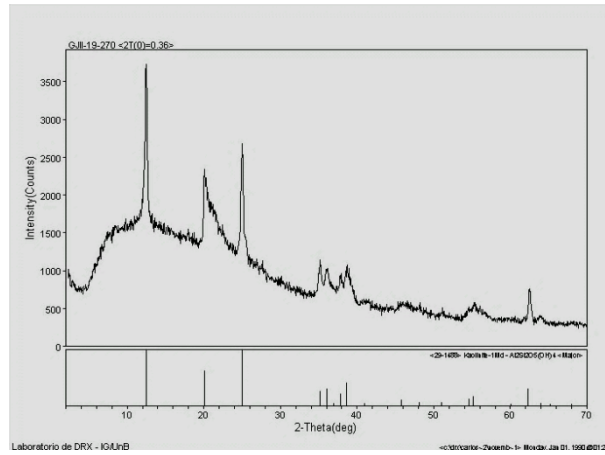
(p) JG-16-270



(q) JG-17-270



(r) JG-18-270



(s) JG-19-270

Figura F.1 - Difratometria realizada ao logo do perfil - Sítio 2.

G. METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO ET AL. (2008 E 2010) – SÍTIOS 11 E 12

Neste apêndice são apresentados os gráficos obtidos por meio da metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 210) para os sítios 11 e 12.

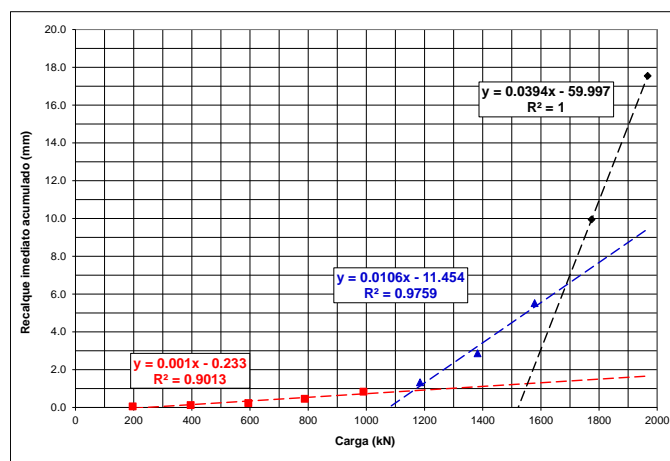


Figura G.1 - Curvas Carga *versus* Recalque imediato – CGPLAN – Sítio 11.

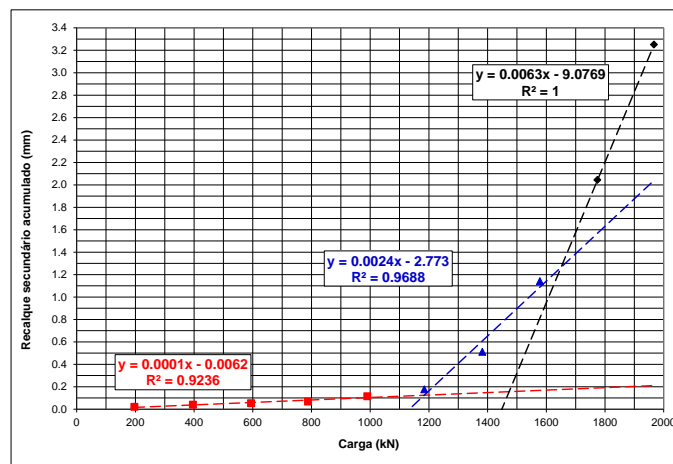


Figura G.2 - Curvas Carga *versus* Recalque Secundário – CGPLAN – Sítio 11.

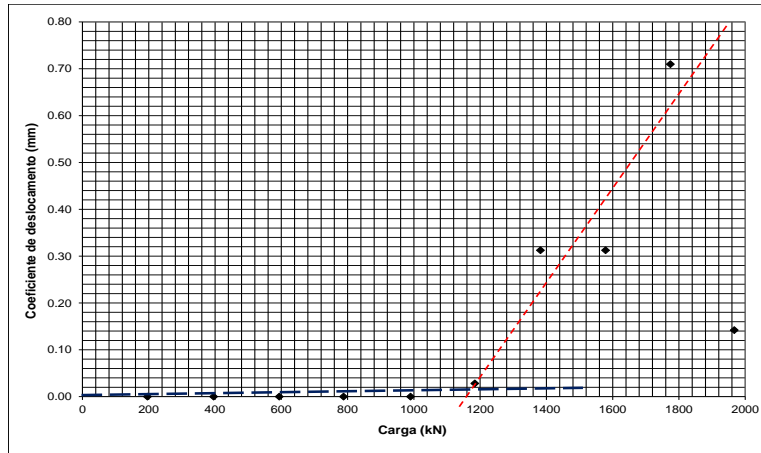


Figura G.3 - Curvas Carga *versus* Coeficiente de deslocamento – CGPLAN – Sítio 11.

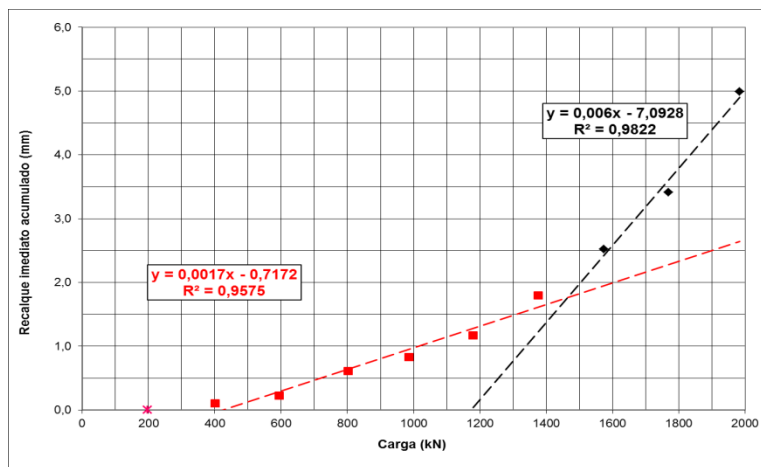


Figura G.4 - Curvas Carga *versus* Recalque imediato – CG 14 – Sítio 11.

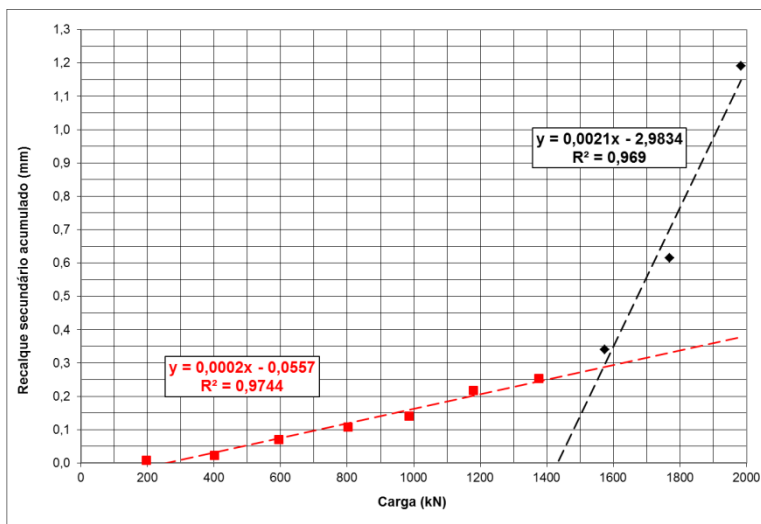


Figura G.5 - Curvas Carga *versus* Recalque Secundário – CG 14 – Sítio 11.

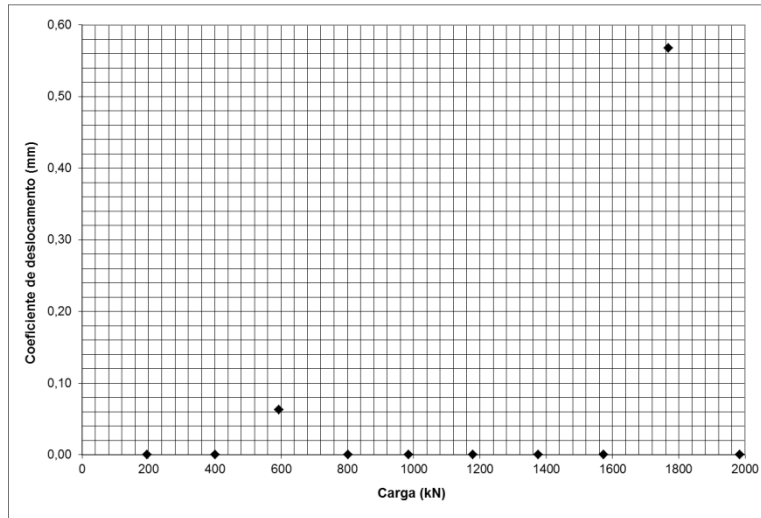


Figura G.6 - Curvas Carga *versus* Coeficiente de deslocamento – CG 14 – Sítio 11.

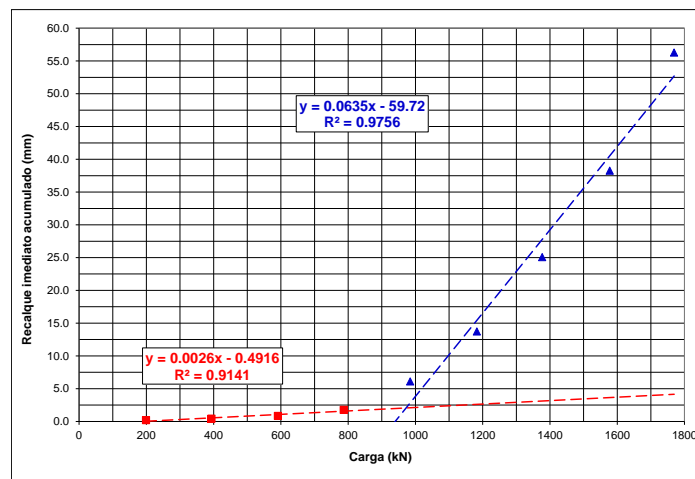


Figura G.7 – Curvas Carga *versus* Recalque imediato acumulado CGA -14 – Sítio 11.

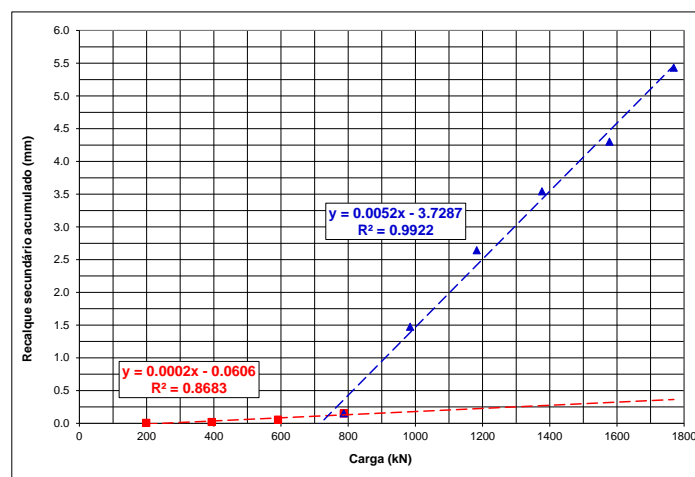


Figura G.8 – Curvas Carga *versus* Recalque secundário acumulado CGA -14 – Sítio 11.

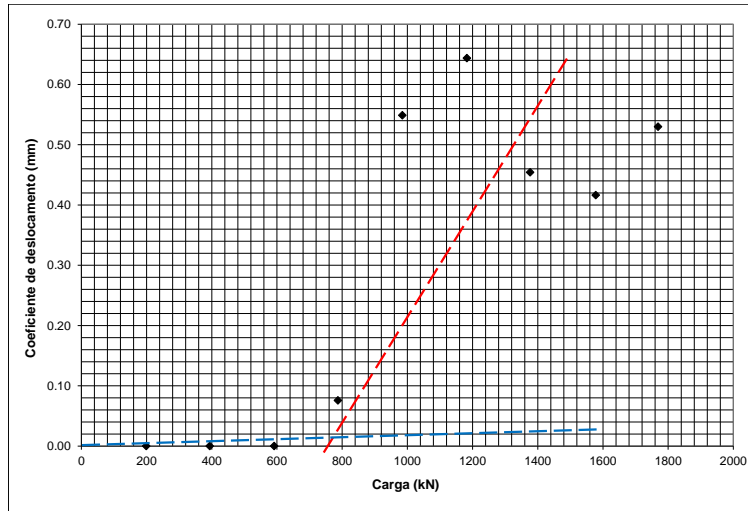


Figura G.9 – Curvas Carga *versus* coeficiente de deslocamento CGA -14 – Sítio 11.

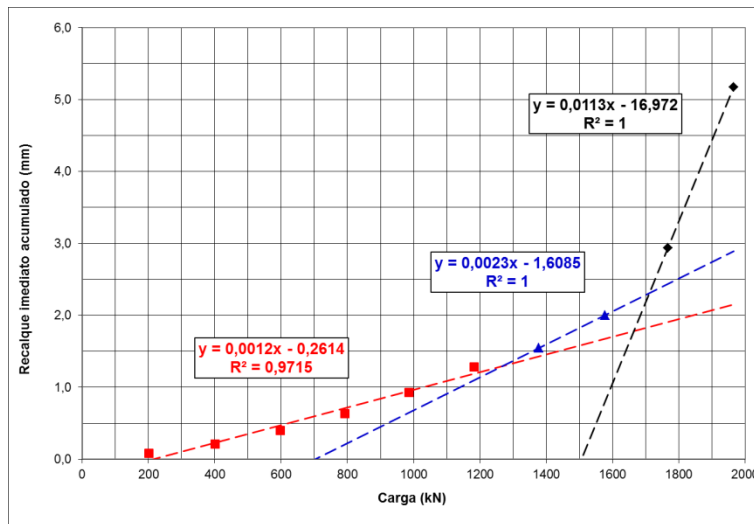


Figura G.10 - Curvas Carga *versus* Recalque imediato – COEN – Sítio 11.

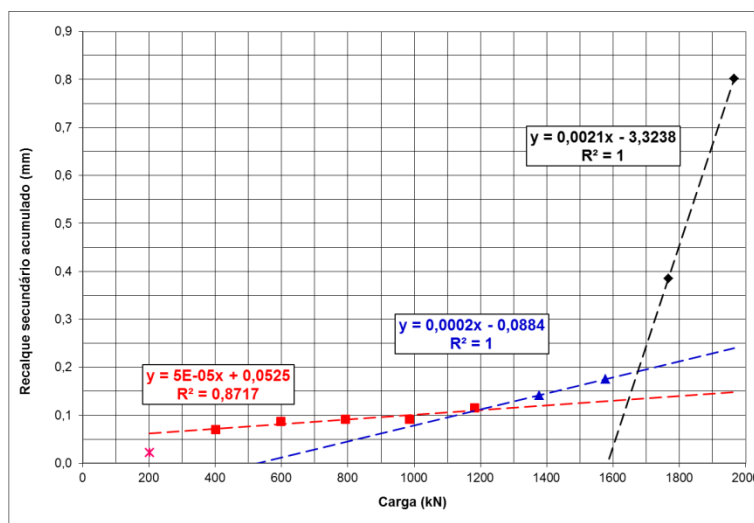


Figura G.11 - Curvas Carga *versus* Recalque Secundário – COEN – Sítio 11.

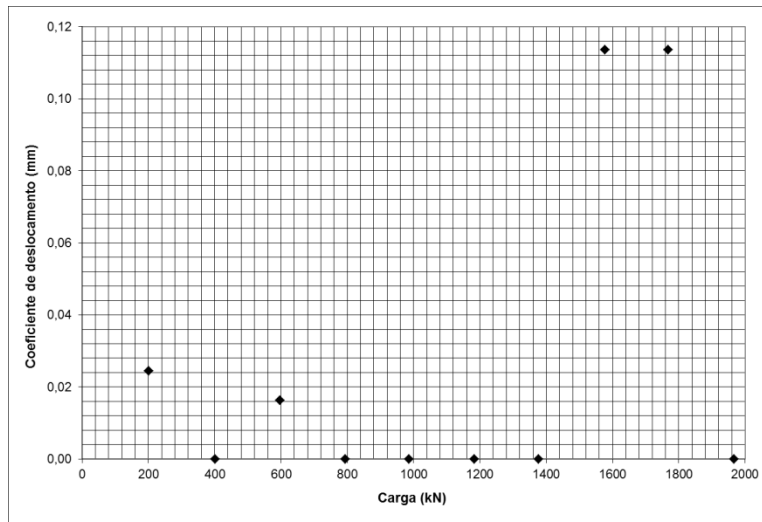


Figura G.12 - Curvas Carga *versus* Coeficiente de deslocamento – COEN – Sítio 11.

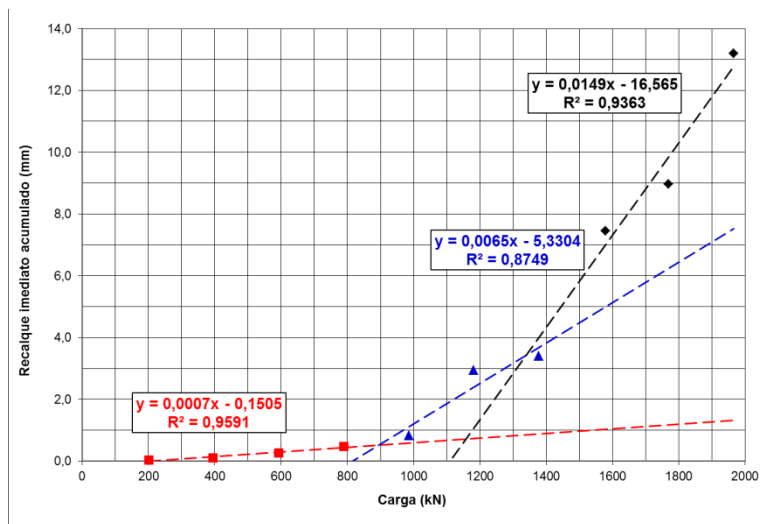


Figura G.13 - Curvas Carga *versus* Recalque imediato – EINT – Sítio 11.

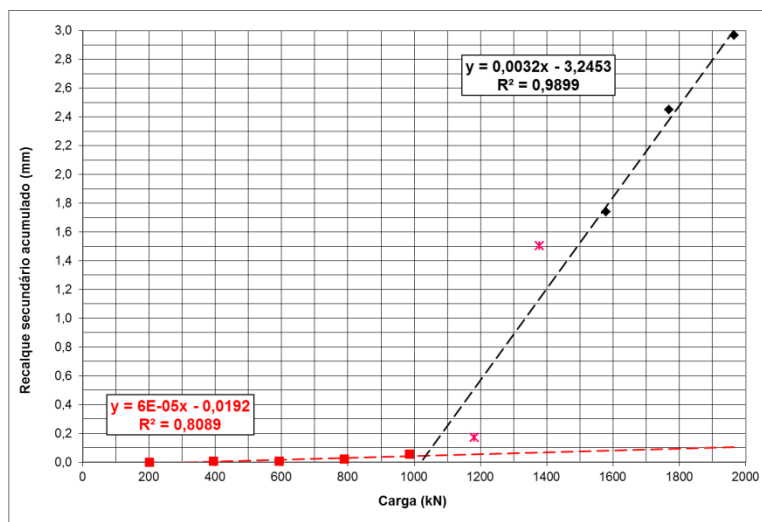


Figura G.14 - Curvas Carga *versus* Recalque Secundário – EINT – Sítio 11.

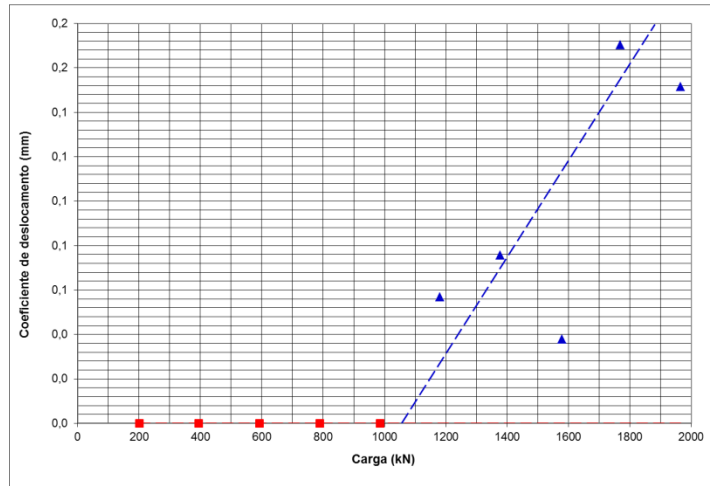


Figura G.15 - Curvas Carga *versus* Coeficiente de deslocamento – EINT – Sítio 11.

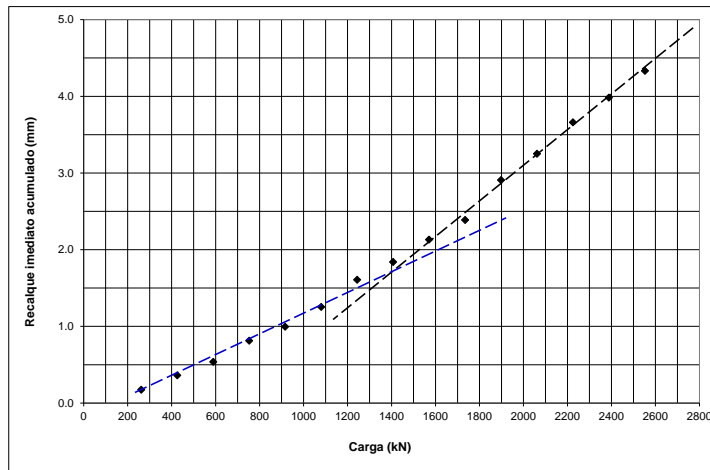


Figura G.16 – Curvas Carga *versus* Recalque imediato acumulado– PC 02 – Sítio 12.

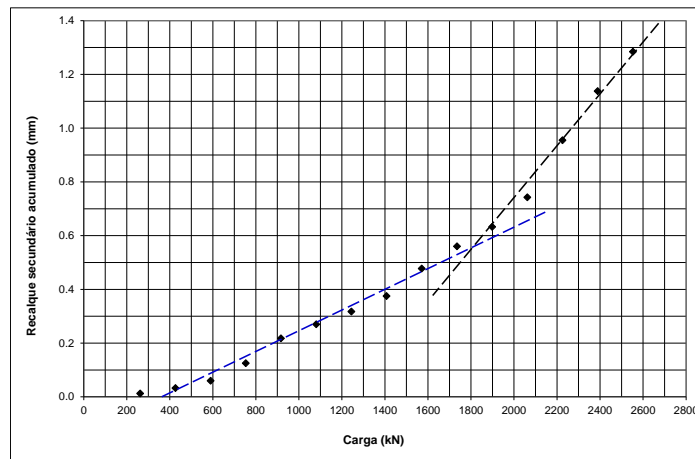


Figura G.17 - Curvas Carga *versus* Recalque secundário acumulado– PC 02 – Sítio 12.

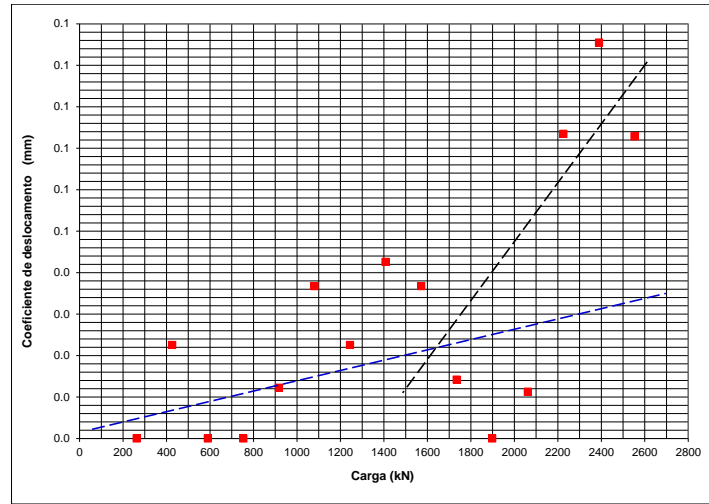
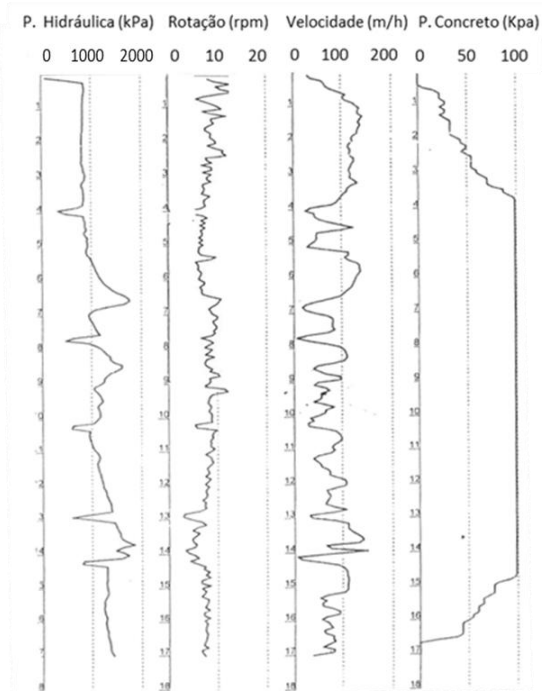


Figura G.18 – Curva Carga *versus* coeficiente de deslocamento – PC 02 – Sítio.

H. MONITORAMENTO DAS ESTACAS – SÍTIOS 1 E 2

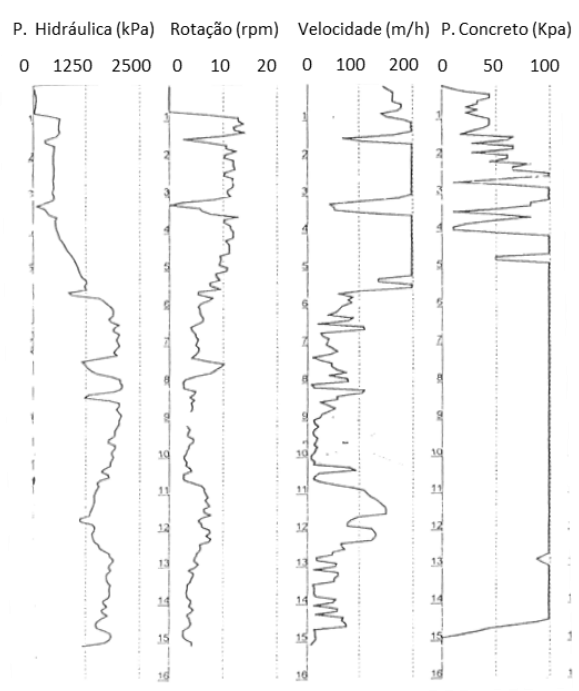
Neste apêndice são apresentados os gráficos de monitoramento das estacas executadas nos Sítios 1 e 2.

Monitoramento E110BA



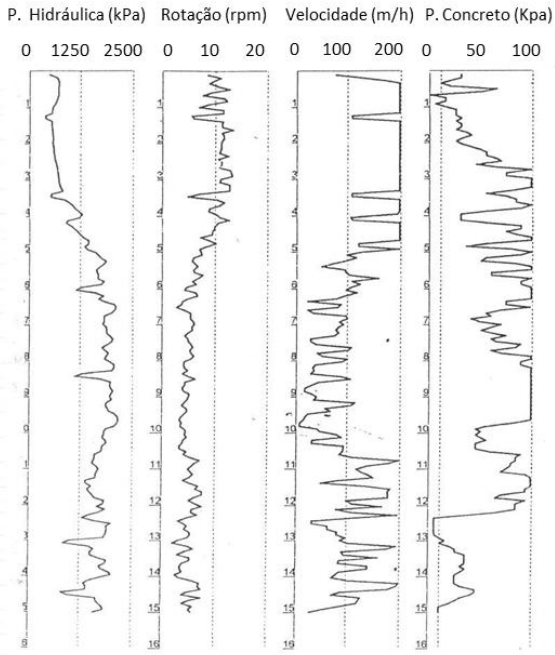
(a)

Monitoramento EPC1BB



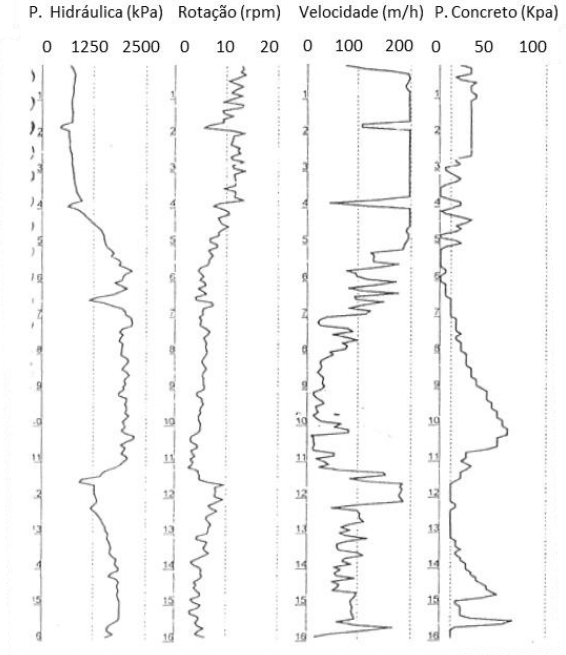
(b)

Monitoramento E25BB



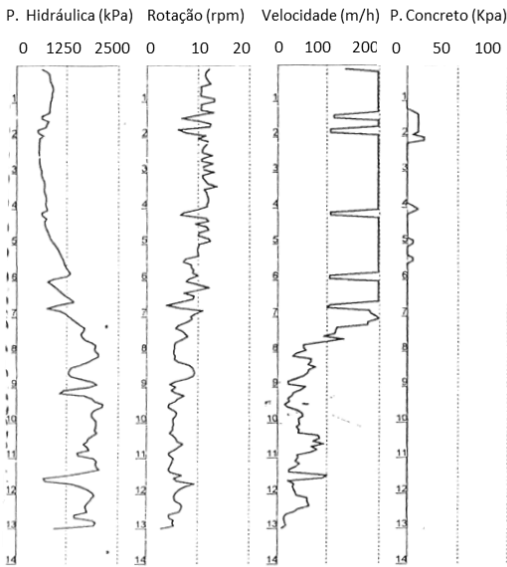
(c)

Monitoramento E26BB



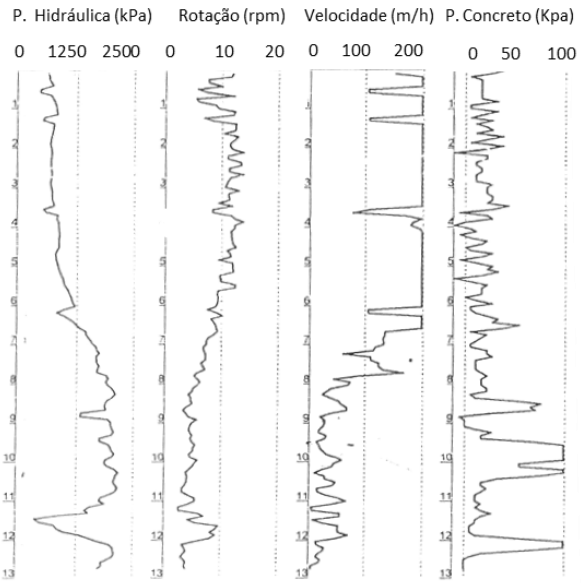
(d)

Monitoramento E52BB



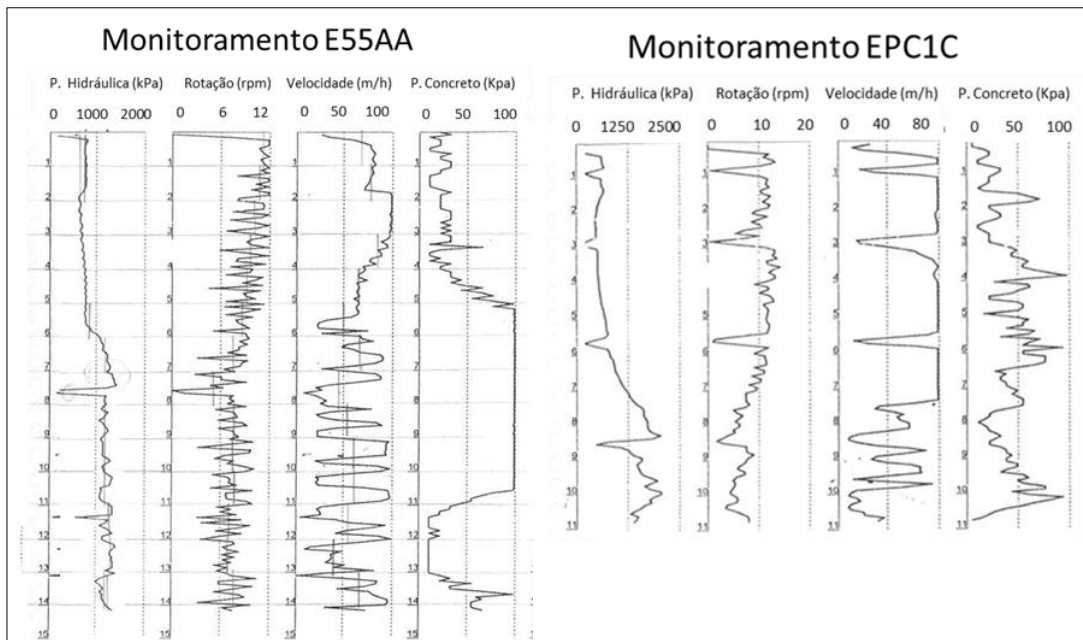
(e)

Monitoramento E37BB



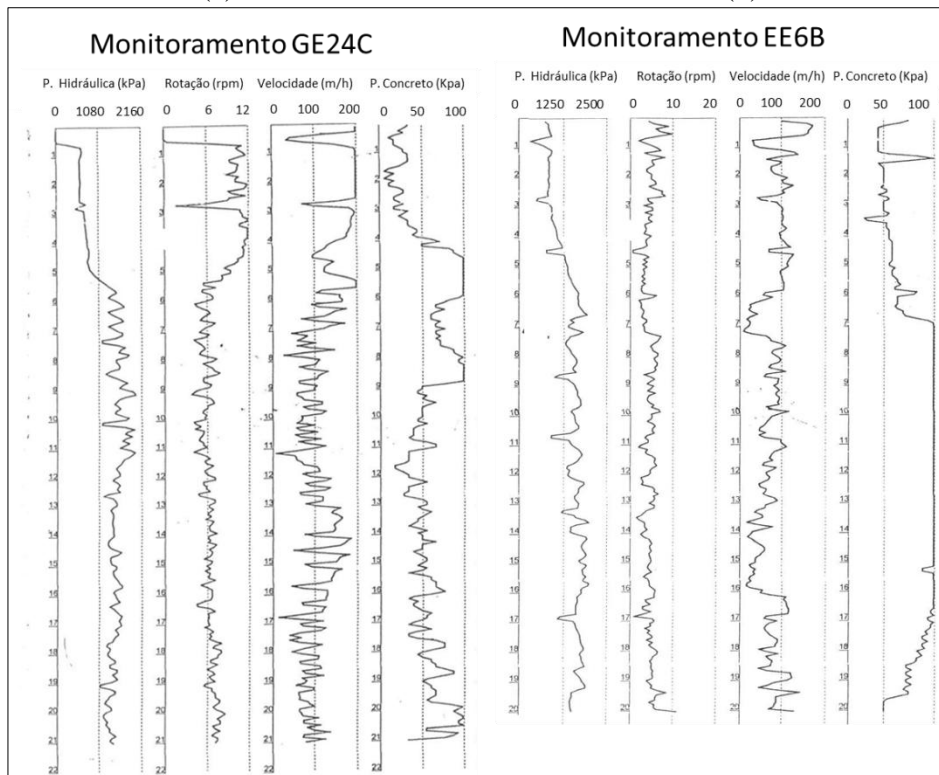
(f)

Figura H.1 - Monitoramento das Estacas E110BA, EPC1BB, E25BB, E26BB, E52BB e E37BB – Sítio 1 (Blocos A e B).



(a)

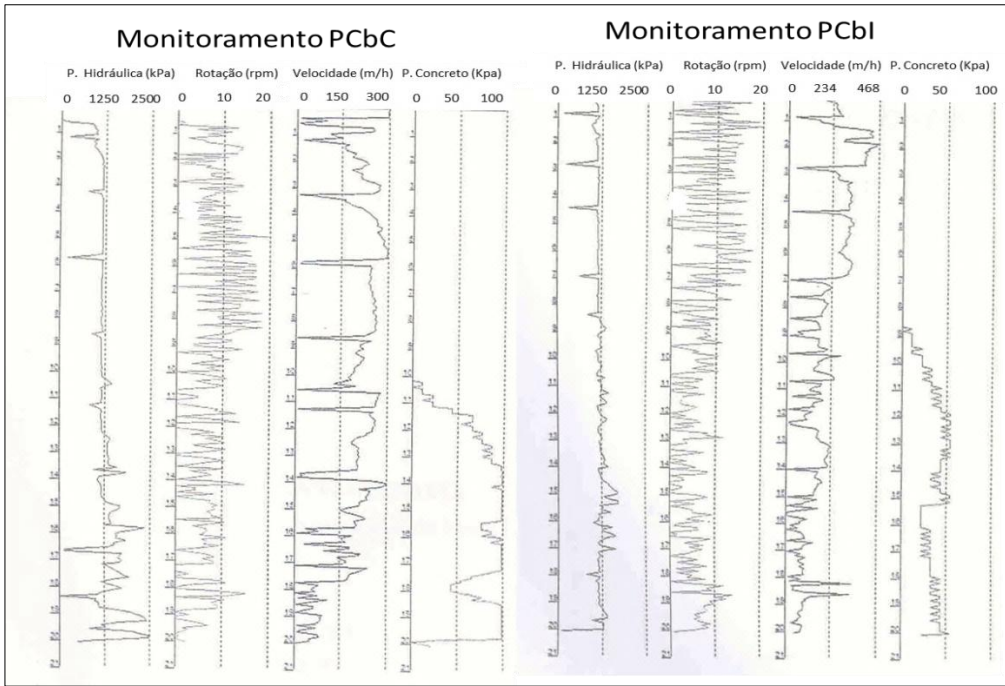
(b)



(c)

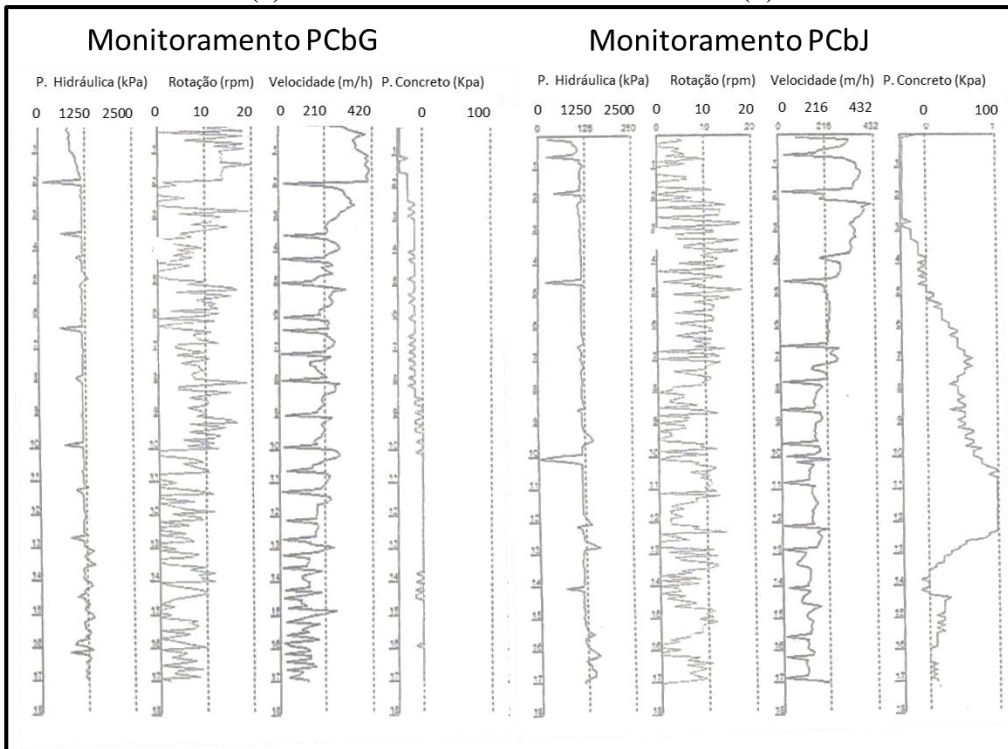
(d)

Figura H.2 - Monitoramento das estacas E55AA, EPC1C, GE 24C e EE6B, Sítio 1.



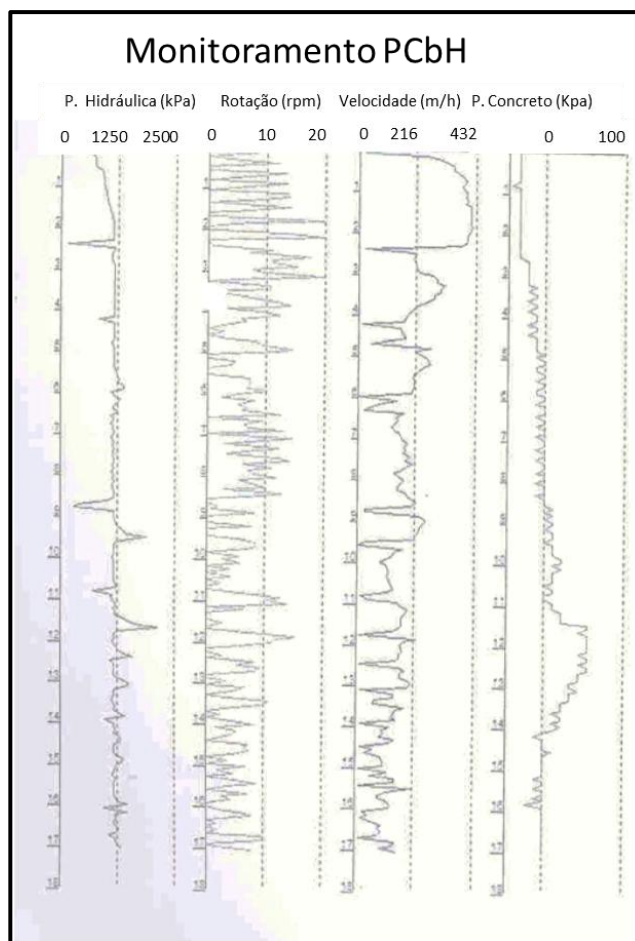
(a)

(b)



(c)

(d)



(e)

Figura H.3 - Monitoramento das Estacas PCbC e PCbI (Blocos C e I), PCbG e PCbJ (Blocos G e J) e PCbH (Bloco H) – Sítio 2.

I. METODOLOGIA CAMAPUM DE CARVALHO

ET AL. (2010) – SÍTIO 2

Neste apêndice são apresentados os gráficos da Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) para o Sítio 2.

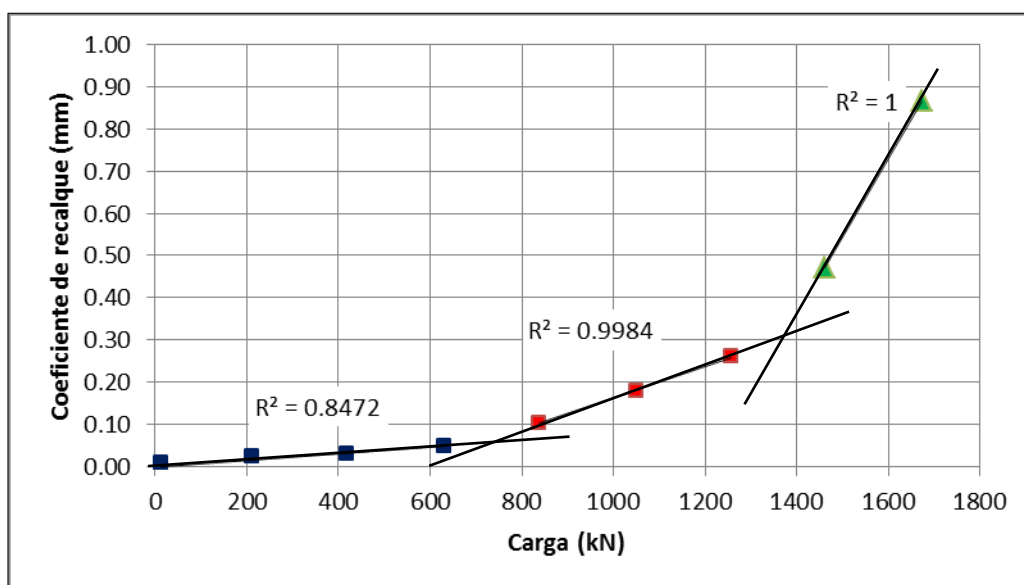


Figura I.1 - Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbC, Sítio 2, Bloco C.

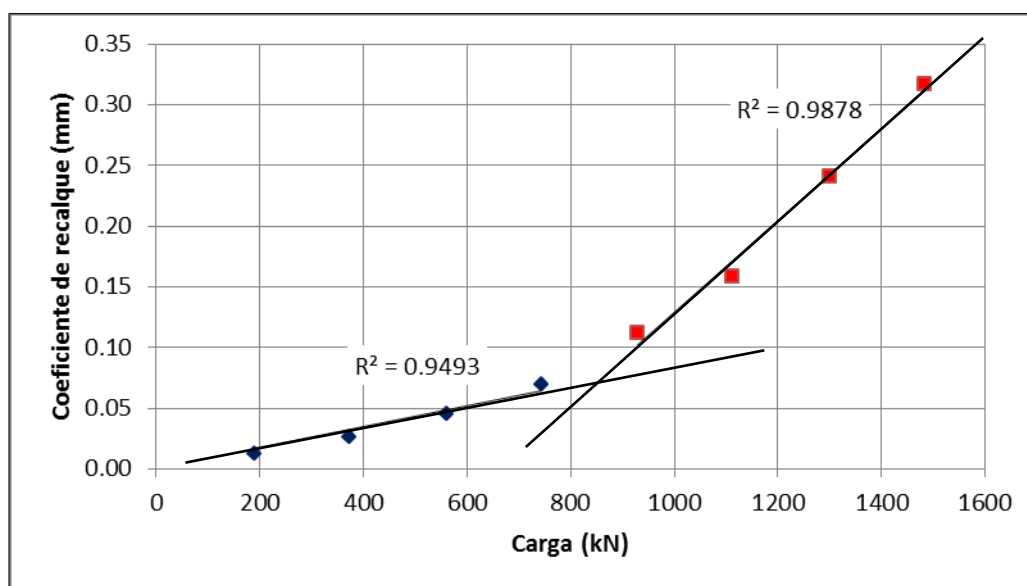


Figura I.2 - Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbI, Sítio 2, Bloco I.

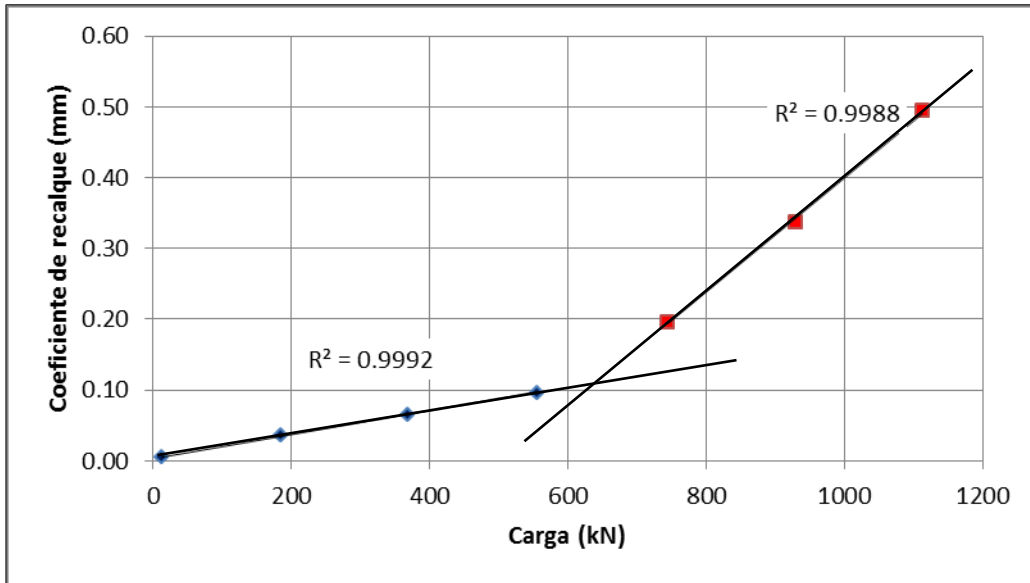


Figura I.3 - Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbG, Sítio 2, Bloco G.

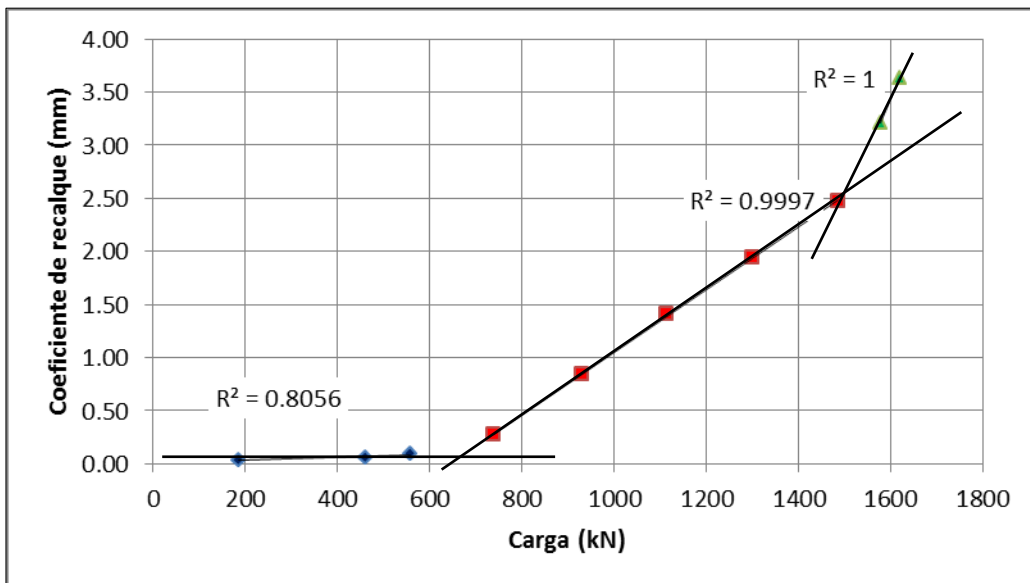


Figura I.4 - Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbJ, Sítio 2, Bloco J.

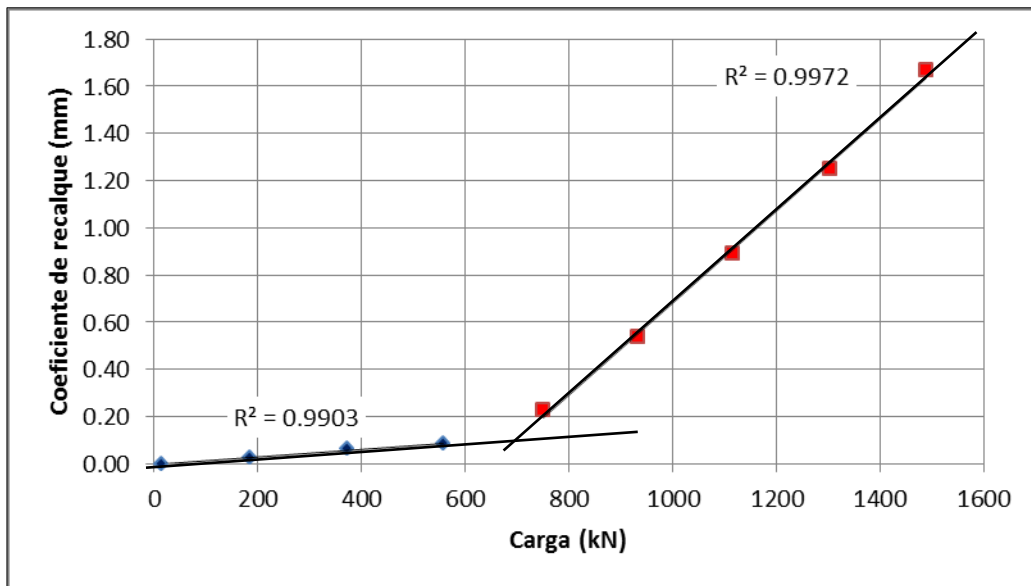
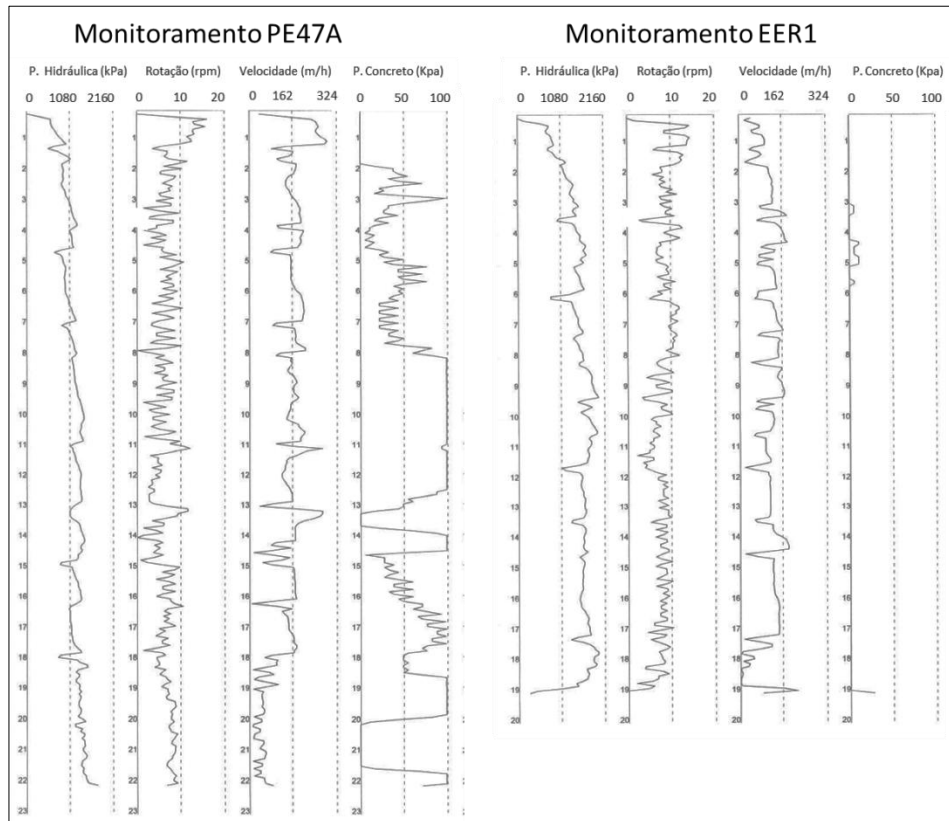


Figura I.5 - Metodologia Camapum de Carvalho *et al.* (2010) – Gráfico do coeficiente de recalque - Estaca PCbH, Sítio 2, Bloco H.

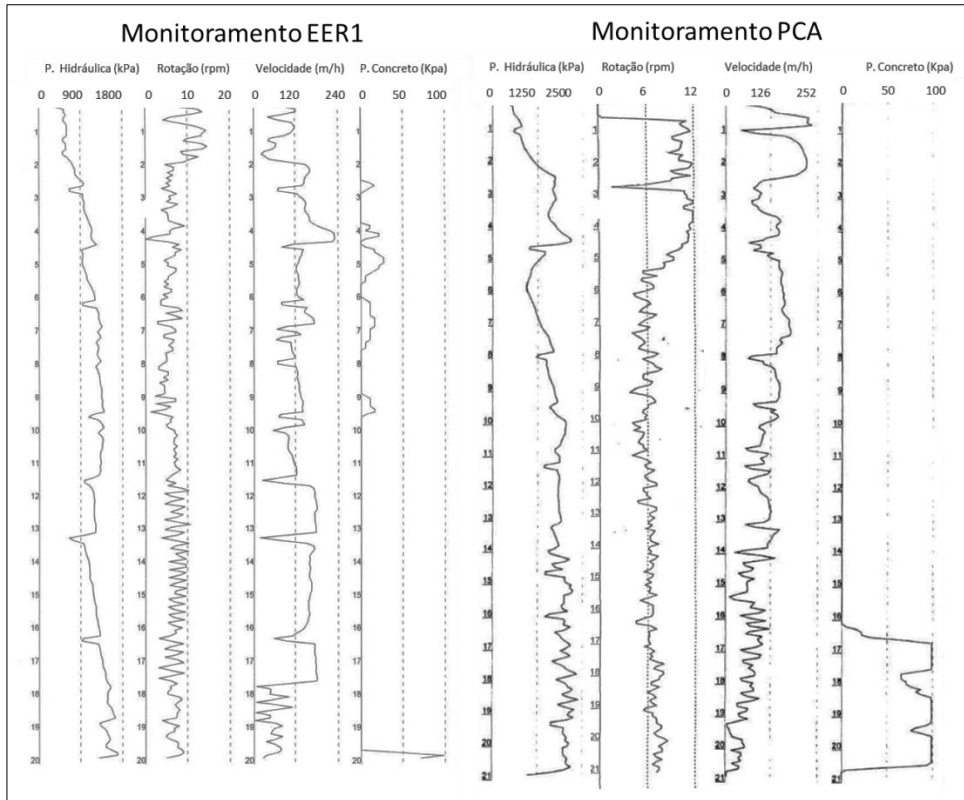
J. MONITORAMENTO DAS ESTACAS – SÍTIO 3

Neste apêndice são apresentados os gráficos de monitoramento das estacas executadas no Sítio 3.



(a)

(b)



(c)

(d)

Figura J.1 - Monitoramento das Estacas PE47A, ER 01, EER2 e PCA – Sítio 3.