

**ENERGIA DE EXECUÇÃO DE ESTACAS HÉLICE  
CONTÍNUA COMO FERRAMENTA DE AVALIAÇÃO DA  
COMPETÊNCIA DO TERRENO**

**DARYM JÚNIOR FERRARI DE CAMPOS**

**ORIENTADOR: PROF. JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr  
COORIENTADOR: LUAN CARLOS DE SENA MONTEIRO OZELIM, DSc**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

Junho 2018

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

**ENERGIA DE EXECUÇÃO DE ESTACAS HÉLICE  
CONTÍNUA COMO FERRAMENTA DE AVALIAÇÃO DA  
COMPETÊNCIA DO TERRENO**

**DARYM JÚNIOR FERRARI DE CAMPOS**

ORIENTADOR: PROF. JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr

COORIENTADOR: LUAN CARLOS DE SENA MONTEIRO

OZELIM, DSc

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-307/2018**

**BRASÍLIA-DF: JUNHO DE 2018**

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

**ENERGIA DE EXECUÇÃO DE ESTACAS HÉLICE  
CONTÍNUA COMO FERRAMENTA DE AVALIAÇÃO DA  
COMPETÊNCIA DO TERRENO**

**DARYM JÚNIOR FERRARI DE CAMPOS**

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

**APROVADA POR:**

---

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**LUAN CARLOS DE SENA MONTEIRO OZELIM, DSc (UnB)  
(COORIENTADOR)**

---

**JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, PhD (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**CARLOS MEDEIROS DA SILVA, DSc (EMBRE)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 20 de JUNHO de 2018.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

FERRARI DE CAMPOS, DARYM JUNIOR

Energia De Execução De Estacas Hélice Contínua Como Ferramenta De Avaliação Da Competência Do Terreno. [Distrito Federal] 2018.

ix, 126 p. (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2018)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estacas tipo hélice contínua                      2. Energia de execução

3. Uniformização de sondagens                      4. Controle executivo

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FERRARI DE CAMPOS, D. J. (2018). Energia de execução de estacas hélice contínua como ferramenta de avaliação da competência do terreno. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 307/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126p.

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Darym Júnior Ferrari de Campos

TÍTULO Energia de execução de estacas hélice contínua como ferramenta de avaliação da competência do terreno.

GRAU: MESTRE

ANO: 2018

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

---

**Darym Júnior Ferrari de Campos**

SHIS QI 27 Conjunto 01 Casa 17, Lago Sul.

CEP: 71675-010, Lago Sul-DF-Brasil

*Aos meus pais Waldivino e Maria Sueli, a minha  
irmã Denise e a minha futura esposa Lissiane, pelo  
incondicional apoio em todos momentos da minha vida*

## AGRADECIMENTOS

À Deus, por me dar força e sabedoria para a realização dessa dissertação.

Aos meus familiares, em especial ao meu pai Waldivino Pereira de Campos, minha mãe Maria Sueli Ferrari de Campos e minha irmã Denise Ferrari de Campos, por estarem sempre presentes na minha vida, me compreendendo e apoiando em todos os momentos e decisões.

À minha futura esposa Lissiane Alcantara, por fazer parte de mim, pelo seu amor, companheirismo e por sempre acreditar e me incentivar desde que nos conhecemos.

Ao professor e orientador José Camapum de Carvalho, pelos anos de aprendizado, amizade, compreensão e profissionalismo que eu tanto me inspiro a cada dia.

Ao meu amigo e orientador Luan Ozelim, que eu já tenho como um irmão, sempre transmitindo conhecimento, incentivo e acima de tudo, tendo paciência e dedicação.

Aos meus grandes amigos, Vinícius Domingues, Bernardo Cascão e Guilherme Rossi, pelos conselhos, apoio e por estarem sempre presentes comigo.

Ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e a todos os professores envolvidos, pela oportunidade durante esses anos de aprendizado e maturidade que contribuíram bastante para a minha formação profissional. Agradeço ainda ao CNPQ pela bolsa de estudos.

Aos amigos mais presentes durante esse período, que contribuíram de alguma forma pelo êxito da dissertação.

À empresa ENGESOL, em especial aos engenheiros e sócios Hoover Paolucci e Sergio Paolucci, pelo apoio e contribuição com as informações necessárias à pesquisa e pela confiança que sempre depositaram em mim.

À empresa SCCAP, na pessoa do engenheiro Fernando Aquino, por todos os conselhos e ajuda nos ensaios necessários para a pesquisa.

À empresa EMBRE, na pessoa do engenheiro Carlos Medeiros, por deixar sempre a porta da empresa aberta.

## **ENERGIA DE EXECUÇÃO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA COMO FERRAMENTA DE AVALIAÇÃO DA COMPETÊNCIA DO TERRENO**

Aliar a tecnologia, teoria e a prática da engenharia é um dos principais desafios na engenharia de fundação moderna. Sabe-se que os projetos atuais de fundação se restringem a cálculos locais, em regiões específicas do terreno, o que muitas vezes pode levar ao sobredimensionamento ou subdimensionamento das estacas de fundação e contenção haja vista a variabilidade espacial do maciço. Em outras palavras, o que é seguro em um trecho pode não ser bom no global da obra. Quando se considera a utilização de estacas do tipo hélice contínua, o próprio controle da energia de execução pode se mostrar como uma solução de redução de custo e aumento da produtividade. O valor da energia de execução não deve ser somente definido, mas também capaz de ser relacionado com os resultados dos ensaios de campo, como as sondagens e provas de carga. Esse controle pode representar uma ferramenta importante para auxiliar projetistas e engenheiros na adequação dos projetos às realidades de campo. Assim, após a definição do dimensionamento para a execução das estruturas de contenção e fundação, pode ocorrer na prática que o desempenho de algumas estacas não seja como se espera, assim como pode ocorrer uma mudança significativa no maciço do solo de fundação ou em apenas em áreas específicas do terreno. Propõe-se nesta dissertação o estudo do comportamento geotécnico do maciço de solo e das estacas de uma obra localizada em Brasília-DF sob o ponto de vista energético. Todo o processo de perfuração das estacas das estruturas de contenção e fundação foi totalmente controlado por um mesmo conjunto máquina-operador. De forma a facilitar a leitura e o entendimento das análises dos dados, especializou-se por meio do software *RockWorks*® as energias calculadas e os resultados dos ensaios realizados em campo. A partir dos dados especializados, utilizou-se o software *Mathematica*® para o desenvolvimento de códigos capazes de automatizar os cálculos necessários para a obtenção das energias de execução, relacioná-las com as capacidades de carga aferidas pelas provas de carga e prever, por meio de estudos estatísticos, possíveis influências no comportamento dos procedimentos executivos da obra. Estudou-se como a energia de execução varia com a profundidade, com a posição no terreno e as influências que ela sofre em decorrência da ordem de execução dentro de um mesmo grupo de fundação. A metodologia de análise proposta representa um avanço no controle informatizado da energia de execução e avaliação de desempenho de estacas tipo hélice contínua, propondo-se um mecanismo de confiabilidade complementar para os projetos de fundação e contenção, que podem agregar valor às análises em termos de segurança, ruína e custo.

## **EXECUTION ENERGY OF CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILES AS AN ASSESSMENT TOOL TO EVALUATE THE MECHANICAL RESPONSE OF THE SOIL MASS**

Allying technology, theory and engineering practice is one of the main challenges of modern foundation engineering. It is known that current foundation designs are restricted to local calculations in specific regions of the terrain, which may lead to oversizing or undersizing the foundation and retaining wall piles due to the spatial variability of the stratigraphic profile. In other words, what is safe in one area may not be acceptable in the overall construction site. When the execution of continuous flight auger piles is considered, the energy control of the execution itself shows up as a good alternative to reduce costs and enhance productivity. The value of the execution energies should not only be defined, but also to be relatable to the results of the in situ tests, such as surveys and bearing capacity tests. The energy control of the execution of foundations has shown to be an important tool to help designers and field engineers to match project and field realities. As the design of this type of foundation defines the setting depth, sometimes the auger piles may not behave as expected, as the soil mass may change significantly even in a small region. The study of the geotechnical behavior of the soil mass and the piles of a construction site located in Brasília-DF under the energy point of view is proposed in the present work. The entire drilling process of the piles for retaining walls and foundation structures was totally controlled by the same machine-operator group. In order to make it easier to read and understand the data analysis, the calculated energies and the results of field tests were spatialized using the RockWorks® software. From the spatialized data, the Mathematica® software was used to develop codes capable of automating the calculations necessary to obtain the execution energies, to relate them to the bearing capacities measured by the load tests and to predict, through statistical studies, possible influences on the behavior of the executive construction procedures. It was studied how the execution energies of piles vary with initial depth and field position, as well as the influences that they suffer because of the order of execution within a same foundation group. The proposed methodology represents an improvement of the energy control procedure and performance evaluation of continuous flight auger piles type, creating a complementary reliability mechanism for the foundation and retaining walls design, which can add value to the analyzes in terms of safety, ruin and cost.

## SUMÁRIO

|         |  |    |
|---------|--|----|
| 1       | INTRODUÇÃO .....   | 1  |
| 1.1     | MOTIVAÇÃO.....   | 3  |
| 1.2     | OBJETIVOS DA PESQUISA .....  | 3  |
| 1.3     | ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....   | 4  |
| 2       | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....   | 5  |
| 2.1     | ESTACA HÉLICE CONTÍNUA.....  | 5  |
| 2.1.1   | MÉTODO EXECUTIVO.....  | 7  |
| 2.1.1.1 | PERFURAÇÃO .....   | 8  |
| 2.1.1.2 | CONCRETAGEM .....  | 9  |
| 2.1.1.3 | COLOCAÇÃO DA ARMADURA.....   | 10 |
| 2.1.2   | EQUIPAMENTOS DE EXECUÇÃO.....  | 12 |
| 2.1.3   | CONTROLE DE EXECUÇÃO .....   | 12 |
| 2.2     | CONSIDERAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA NBR 6122:2010.....   | 14 |
| 2.3     | SEGURANÇA NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES .....   | 14 |
| 2.4     | VARIABILIDADE DOS SOLOS, DO CLIMA E DOS ENSAIOS DE CAMPO NO DISTRITO FEDERAL.....            | 15 |
| 2.5     | CONTROLE DOS ESTAQUEAMENTOS ESCAVADOS PELA ENERGIA DE EXECUÇÃO POR MEIO DO MÉTODO SCCAP..... | 17 |
| 2.6     | ESTADO DE TENSÃO COMO ELEMENTO DETERMINANTE PARA A ENERGIA DE EXECUÇÃO .....                 | 22 |
| 2.6.1   | ANÁLISE NUMÉRICA .....   | 22 |
| 2.6.2   | ANÁLISE EXPERIMENTAL .....   | 28 |
| 2.7     | CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS .....   | 34 |
| 2.7.1   | PROVAS DE CARGA.....   | 34 |
| 2.7.1.1 | MÉTODO POR VAN DER VEEN .....  | 35 |
| 2.7.1.2 | MÉTODO POR CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i> (2008 E 2010)...                                | 35 |
| 2.7.2   | MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975).....   | 37 |

|         |   |    |
|---------|---|----|
| 2.7.3   | MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978) E POSTERIOR MODIFICAÇÃO (1996).....                 | 39 |
| 2.7.4   | MÉTODO DE ANTUNES E CABRAL (1996) .....   | 42 |
| 2.8     | ANÁLISE DE RISCO .....  | 43 |
| 2.9     | MÉTODOS PROBABILÍSTICOS EM FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES .....                                 | 44 |
| 2.9.1   | MÉTODO BOOTSTRAP .....  | 45 |
| 2.9.1.1 | INTERVALO DE CONFIANÇA BOOTSTRAP – Bca .....  | 47 |
| 2.9.1.2 | TESTE DE HIPÓTESES BOOTSTRAP .....  | 48 |
| 3       | METODOLOGIA .....   | 50 |
| 3.1     | IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO ESTRATÉGICA DE UMA OBRA ..                               | 50 |
| 3.2     | COLETA DE DADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO.....                                       | 50 |
| 3.3     | UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE <i>ROCKWORKS</i> PARA ESPACIALIZAÇÃO DE DADOS .....              | 51 |
| 3.4     | UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE <i>MATHEMATICA</i> PARA AUTOMATIZAÇÃO DE DADOS .....             | 52 |
| 3.5     | ANÁLISES GERAIS DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DO SOLO E DAS ESTACAS DA OBRA ESTUDADA..... | 52 |
| 3.5.1   | ESTRATIGRAFIA E NSPT .....  | 52 |
| 3.5.2   | ENERGIA DE EXECUÇÃO .....   | 53 |
| 3.5.3   | POSICIONAMENTO E SEQUÊNCIA EXECUTIVA POR BLOCO DE FUNDAÇÃO.....                         | 53 |
| 3.5.4   | RELAÇÃO DAS ESTACAS DE CONTENÇÃO COM AS DE FUNDAÇÃO                                     | 53 |
| 3.5.5   | CAPACIDADE DE CARGA E FATOR DE SEGURANÇA .....  | 53 |
| 3.5.6   | ECONOMIA DAS FUNDAÇÕES .....  | 54 |
| 4       | RESULTADOS .....  | 55 |
| 4.1     | CARACTERIZAÇÃO DA OBRA E DOS PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS...                                | 55 |
| 4.2     | ENSAIOS GEOTÉCNICOS REALIZADOS .....  | 58 |
| 4.2.1   | CAMPANHAS DE SONDAAGEM.....   | 58 |

|         |  |    |
|---------|--|----|
| 4.2.2   | PROVAS DE CARGA.....   | 60 |
| 4.3     | ESPACIALIZAÇÃO DO NSPT E DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....   | 66 |
| 4.3.1   | SONDAGENS MISTAS.....  | 66 |
| 4.3.2   | SONDAGENS À PERCUSSÃO.....   | 67 |
| 4.3.3   | SONDAGENS MISTAS E À PERCUSSÃO.....  | 69 |
| 4.4     | ENERGIA DE EXECUÇÃO.....   | 71 |
| 4.4.1   | CÁLCULO DA ENERGIA DE EXECUÇÃO.....  | 72 |
| 4.4.1.1 | CÓDIGO DO MATHEMATICA.....   | 72 |
| 4.4.1.2 | ENERGIA ACUMULADA.....   | 72 |
| 4.4.1.3 | ENERGIA METRO A METRO.....   | 75 |
| 4.4.2   | ESPACIALIZAÇÃO DA ENERGIA TOTAL NORMALIZADA POR VOLUME.....  | 77 |
| 4.4.3   | ESPACIALIZAÇÃO DA ENERGIA METRO A METRO.....   | 78 |
| 4.4.3.1 | ESTRUTURA DE CONTENÇÃO.....  | 78 |
| 4.4.3.2 | ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO.....   | 81 |
| 4.4.3.3 | ESTRUTURA DE CONTENÇÃO E FUNDAÇÃO (GLOBAL).....  | 83 |
| 5       | ANÁLISE DOS RESULTADOS.....  | 85 |
| 5.1     | ESPACIALIZAÇÃO DE SPT E ESTRATIGRAFIA.....   | 85 |
| 5.2     | ENERGIA DE EXECUÇÃO.....   | 87 |
| 5.2.1   | EFEITO DA EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO.....  | 87 |
| 5.2.2   | ENERGIA COMO FERRAMENTA DE AVALIAÇÃO ESPACIAL DA RESISTÊNCIA DO TERRENO.....                           | 88 |
| 5.2.3   | ENERGIA ALIADA AO MÉTODO BOOTSTRAP COMO FERRAMENTA DE AVALIAÇÃO PONTUAL DA RESISTÊNCIA DO TERRENO..... | 92 |
| 5.2.3.1 | INFLUÊNCIA DO POSICIONAMENTO DAS ESTACAS.....  | 93 |
| 5.2.3.2 | INFLUÊNCIA DA SEQUÊNCIA DE EXECUÇÃO POR BLOCO DE FUNDAÇÃO.....   | 95 |
| 5.2.3.3 | INFLUÊNCIA DE BORDA NAS ESTACAS DO GRUPO A.....  | 97 |

|         |  |     |
|---------|--|-----|
| 5.2.3.4 | ÁREA DE INFLUÊNCIA DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO SOBRE AS FUNDAÇÕES..... | 100 |
| 5.3     | CAPACIDADE DE CARGA.....   | 102 |
| 5.3.1   | RELAÇÃO DO NSPT COM A ENERGIA DE EXECUÇÃO.....                         | 102 |
| 5.3.2   | RELAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM OS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.....      | 103 |
| 5.3.2.1 | MÉTODO UTILIZADO.....  | 104 |
| 5.3.3   | CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA POR MEIO DA ENERGIA DE EXECUÇÃO.....    | 105 |
| 5.3.3.1 | FATOR DE SEGURANÇA.....  | 105 |
| 5.4     | ECONOMIA DAS FUNDAÇÕES E ADEQUAÇÃO AO FS.....                          | 108 |
| 6       | CONCLUSÕES.....  | 111 |
| 6.1     | SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....                                  | 113 |
|         | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....  | 114 |
|         | ANEXO A - GRUPOS A, B e C DAS ESTACAS DE FUNDAÇÃO.....                 | 121 |
|         | ANEXO B – PLANTA DE CARGA DOS PILARES DOS GRUPOS A, B e C.....         | 124 |

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 2.1 – As 4 etapas do processo de execução da estaca hélice contínua monitorada (Naresi, 2010).....  | 7  |
| Figura 2.2 – Colocação da tampa provisória no trado da hélice .....  | 8  |
| Figura 2.3 – Perfuração no terreno a partir da hélice .....  | 9  |
| Figura 2.4 – a) Lançamento do concreto no caminhão guia; b) Concretagem com simultânea limpeza do trado .....  | 10 |
| Figura 2.5 – a) Colocação da armadura manualmente; b) Com o auxílio da pá-carregadeira. ....   | 11 |
| Figura 2.6 – Equipamentos utilizados durante a execução de uma estaca hélice contínua.....   | 12 |
| Figura 2.7 – Computador instalado na cabine do operador, sistema <i>SACI</i> .....   | 13 |
| Figura 2.8 – Folha de relatório executivo de uma estaca monitorada.....  | 13 |
| Figura 2.9 – Sistema de perfuração e forças – a) Bottom Drive; b) Sistema CFA. ....  | 21 |
| Figura 2.10 - Características do estudo de caso (Costa, 2005) .....  | 24 |
| Figura 2.11 – Fases de execução da escavação e após consolidação (Costa, 2005) .....   | 25 |
| Figura 2.12 – Estado de tensão total horizontal após a fase 1 de escavação (Costa, 2005).....  | 26 |
| Figura 2.13 – Estado de tensão total horizontal após a fase 2 de escavação (Costa, 2005).....  | 26 |
| Figura 2.14 – Estado de tensão total horizontal após a fase 3 de escavação (Costa, 2005).....  | 26 |
| Figura 2.15 – Estado de tensão total horizontal após a fase 4 de escavação (Costa, 2005).....  | 27 |
| Figura 2.16 – Estado de tensão total horizontal no final da consolidação (Costa, 2005) .....   | 27 |
| Figura 2.17 – Estado de tensão total horizontal no ponto A2 em diferentes larguras de escavação (Costa, 2005).....   | 28 |
| Figura 2.18 – Posições da célula de pressão no estrato geológico do trecho instrumentado (Richards <i>et al.</i> , 2007) .....   | 29 |
| Figura 2.19 – Fases de execução da escavação e após consolidação (Richards <i>et al.</i> , 2007)..   | 30 |
| Figura 2.20 – Tensão total horizontal medida a 1,275m da parte de trás da parede durante o período de construção (Richards <i>et al.</i> , 2007).....  | 31 |
| Figura 2.21 – Tensão total horizontal medida a 3,475m da parte de trás da parede durante o período de construção (Richards <i>et al.</i> , 2007).....  | 31 |
| Figura 2.22 – Tensão total horizontal medida a 1,3m na frente da parede durante o período de construção (Richards <i>et al.</i> , 2007).....   | 32 |
| Figura 2.23 – Tensões totais horizontais atrás e na frente da parede de contenção, antes e depois da escavação e instalação da contenção, e a longo prazo (Richards <i>et al.</i> , 2007)..... | 32 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 2.24 – Estimativa de $P_{\text{últ}}$ .....  | 35 |
| Figura 2.25 – (a) Curvas Tempo <i>versus</i> Deslocamento Vertical; (b) Carga <i>versus</i> Coeficiente de Recalque (Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 2008)..... | 36 |
| Figura 4.1 – Levantamento topográfico primitivo do terreno.....   | 55 |
| Figura 4.2 – Locação das estacas de contenção do empreendimento .....   | 56 |
| Figura 4.3 – Locação das estacas de fundação do empreendimento.....   | 57 |
| Figura 4.4 – Locação das duas campanhas de sondagem (SM e SPT) .....  | 58 |
| Figura 4.5 - Seção A-A' com os resultados corrigidos da primeira campanha de sondagens .  | 59 |
| Figura 4.6 – Seção B-B' com os resultados corrigidos da segunda campanha de sondagens .   | 59 |
| Figura 4.7 – Locação dos ensaios de prova de carga .....  | 60 |
| Figura 4.8 – Curvas carga <i>versus</i> recalque das três provas de carga .....   | 61 |
| Figura 4.9 – Critérios de ruptura da curva carga x recalque (Estaca P2DC – PC1) .....   | 62 |
| Figura 4.10 – Critérios de ruptura da curva carga x recalque (Estaca P12CE – PC2).....  | 63 |
| Figura 4.11 – Critérios de ruptura da curva carga x recalque (Estaca P38AA – PC3) .....   | 63 |
| Figura 4.12 – Carga x recalque imediato acumulado e Raiz da carga x raiz do recalque (Estaca P2DC – PC1).....   | 64 |
| Figura 4.13 – Carga x recalque imediato acumulado e Raiz da carga x raiz do recalque (Estaca P12CE – PC2) .....   | 64 |
| Figura 4.14 – Carga x recalque imediato acumulado e Raiz da carga x raiz do recalque (Estaca P38AA – PC3).....  | 65 |
| Figura 4.15 – Modelo 3D referente ao NSPT das sondagens mistas .....  | 66 |
| Figura 4.16 – Corte 3D referente ao NSPT das sondagens mistas.....  | 67 |
| Figura 4.17 – Modelo 3D referente a estratigrafia das sondagens à percussão .....   | 67 |
| Figura 4.18 – Corte 3D referente a estratigrafia das sondagens à percussão .....  | 68 |
| Figura 4.19 – Modelo 3D referente ao NSPT das sondagens à percussão.....  | 68 |
| Figura 4.20 – Corte 3D referente ao NSPT das sondagens à percussão .....  | 69 |
| Figura 4.21 – Modelo 3D referente a estratigrafia de ambos tipos de sondagens.....  | 69 |
| Figura 4.22 – Corte 3D referente a estratigrafia de ambos tipos de sondagens .....  | 70 |
| Figura 4.23 – Modelo 3D referente ao NSPT de ambos tipos de sondagens.....  | 70 |
| Figura 4.24 – Corte 3D referente ao NSPT de ambos tipos de sondagens .....  | 71 |
| Figura 4.25 – Energia de execução calculada: Estaca de contenção E1 (40cm).....   | 72 |
| Figura 4.26 – Energia de execução calculada: Estaca de contenção E10 (40cm).....  | 72 |
| Figura 4.27 – Energia de execução calculada: Estaca de contenção E100 (40cm).....   | 73 |
| Figura 4.28 – Energia de execução calculada: Estaca de fundação P8AA (50cm).....  | 73 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 4.29 – Energia de execução calculada: Estaca de fundação P10DA (50cm).....  | 73 |
| Figura 4.30 – Energia de execução calculada: Estaca de fundação P52BB (50cm) .....   | 74 |
| Figura 4.31 – Curva frequência de energia total das estacas de contenção .....   | 74 |
| Figura 4.32 – Curva frequência de energia total das estacas de fundação .....  | 75 |
| Figura 4.33 – Curva frequência de energia total metro a metro das estacas de contenção .....                                     | 76 |
| Figura 4.34 – Curva frequência de energia total metro a metro das estacas de fundação.....                                       | 76 |
| Figura 4.35 - Espacialização da energia total das estacas de fundação.....   | 77 |
| Figura 4.36 – Espacialização da densidade de energia de execução das estacas de fundação.  | 78 |
| Figura 4.37 – Etapa 1: Espacialização da densidade de energia de execução (MJ/m <sup>3</sup> ) das estacas de contenção.....     | 79 |
| Figura 4.38 – Etapa 2: Corte longitudinal da densidade de energia de execução (MJ/m <sup>3</sup> ) das estacas de contenção..... | 80 |
| Figura 4.39 – Etapa 3: Corte transversal da densidade de energia de execução (MJ/m <sup>3</sup> ) das estacas de contenção.....  | 80 |
| Figura 4.40 – Etapa 1: Espacialização da densidade de energia de execução (MJ/m <sup>3</sup> ) das estacas de fundação .....     | 81 |
| Figura 4.41 – Etapa 2: Corte longitudinal da densidade de energia de execução (MJ/m <sup>3</sup> ) das estacas de fundação ..... | 82 |
| Figura 4.42 – Etapa 3: Corte transversal da densidade de energia de execução (MJ/m <sup>3</sup> ) das estacas de fundação .....  | 82 |
| Figura 4.43 – Etapa 1: Espacialização da densidade de energia de execução (MJ/m <sup>3</sup> ) de todas estacas.....             | 83 |
| Figura 4.44 – Etapa 2: Corte longitudinal da densidade de energia de execução (MJ/m <sup>3</sup> ) de todas estacas.....         | 84 |
| Figura 4.45 – Etapa 3: Corte transversal da densidade de energia de execução (MJ/m <sup>3</sup> ) de todas estacas.....          | 84 |
| Figura 5.1 – Chuva acumulada entre os dias das campanhas de sondagens - Março/2014 e 2016 .....                                  | 85 |
| Figura 5.2 – Umidade relativa do ar entre os dias das campanhas de sondagens - Março/2014 e 2016.....                            | 86 |
| Figura 5.3 – Temperatura do ar entre os dias das campanhas de sondagens - Março/2014 e 2016 .....                                | 86 |
| Figura 5.4 – Frequência do gasto energético total demandado para a estrutura de contenção  | 88 |
| Figura 5.5 - Frequência do gasto energético total demandado para a estrutura da fundação...                                      | 89 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 5.6 – Espacialização do gasto energético total demandado para a estrutura de fundação .....                       | 89  |
| Figura 5.7 - Frequência do gasto energético metro a metro para a estrutura de contenção .....                            | 90  |
| Figura 5.8 – Frequência do gasto energético metro a metro para a estrutura de fundação .....                             | 91  |
| Figura 5.9 - Frequência da densidade de energia volumétrica para as estacas de contenção ..                              | 91  |
| Figura 5.10 - Frequência da densidade de energia volumétrica para as estacas de fundação ..                              | 92  |
| Figura 5.11 – Espacialização da densidade de energia volumétrica para as estacas de fundação .....                       | 92  |
| Figura 5.12 – Divisão dos grupos de estacas de fundação .....  | 94  |
| Figura 5.13 – Intervalo de confiança de 95% para os grupos A, B e C .....  | 95  |
| Figura 5.14 – Ordem de execução das estacas por bloco de fundação .....  | 96  |
| Figura 5.15 – Regiões pertencentes ao grupo A.....   | 98  |
| Figura 5.16 – Intervalo de confiança de 95% para as regiões do grupo A.....  | 98  |
| Figura 5.17 – Trecho correspondente a área de influência .....   | 101 |
| Figura 5.18 – Intervalo de confiança de 95% das estacas pertencentes a área de influência.                               | 101 |
| Figura 5.19 – Relação NSPT acumulado e densidade de energia acumulada com IC de 95% .....                                | 103 |
| Figura 5.20 – Relação entre NSPT acumulado e densidade de energia acumulada.....   | 103 |
| Figura 5.21 – Espacialização das cargas de ruptura por meio da densidade de energia de execução .....                    | 105 |
| Figura 5.22 – Frequência dos fatores de segurança (NSPT) .....   | 106 |
| Figura 5.23 – Espacialização dos fatores de segurança determinados a partir do NSPT.....                                 | 106 |
| Figura 5.24 – Frequência dos fatores de segurança a partir da densidade de energia de execução .....                     | 107 |
| Figura 5.25 – Espacialização dos fatores de segurança a partir da densidade de energia de execução .....                 | 107 |
| Figura 5.26 – Economia gerada por critérios de correção das estacas de fundação (NSPT).                                  | 109 |
| Figura 5.27 – Economia gerada por critérios de correção das estacas de fundação (Densidade de energia de execução) ..... | 109 |

## LISTA DE TABELAS

|  |     |
|--|-----|
| Tabela 2.1 - Valores dos coeficientes de K e $\alpha$ propostos por Aoki e Velloso (1975) .....      | 38  |
| Tabela 2.2 – Valores dos coeficientes de transformação F1 e F2 (Cintra e Aoki, 2010).....            | 39  |
| Tabela 2.3 – Coeficiente K em função do tipo de solo .....   | 40  |
| Tabela 2.4: Valores para o coeficiente $\alpha$ proposto por Décourt <i>et al.</i> (1996) .....      | 41  |
| Tabela 2.5: Valores para o coeficiente $\beta$ proposto por Décourt <i>et al.</i> (1996) .....       | 41  |
| Tabela 2.6: Valores para os coeficientes propostos por Antunes e Cabral (1996).....                  | 42  |
| Tabela 4.1 - Características das estacas ensaiadas .....   | 61  |
| Tabela 4.2 – Critérios utilizados para as cargas de ruptura.....                                     | 64  |
| Tabela 4.3 – Cargas referentes aos trechos de comportamento .....                                    | 65  |
| Tabela 4.4 – Coordenadas das etapas de cortes para a estrutura de contenção.....                     | 79  |
| Tabela 4.5 – Coordenadas das etapas de cortes para a estrutura de contenção.....                     | 81  |
| Tabela 4.6 – Coordenadas das etapas de cortes para a estrutura de contenção e fundação .....         | 83  |
| Tabela 5.1 – Resultados dos testes de hipóteses (valor $p$ ): posicionamento das estacas .....       | 94  |
| Tabela 5.2 - Resultados dos testes de hipóteses (valor $p$ ): sequência de execução do Grupo A ..... | 96  |
| Tabela 5.3 - Resultados dos testes de hipóteses (valor $p$ ): sequência de execução do Grupo B ..... | 97  |
| Tabela 5.4 – Resultados dos testes de hipóteses (valor $p$ ): sequência de execução do Grupo C ..... | 97  |
| Tabela 5.5 – Resultados dos testes de hipóteses (valores $p$ ): estacas das regiões do Grupo A ..... | 98  |
| Tabela 5.6 – Resultados dos métodos adotados para a carga de ruptura .....                           | 104 |
| Tabela 5.7 – Valores dos coeficientes $\beta_1$ e $\beta_2$ ajustados .....                          | 104 |

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

|               |  |
|---------------|--|
| ABNT          | Associação Brasileira de Normas Técnicas                   |
| $A_l$         | Área lateral da estaca                                     |
| $A_p$         | Área de ponta da estaca                                    |
| BCa           | Bias-corrected and Accelerated                             |
| CPT           | Cone Penetration Test                                      |
| $C_s$         | Coefficiente de recalque ou de deslocamento                |
| $C_{ps}$      | Calor específico do solo ( $J.m^{-30}.C^{-1}$ )            |
| $d$           | Diâmetro da estaca   |
| DF            | Distrito Federal   |
| $E_s$         | Energia de instalação por unidade de volume ( $J/m^3$ )    |
| $E$           | Módulo de elasticidade ( $N/m^2$ )                         |
| $E_{sistema}$ | Energia térmica total do sistema (J)                       |
| $F_1, F_2$    | Fatores de correção com o efeito escala e o tipo de estaca |
| $f_{ck}$      | Resistência Característica do Concreto à Compressão        |
| $F_{di}$      | Força descendente aplicada ao helicóide (N)                |
| $F_i$         | Força aplicada no helicóide (N)                            |
| $g$           | Aceleração da gravidade ( $m/s^2$ )                        |
| INMET         | Instituto Nacional de Meteorologia                         |
| $m_{hc}$      | Massa do sistema de escavação (Kg)                         |
| $M_i$         | Torque aplicado ao trado (N.m)                             |
| NBR           | Norma Brasileira de Regulamentação                         |

|             |  |
|-------------|--|
| $N_d$       | Força de impulso vertical da hélice com a força descendente    |
| $N_p$       | Valor médio de golpes entre os três valores de ponta da estaca |
| $n_i$       | Velocidade angular do trado (Hz)                               |
| $N_{SPT}$   | Resistência a penetração                                       |
| $P$         | Carga aplicada   |
| $P_F$       | Probabilidade de falha ou ruína                                |
| $P_{adm}$   | Carga admissível   |
| $P_{últ}$   | Carga última   |
| $r$         | Raio do trado da hélice (m)                                    |
| $r_l$       | Tensão devido ao atrito lateral                                |
| $R_m, S_m$  | Valor médio  |
| RPM         | Força de rotação por minuto                                    |
| SACI        | Continuous Flight Auger Instrumentation                        |
| SM          | Sondagem mista   |
| SPT         | Standart Penetration Test - Índice de resistência a penetração |
| SPT-T       | Standart Penetration Test – com medida de torque               |
| $t$         | Tempo (s)  |
| $t_{obs}$   | Estatística  |
| $T_s$       | Temperatura do solo (°C)                                       |
| $t_{seci}$  | Tempo total do estágio secundário                              |
| $t_{secti}$ | Tempo total do estágio ponderado                               |
| $V$         | Volume (m <sup>3</sup> )                                       |
| $V_i$       | Velocidade de penetração vertical do trado (m/s)               |

|                      |  |
|----------------------|--|
| $V_s, V_R$           | Coeficientes de variação   |
| $X, Y$               | Variáveis aleatórias   |
| $x_i, y_i$           | Amostra de uma variável aleatória X e Y                                |
| $x_i^*, y_i^*$       | Amostra Bootstrap de uma variável aleatória X e Y                      |
| $W_R$                | Trabalho realizado pelas forças externas aplicadas ao sistema (J)      |
| $z$                  | Profundidade (m)   |
| $Z_b, \Delta l$      | Comprimento da estaca (m)  |
| $z^{(\alpha)}$       | 100 $\alpha$ -ésimo ponto percentual de uma distribuição normal padrão |
| $\hat{z}_0$          | Parâmetro  |
| $\hat{a}$            | Parâmetro  |
| $\alpha, \beta, K$   | Coeficientes que variam em função do tipo de solo e estaca             |
| $\sigma$             | Tensão no concreto   |
| $\sigma_s, \sigma_R$ | Desvio padrão  |
| $\theta$             | Parâmetro  |
| $\hat{\theta}$       | Parâmetro estimado   |
| $\hat{\theta}^*$     | Parâmetro bootstrap estimado   |
| $\hat{\theta}_{(.)}$ | Parâmetro estimado   |
| $\hat{\theta}_{(i)}$ | Parâmetro estimado   |
| $\Omega$             | Área da projeção plana do trado (m <sup>2</sup> )                      |
| $\overline{N}$       | Valor médio do $N_{SPT}$ ao longo da estaca                            |
| %                    | Percentual   |
| $\Phi$               | Diâmetro   |

|                             |   |
|-----------------------------|---|
| $\Phi(\cdot)$               | Função de probabilidade acumulada normal padrão |
| $\Delta E_{\text{sistema}}$ | Varição da energia térmica total do sistema     |
| $\Delta r$                  | Recalque de ruptura convencional                |
| $\rho_s$                    | Densidade do solo ( $\text{kg.m}^{-3}$ )        |
| $\bar{\rho}_{\text{secpi}}$ | Recalque secundário ponderado                   |
| $\rho_{\text{seci}}$        | Recalque acumulado medido no estágio i          |
| $(z, r, t)$                 | Coordenadas cilíndricas                         |

# 1 INTRODUÇÃO

Estaca é um elemento de fundação profunda, podendo ser de grande utilidade em estruturas de contenção, sendo executada por equipamentos que permitem a execução por cravação a percussão, prensagem, vibração, por escavação, ou ainda envolvendo mais de um destes processos. Várias são as técnicas de execução de estacas por meio de escavação, sendo a do tipo hélice contínua muito usada nos dias atuais. Segundo Silva (2011) e Hortegal (2016), as estacas do tipo hélice contínua possuem um vasto campo de aplicação como solução de fundação em obras executadas nos grandes centros urbanos, tornando-se atrativas devido à confiabilidade, a produtividade e a baixa frequência de vibrações e ruídos. Em termos executivos, possui elevada capacidade de transmissão de cargas aos solos.

A utilização de estacas tipo hélice continua surgiu nos Estados Unidos na década de 50, sendo posteriormente difundida em toda Europa e Japão na década de 80, sendo executada pela primeira vez no Brasil em 1987. Devido à evolução crescente dos seus equipamentos e da sua tecnologia, é uma das soluções de fundação profunda mais adotadas no Brasil, contando com uma diversidade de opções de diâmetros e profundidades. Em termos tecnológicos, possibilita o monitoramento eletrônico durante todas as fases de execução.

Atualmente, devido aos exíguos prazos de execução de obras e seus eventuais atrasos de execução atrelados à não rara deficiência no planejamento, não se mostra concretizado o total controle dos procedimentos construtivos a fim de adequá-los às normas vigentes e mesmo viabilizar o monitoramento executivo em tempo real possibilitando eventuais ajustes. Por esse motivo, muitos aspectos construtivos concernentes às etapas de execução da fundação e contenção são fundamentados na experiência adquirida pelo executor ou em procedimentos já aplicados em outras obras da mesma região. Quando se trata dos projetos em si, normalmente as análises de segurança são baseadas em métodos determinísticos, tratando os parâmetros calculados como verdades absolutas. Assim, é comum que as peculiaridades de cada obra sejam negligenciadas, pois lida-se com uma grande variabilidade geológico-geotécnica e mesmo geomorfológica no sistema solo-fundação presente.

Diante de tais argumentos, foram incorporados novos conceitos na NBR 6122 (ABNT, 2010) – Projeto e Execução de Fundações. Agora, a análise que era exclusivamente garantida pelo coeficiente de segurança, fundamentado no determinismo, passou a ser elaborada também

por métodos probabilísticos, reconhecendo que não é possível lidar apenas com a verdade absoluta e que riscos existem e precisam ser definidos e avaliados.

A problemática que guia a presente pesquisa consiste na busca por informações e métodos que propiciem maior segurança, qualidade executiva, economia e confiabilidade para a implementação de projetos em estacas do tipo hélice contínua. Propõem-se a partir de dados de sondagem mista e SPT, da energia de execução das estacas hélice contínua e de provas de cargas realizadas em uma obra no Distrito Federal, que sejam elaboradas análises estatísticas e relações entre a capacidade resistente do terreno e a energia de execução das estacas.

Para tal, a aplicação de uma técnica de controle energético busca garantir que a capacidade de carga de projeto de uma fundação se concretize na obra. Será utilizada a metodologia SCCAP (Silva, 2011) para o cálculo das energias de execução das estacas desse tipo. Concisamente, serão feitas análises de capacidade de carga fundamentadas em espacializações do estaqueamento, resultados de SPT (*Standard Penetration Test*, ou Ensaio de Penetração Padrão) e energia de escavação das estacas em diferentes localizações na obra e seus contornos, considerando-se o projeto de contenção no nível do terreno natural e o projeto de fundação implantado após escavação. Serão analisados a influência da posição da estaca, da ordem de execução em relação às demais estacas inserindo-se na análise as condições de contorno oriundas do próprio estaqueamento, assim como a energia de execução no critério de paralização das perfurações das estacas ao longo das etapas geotécnicas da obra. Adicionalmente, serão feitas análises estatísticas com os dados obtidos, pois segundo Ramos (2011), com o controle energético em estacas hélice contínua e uso da metodologia SCCAP, contribui-se para a redução do risco da obra ao reduzir a probabilidade de falha do sistema resistente.

O uso da metodologia pode ainda contribuir para a racionalização da obra levando a economia sem que se amplie os riscos. Além disso, há a necessidade de avaliar quais filtros devem ser aplicados aos dados, de modo a evitar a obtenção de dados anômalos. Tais análises, junto aos filtros, podem garantir uma maior confiabilidade e qualidade executiva.

Vale ressaltar que, segundo Silva (2011), as rotinas e avaliações propostas com a incorporação do conceito de energia na execução das estacas não substituem o juízo do engenheiro geotécnico, mas podem ser um elemento de grande importância para auxiliá-lo na identificação e mitigação dos riscos inerentes a qualquer tipo de estaqueamento, especialmente no controle dos estaqueamentos escavados.

## **1.1 MOTIVAÇÃO**

Os projetos de fundação e contenção são fundamentados basicamente em sondagens e análises pontuais. Diversos aspectos construtivos em relação às etapas de execução, normalmente, são tratados de forma intuitiva ou segundo a experiência adquirida pelo executor. Desta forma, sujeitam-se às incertezas, limitando-se assim o grau de desempenho dos processos executivos e o grau de confiança em maciços com maior variabilidade geológico-geotécnica.

Portanto, para contornar os possíveis problemas, Silva (2011) relatou a necessidade de estudos preliminares amplos e consistentes a fim de compreender o comportamento do maciço e da sua interação com a fundação e a superestrutura. Vale ressaltar ainda a necessidade de melhor entendimento sobre a influência no comportamento da fundação exercido pela estrutura de contenção em casos de obra com a necessidade de estabilização do maciço ou ainda em obras contendo cortes e/ou aterros. Assim, amplia-se a segurança quando a execução das fundações e contenções apresentam um elevado nível de qualidade, desempenho, controle técnico e se entende os mecanismos de interação solo-estrutura levando-se em consideração as tensões provenientes do maciço.

Partindo desse pressuposto, a presente pesquisa busca analisar e tratar os dados obtidos durante os procedimentos executivos de uma obra, de modo a proporcionar maior segurança, qualidade executiva, economia e confiabilidade para a implementação de estacas do tipo hélice contínua em obras de engenharia. Trata-se de um estudo onde se analisa uma obra cujas fundações e contenções já foram executadas e se dispõe das informações necessárias.

## **1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Identificar, tratar e analisar, por meio da inserção dos dados colhidos em campo pelos equipamentos de execução, o desempenho geotécnico de uma obra, buscando-se o entendimento da competência do terreno e da capacidade de carga das fundações. Os objetivos específicos para atingir este objetivo geral contemplam:

- Analisar os relatórios das sondagens e das provas de carga realizadas e os gráficos de energia e consumo de concreto das estacas executadas nos projetos de fundação e contenção da obra;
- Desenvolver um banco de dados das estacas da obra sob o prisma da energia de execução e consumo de concreto;

- Avaliar a energia segundo o método SCCAP, verificando quais filtros devem ser aplicados aos dados, haja vista ainda ser comum a obtenção de dados anômalos;
- Analisar a energia de execução *versus* capacidade de carga;
- Espacializar por meio do software *RockWorks*® a estratigrafia, o NSPT e a energia em diferentes configurações da obra;
- Analisar o impacto do contorno espacial das estacas em sua capacidade de carga axial;
- Analisar a influência da geometria espacial, ordem de execução, posição e relação das estacas, assim como o critério de paralização da perfuração e da energia de execução nos procedimentos executivos das etapas geotécnicas da obra;
- Analisar estatisticamente os fatores de segurança, probabilidades de ruína e o custo.

### 1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para o melhor entendimento dos assuntos abordados, estruturou-se a presente dissertação em cinco capítulos, a saber:

- Capítulo 1: Inicia-se a pesquisa com a introdução abordando temática estudada, a motivação e os objetivos almejados;
- Capítulo 2: Trata-se da revisão bibliográfica da literatura, descrevendo os conceitos, terminologias e métodos pertinente à presente dissertação de mestrado;
- Capítulo 3: Contempla-se a metodologia da pesquisa. No caso, os procedimentos realizados para a sua elaboração por meio das coletas, tratamentos e análises de dados, retratando o comportamento geotécnico da presente obra estudada;
- Capítulo 4: Apresentam-se as características gerais da obra proposta e os resultados obtidos;
- Capítulo 5: Apresentam-se e as análises dos resultados e as discussões finais;
- Capítulo 6: Traz as principais conclusões das análises realizadas, além das sugestões para as pesquisas futuras.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Em 1951, Karl Terzaghi, em uma de suas famosas frases sobre os projetos geotécnicos, disse:

[...] O projeto é implementado com base nos resultados de uma investigação, mas tomando-se cuidado durante o período da construção e, se necessário, por vários anos subsequentes fazer observações na obra para determinar se, e até que ponto, as condições reais do solo diferem daquelas assumidas (Karl Terzaghi, 1980, Tradução nossa).

Essas palavras representam, em geral, que as incertezas encontradas estão nos resultados de um limitado conhecimento das condições gerais do solo atuais e pelas quais passará.

Para a elaboração de um projeto geotécnico, seja um projeto de fundação ou de estrutura de contenção, faz-se necessário o conhecimento adequado dos solos por meio de uma investigação geotécnica. A finalidade desse tipo de investigação é a obtenção de parâmetros do solo que possa subsidiar de maneira eficiente o respectivo projeto, podendo ser realizados ensaios em laboratório e/ou em campo (*in situ*), e dependendo da situação, um ensaio pode prevalecer sobre o outro.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) - Projeto e Execução de Fundações - define fundação profunda como elemento de fundação que possa suportar ou transferir cargas ao solo através de sua base (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência do fuste) ou por uma combinação entre as duas. Além disto, segundo esta referida norma, a profundidade de assentamento deve ser maior que o dobro da menor dimensão em planta do elemento de fundação, e no mínimo 3 metros de profundidade, características menores que essas serão dadas às fundações rasas ou diretas. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

Antes da etapa das fundações, necessita-se inicialmente, em diversas obras, a execução de estruturas de contenção. A escolha do tipo de contenção a ser implementado dependerá das dimensões do projeto, características geotécnicas do maciço de solo, presença do lençol freático, disponibilidade de materiais, recurso financeiro, entre outros critérios individualizados.

### 2.1 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

A escolha das características da estaca de fundação a ser utilizada em um projeto dependerá de qual tipo escolhido suportará as cargas a serem recebidas da estrutura, sempre

respeitando a segurança estabelecida previamente. Os aspectos econômicos, os topográficos, o nível do lençol freático, o tipo de solo e até mesmo a preocupação com as edificações vizinhas também influenciam na escolha do melhor tipo de estaca. Segundo Alonso (1983), a escolha do tipo de fundação, diante da existência de diversos tipos, depende dos fatores técnicos e econômicos para cada particularidade.

As estacas podem ser divididas quanto ao material (madeira, aço, concreto ou mista) e por categoria (estacas pré-moldadas, estacas moldadas *in situ* e estacas mistas). Destacam-se as estacas pré-moldadas de concreto armado, que são cravadas à percussão ou por prensagem, as estacas de concreto armado moldadas *in situ*, que são do tipo Franki, as estacas metálicas e as estacas de madeira. Segundo Décourt (1987), as estacas usuais podem ser classificadas em estacas de deslocamento e estacas escavadas.

Tratando-se das estacas de deslocamento, mais conhecidas como cravadas, não promovem a retirada do solo durante sua execução, deslocando o mesmo dentro do substrato, podendo gerar um acréscimo de tensões e melhorando assim sua resistência a capacidade de carga. Vale ressaltar que no caso do manto poroso do Distrito Federal, deve-se tomar cuidado, pois poderemos ter um pior comportamento do solo diante dos valores do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), das condições de execução, do nível freático, dos equipamentos disponíveis, etc. Já as estacas escavadas são moldadas *in situ* e promovem a retirada do solo do substrato durante a sua execução, podendo citar assim as do tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, as do tipo “Strauss”, as barretes, as estacas injetadas cuja formação do fuste se dá por injeção de argamassa sob pressão e também a estaca à rotação e moldada *in loco*, tipo hélice contínua, que será analisada, pois foi a referência e objeto da presente pesquisa.

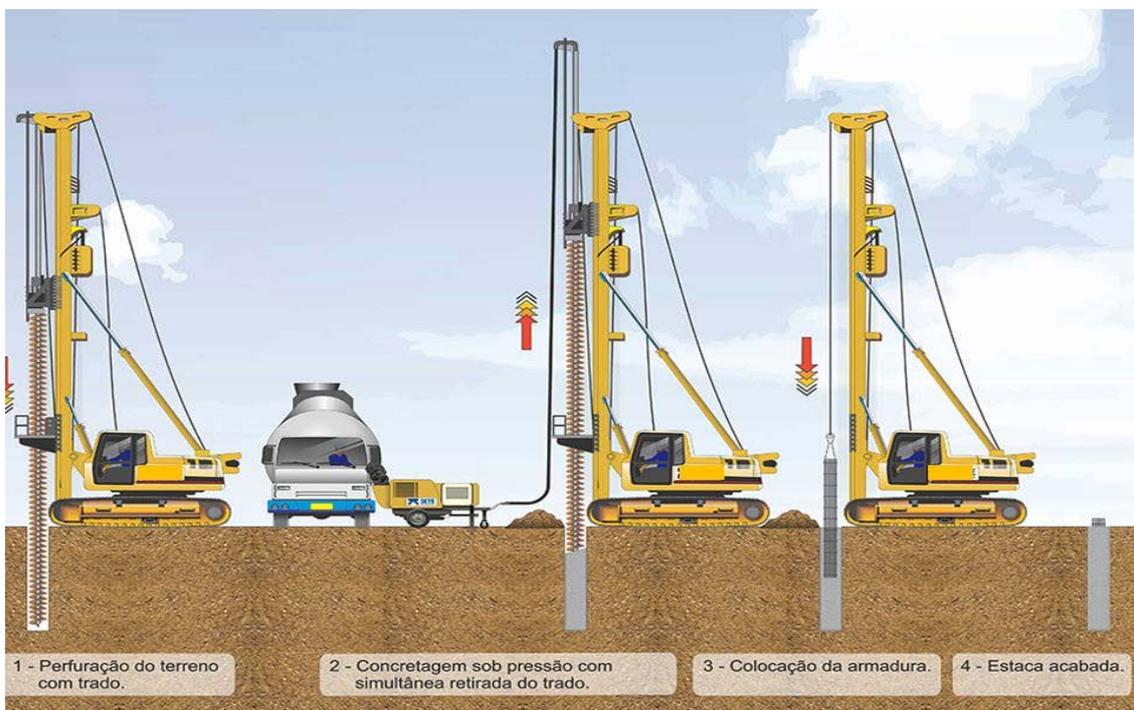
A utilização das estacas hélice contínua surgiu nos Estados Unidos na década de 50, posteriormente foi difundida em toda Europa e Japão na década de 80 e executada pela primeira vez no Brasil em 1987, com equipamentos aqui desenvolvidos, montados sob guindastes de esteiras, com torque de 35 kN.m e diâmetros de hélice de 275 mm, 350 mm e 450 mm, que permitiam executar estacas de até 15 m de profundidade. Na década seguinte teve crescimento do seu uso favorecido por máquinas importadas da Europa atendendo à necessidade dos avanços nos processos de fundação profunda (Antunes & Tarozzo, 1996). Hoje em dia, é possível executar estacas com 1,2 m de diâmetro, 34 m de comprimento, torque de 400 kN.m e em termos tecnológicos com monitoramento eletrônico durante todas as fases de execução.

Devido à evolução crescente dos equipamentos, a diversidade de opções de diâmetros e profundidades tende a crescer.

É a técnica preferida dos construtores quando se trata de fundações profundas, não só devido a sua produtividade e boa relação custo-benefício, mas também devido à ausência de ruídos e vibrações em relação às edificações vizinhas e ao próprio andamento da obra. Sua execução é possível tanto em solos coesivos como arenosos, na presença ou não do lençol freático e atravessa camadas de solos resistentes com índices de SPT acima de 50 dependendo do tipo de equipamento (Hachich *et al.*, 1998). No Distrito Federal ela vem sendo bastante usada em obras com fundação assente abaixo do nível d'água e em estruturas de contenção, principalmente do tipo estacas justapostas como é o caso da obra a ser analisada nessa dissertação de mestrado.

### 2.1.1 MÉTODO EXECUTIVO

O processo de execução obedece ao seguinte roteiro: posicionamento do equipamento de acordo com a locação da estaca prevista em projeto, perfuração, concretagem simultânea à extração da hélice do terreno seguida da colocação da armadura (Figura 2.1).



**Figura 2.1** – As 4 etapas do processo de execução da estaca hélice contínua monitorada (Naresi, 2010)

### 2.1.1.1 PERFURAÇÃO

Somente iniciará a perfuração se ocorrer o alinhamento da torre com o pino da locação e após o tubo central da haste ficar protegido contra a entrada de solo ou a água através de uma tampa metálica provisória (Hachich *et al.*, 1998). A Figura 2.2 mostra a perfuratriz já alinhada e o exato momento da colocação da tampa provisória:



**Figura 2.2** – Colocação da tampa provisória no trado da hélice

A perfuração é uma operação contínua, consiste da introdução do trado ou hélice de perfuração no terreno (Figura 2.3), que é composta por um trado helicoidal contínuo com suas hélices em torno de um tubo central vazado, que por meio de um torque compatível vencerá a resistência do solo. Então, em função do tipo do equipamento e do diâmetro do trado é que se tem o valor do torque máximo necessário para cada tipo de terreno e diâmetro da estaca (Hachich *et al.*, 1998). Após o início da perfuração, é importante minimizar o eventual desconfinamento provocado pela remoção excessiva do solo, conseqüentemente gerando perda na capacidade de carga, sendo assim necessário e indispensável que o torque aplicado ao trado seja adequado.



**Figura 2.3** – Perfuração no terreno a partir da hélice

### 2.1.1.2 CONCRETAGEM

Após a perfuração da hélice até a profundidade de projeto, começa a concretagem da estaca, mas somente depois da retirada do trado cerca de 20-40cm, permitindo assim a expulsão da tampa metálica provisória devido ao bombeamento do concreto através do tubo central vazado. A concretagem ocorre de forma lenta e contínua, sem que ocorra o seu giro, ou, no caso de terrenos arenosos, girando-se lentamente no mesmo sentido da perfuração até o final da concretagem. A NBR 6122 (ABNT, 2010), recomenda a resistência característica  $f_{ck}$  de 20 MPa aos 28 dias, para o concreto bombeável composto de areia, pedrisco e brita 1, consumo de cimento de 350kg/m<sup>3</sup>, sendo facultativa a utilização de aditivos. No Distrito Federal, observa-se a utilização do concreto com  $f_{ck}$  de 20 MPa para um consumo de 400 a 450kg/m<sup>3</sup>, composto de areia, pedrisco e brita 0, com o abatimento ou “*slump-test*” mantido entre 200-240mm. Essa diferença entre o Distrito Federal e a norma, se deve pela garantia de fluidez do concreto utilizado.

A velocidade de extração da hélice do terreno será controlada pelo operador, sempre mantendo a pressão de injeção do concreto positiva ou no mínimo zero, garantindo a integridade

e a continuidade do fuste da estaca. Pelo fato da concretagem ser feita sob pressão, e tendo o abatimento elevado, não se deve executar uma estaca próxima a outra recentemente concretada, pois pode ocorrer ruptura do solo entre as mesmas. Como regra geral de orientação, recomenda-se que só se execute uma estaca quando todas as demais, espaço mínimo correspondente a 5 diâmetros, já tenham sido concretadas há pelo menos 12 horas.

Utiliza-se uma bomba de concreto junto ao equipamento de perfuração através de uma mangueira flexível de 100mm de diâmetro interno e na medida que a estaca é concretada ocorre a sua limpeza. Pode ser visto na Figura 2.4 o equipamento para bombeamento do concreto e a limpeza manual do trado.



**Figura 2.4** – a) Lançamento do concreto no caminhão guia; b) Concretagem com simultânea limpeza do trado

### **2.1.1.3 COLOCAÇÃO DA ARMADURA**

Após o processo de concretagem da estaca, se inicia a colocação da armadura no concreto fresco e, portanto com as dificuldades inerentes a este processo de instalações (Antunes & Tarozzo, 1996).

A armadura tem o formato de gaiola enrijecida e pode ser colocada na estaca manualmente ou mecanicamente, lembrando que para facilitar sua introdução, o diâmetro externo da gaiola deve ser 10cm menor que o diâmetro da perfuração. Pode-se observar mais a colocação manual, com ajuda da mesa da perfuratriz ou até mesmo pela pá-carregadeira utilizada a princípio para remoção do solo escavado. A Figura 2.5 mostra o processo da colocação da armadura manualmente e através do auxílio da pá-carregadeira:



**Figura 2.5** – a) Colocação da armadura manualmente; b) Com o auxílio da pá-carregadeira

As estacas submetidas apenas a esforço de compressão, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), normalmente não necessitam armação, mas na prática levam uma armadura no seu topo, em geral variando entre 4,00m e 6,00m de comprimento. Para as estacas submetidas à ação de esforços horizontais e momentos fletores no seu topo, o comprimento da armadura deve abranger todo o trecho do fuste da estaca onde atua o diagrama do momento, sendo geralmente menores do que o tamanho do fuste.

Faz-se necessário para as estacas submetidas à esforços de tração o uso de armações longas, com formato de estribos em espiral soldados na armação longitudinal, para evitar deformações durante a execução e na própria armação longitudinal o seu peso e rigidez tem que ser compatível com o comprimento da estaca (Penna *et al.*, 1999).

A armadura no topo visa proporcionar uma ligação entre a estaca e o bloco de coroamento, garantindo também sua integridade estrutural. Então, caso a armadura afunde da superfície, perde-se esse elo, devendo-se introduzir uma nova armadura diante de algum procedimento viável de acordo com o ocorrido em campo.

O tempo de execução entre o término da concretagem e a colocação da armadura deve ser o menor possível, aproximadamente 8 minutos. Lembrando que outra providencia executiva prudente é, ao confeccionar-se a armação, deixar a sua “base” num trecho de 1metro, com a seção tronco-cônica para facilitar a sua introdução no concreto (Penna *et al.*, 1999).

## 2.1.2 EQUIPAMENTOS DE EXECUÇÃO

Para a execução da estaca hélice contínua é necessário um equipamento constituído por: máquina perfuratriz, trados helicoidais, sensores, bomba de injeção de concreto com sua respectiva mangueira acoplada, o sistema digital de monitoração *SACI* (*Continuous Flight Auger Instrumentation*) com seu elemento de memória ou outro sistema relacionado, retroescavadeira e por fim, os utensílios de limpeza da perfuratriz. Pode-se observar na Figura 2.6 a vista evidenciando todos os equipamentos utilizados.



**Figura 2.6** – Equipamentos utilizados durante a execução de uma estaca hélice contínua

## 2.1.3 CONTROLE DE EXECUÇÃO

Segundo Magalhães (2005), o monitoramento eletrônico da execução das estacas, se bem usado e interpretado, é uma ferramenta de grande utilidade e capaz de trazer confiabilidade à qualidade da estaca, pois se trata do controle em todas as etapas da execução.

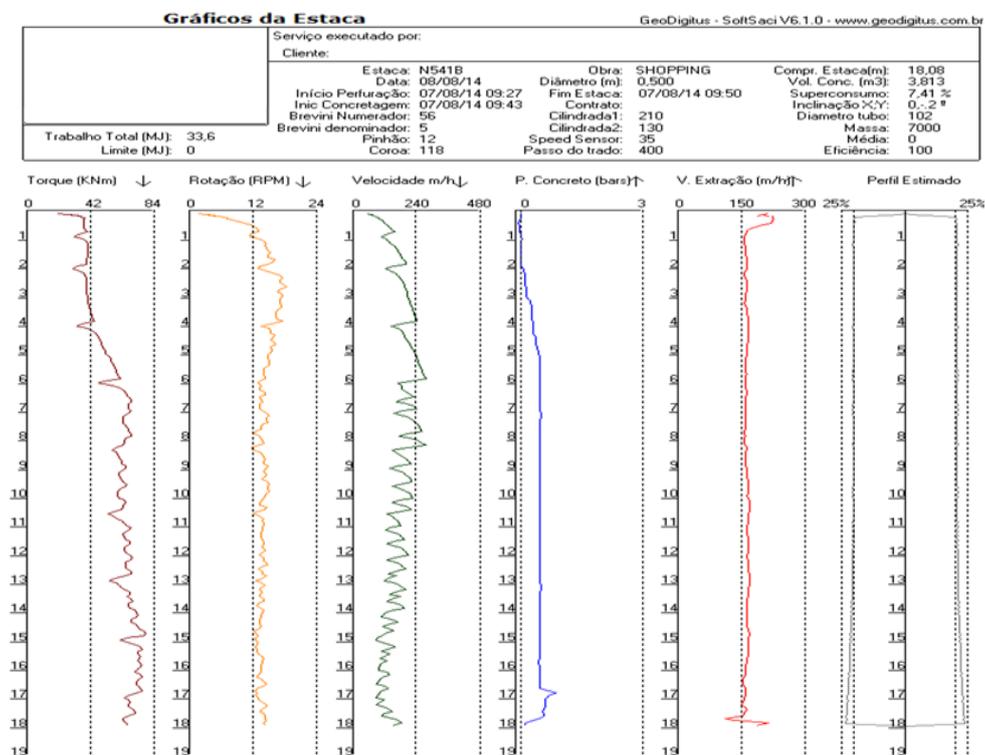
Realizou-se o monitoramento em campo com o equipamento *SACI*, da empresa Geodigitus, que representa um dos recursos técnicos disponíveis no mercado. Ele é constituído por um computador alimentado eletricamente pela própria bateria do equipamento, com mostrador digital instalado na cabine do operador (Figura 2.7) e sensores colocados na máquina por meio de cabos elétricos que informam todos os dados de execução da estaca, para posteriormente serem transferidos, através de um drive especial, para aplicação no software *SoftSaci*. Segundo o manual de instruções *SACI2* e *SoftSaci2 v4* (2010), o sensor mais

importante é o que registra a pressão do concreto, inserido na linha de bombeamento do concreto, mas diferente dos demais, sua instalação é feita através do link de rádio, eliminando-se a possibilidade de ruptura de longos cabos nessa operação crítica.



**Figura 2.7** – Computador instalado na cabine do operador, sistema SACI

Os dados de execução da estaca medidos em campo e transferidos para o software *SoftSaci* são: profundidade, inclinação da torre, velocidade de penetração e extração do trado, torque, trabalho para perfurar a estaca, tempo de execução, pressão de injeção de concreto, volume de concreto bombeado e o sobre consumo. A Figura 2.8 representa esses dados, que na verdade é uma espécie de folha de relatório executivo.



**Figura 2.8** – Folha de relatório executivo de uma estaca monitorada

## **2.2 CONSIDERAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA NBR 6122:2010**

Desde Outubro de 2010, a NBR 6122 (ABNT, 2010), que trata de projetos e execuções de fundações entrou em vigor, substituindo a edição de 1996, buscando mais segurança ao aliar avanços tecnológicos ao porte das obras, às novas metodologias nos projetos de fundações da construção civil.

Entre as alterações da antiga norma para a atual, destaca-se a introdução do conceito da região representativa do terreno, permitindo um projeto mais otimizado, desde que se tenha um melhor conhecimento do subsolo local, com a possibilidade de redução dos fatores de segurança de acordo com a quantidade de provas de carga e sondagens executadas.

Segundo Silva (2011), a nova norma faz um contraponto à filosofia da representação da margem de segurança apenas pelo fator de segurança, reforçando também a necessidade da quantificação pelos métodos probabilísticos. No caso, reconheceu-se que a engenharia de fundação não é uma ciência exata e que os riscos são inerentes aos métodos executivos e à própria variabilidade do maciço, favorecendo e permitindo então o uso de conceitos probabilísticos.

## **2.3 SEGURANÇA NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**

Quando o assunto é segurança das fundações profundas, tem-se uma grande preocupação em sua avaliação, pois ela está diretamente relacionada às variabilidades e incertezas geotécnicas, sujeitas a variados fenômenos, técnicas construtivas, condições diferentes de tipos de solo encontrados. No entanto, por se tratar da segurança em projetos e execuções realizadas pelo ser humano, eventuais erros poderão ser cometidos. Assim, infelizmente não é possível a redução da probabilidade de acidentes à zero.

Segundo Hachich & Santos (2006), tais incertezas geotécnicas representam em primeiro lugar as intrínsecas, que estão implícitas no caráter probabilista quando se trata dos fenômenos naturais. Dessa forma, segundo os autores, não há como prever deterministicamente, por exemplo, os carregamentos aos quais uma fundação estará sujeita ao longo da vida útil da obra. Em seguida, temos as incertezas do modelo, ou seja, nenhuma teoria no qual ele se baseia pode ser inteiramente fiel a realidade.

Uma fundação segura para Silva (2011) abrange duas concepções: trata-se do aspecto qualitativo quando a mesma possuir resistência para suportar as cargas solicitantes durante toda

sua vida útil sem apresentar sinais de alertas ou falhas que comprometam a sua utilização e quando se trata de aspectos quantitativos, que seria a determinação de um parâmetro do limite entre o sucesso e a falha de uma fundação.

Existem duas maneiras de alcançar a segurança nos projetos: pelo método das cargas admissíveis, que consiste na aplicação de um coeficiente de segurança global e pelo método dos estados limites, que consiste na aplicação dos coeficientes parciais de segurança. Outros métodos, segundo Hachich *et al.* (1998), que continuam sendo um caminho seguro na direção de melhores critérios de projeto em termos de segurança são os métodos probabilísticos, baseados em análises de confiabilidade.

## **2.4 VARIABILIDADE DOS SOLOS, DO CLIMA E DOS ENSAIOS DE CAMPO NO DISTRITO FEDERAL**

A variabilidade dos solos é uma questão bastante complexa, pois estamos diante de incertezas encontradas em um limitado conhecimento das condições gerais do solo, que dependem, por exemplo, dos fatores topográficos, da cobertura vegetal local e até mesmo da rocha de origem. Segundo Reinert (2011), as incertezas geotécnicas são representadas por dois fatores: a variabilidade natural dos materiais que compõem o solo e aos erros de medida durante os ensaios realizados.

Os solos do Distrito Federal apresentam grande variabilidade, tanto de ocorrência quanto de propriedades. Caracterizam-se como porosos e colapsíveis com espessuras que chegam a ser superiores a 10m, sendo essas constituídas por camadas de concreções lateríticas oriundas do processo de intemperismo das rochas.

Diversas pesquisas foram desenvolvidas com o intuito de caracterizar o comportamento do solo de Brasília, como Camapum de Carvalho *et al* (1993 e 1994), que mostraram que o solo subterrâneo característico da região é composto por uma argila porosa de cor vermelha, sendo esta constituída por argilas, siltes e areias combinados em diferentes quantitativos a depender do domínio da geologia local. Cardoso (2002) menciona que esses solos são denominados porosos por apresentarem estruturas formadas por micro e macro poros e são colapsíveis devido a própria instabilização dessas estruturas, conferindo-lhes uma estrutura bimodal. Para Guimarães *et al* (2002), essa camada de argila porosa, devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentícias, apresenta uma estrutura instável quando sujeita ao aumento de umidade

e/ou a alteração do estado de tensões. Assim, quando submetido aos fatores citados, apresenta-se quase sempre uma brusca variação volumétrica, denominada colapso.

Em função do arranjo estrutural e das composições físico-químicas, mineralógicas e estruturais, os solos caracterizam-se como tropicais lateríticos, com o comportamento hidromecânico peculiar. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2006), pode-se dizer que os fluxos de umidade determinam as condições do estado desses solos, devido as variações da presença de água nos poros e ao transporte de partículas.

O território brasileiro consiste em 65% de solos tropicais, sendo altamente intemperizados devido à influência das elevadas temperaturas, das distribuições das chuvas, do relevo, da fauna e da flora (Toledo et al., 2000). Nessas regiões tropicais, do manto de cobertura até a profundidade acima da franja capilar, nota-se a presença de solos não saturados.

Giltirana Jr. (2005) mostra que as variações dos fluxos de umidade em regiões tropicais são sazonais e dependem normalmente da precipitação, da evaporação e do escoamento superficial. A partir dessas variáveis, necessita-se do entendimento dos relevos, no que se diz a forma da superfície e, principalmente dos fatores climáticos, pois influenciarão na variação de umidade e temperatura do solo.

Palmieri & Larach (1996) citam que o clima representa um dos agentes mais importantes na determinação das propriedades e formação dos solos. Entrando em especificidades, a variabilidade climática devido aos eventos pluviométricos resulta em frentes de umedecimento dos solos, podendo provocar uma redução da sucção e a perda de resistência do maciço em questão, provocando problemas na estabilidade do solo em diversos graus. Outro aspecto, também em função das características climáticas das regiões tropicais sob condição de solos não saturados, mostra que a compreensão da variação sazonal da umidade na atmosfera permite prevenir o comportamento dos solos.

O regime pluviométrico do Distrito Federal marca-se por estações chuvosas seguidas por outra com escassos eventos de precipitação. Segundo o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), os períodos de maio a setembro caracterizam-se como estação amena e seca, devido à baixa nebulosidade, alta taxa de evaporação e a baixa taxa de precipitação. Em contrapartida, entre os meses de outubro e abril, predomina-se a estação quente e chuvosa. Outro dado relevante mostra que a temperatura média anual varia entre 19,5 e 23,5°C.

De acordo com Silva (2011), profissionais da área de fundações e empresas locais tem buscado gradativamente o conhecimento das variáveis que envolvem as soluções de obras de fundações. Ainda segundo o autor, existe a necessidade de criar modelos bidimensionais e tridimensionais de subsuperfícies para que se possa explicar melhor a complexibilidade do solo a ser estudado, mas ainda não foi dado tal importância na prática da engenharia local.

O conhecimento do solo se restringe basicamente aos ensaios geotécnicos de campo e eventualmente de laboratório, experiência profissional e aos estudos relacionados no meio acadêmico. No Distrito Federal, a investigação geotécnica se restringe aos dados obtidos por meio dos seguintes ensaios ditos diretos:

- SPT (*Standart Penetration Test*): sondagem mais usual no Brasil e conseqüentemente no DF, que consiste em um ensaio dinâmico, da cravação vertical de um amostrador padrão no solo, por meio da queda livre de um peso (martelo) de 65kgs para o recolhimento de amostras para posterior análise e classificação táctil visual, determinação da posição do nível ou dos níveis d'água caso encontrado e da resistência do solo a cada metro perfurado. O ensaio é regido pela NBR 6484 (ABNT, 2001);
- SM (Sondagem mista): sondagem executada à percussão até a camada impenetrável, prosseguindo-se com sonda rotativa a partir de coroas de diamante.
- SPT-T (torquímetro acoplado no topo da haste): raramente usado no DF, consiste em um ensaio estático, no qual se faz a medição do torque após a cravação do amostrador padrão do ensaio SPT, permitindo uma melhor avaliação das características geomecânicas do solo;
- CPT (*Cone Penetration Test*): raramente usado no DF, consiste em um ensaio estático, no qual se faz penetração contínua ou incremental de uma ponteira padronizada, para determinação da resistência do solo com ou sem medição da pressão neutra.

## **2.5 CONTROLE DOS ESTAQUEAMENTOS ESCAVADOS PELA ENERGIA DE EXECUÇÃO POR MEIO DO MÉTODO SCCAP**

A engenharia de fundações tem como uma das principais funções definir a profundidade de assentamento das estacas projetadas e a sua correspondente capacidade de carga, mas devido

às incertezas e a limitação nas investigações geotécnicas como um todo, há uma redução da confiabilidade de um projeto a ser executado.

Na execução de um estaqueamento escavado, pode-se obter diversas informações pertinentes a perfuração de cada estaca por meio de um relatório de controle, observado na Figura 2.8. Tais informações representam parâmetros obtidos pelos relatórios gerados a partir da perfuratriz, sendo possível associar a energia aplicada em cada estaca executada com a confiabilidade destas, de modo a controlar o estaqueamento realizado em um projeto.

Essa energia de execução está relacionada diretamente ao trabalho realizado. Por exemplo, em uma perfuração de uma hélice no terreno, realiza-se trabalho e conseqüentemente demanda-se uma energia para esse serviço. A lei da conservação da energia, segundo Silva (2011), é especialmente valiosa quando está relacionada aos sistemas com muitas variáveis, como exemplo, a escavação de uma estaca. Partindo desse princípio, Van Impe (1998), com o objetivo de calcular a energia necessária à escavação das estacas Atlas (estacas com trado cravado por rotação, de concreto moldadas *in loco*), propôs então a equação 2.1, sugerindo essa energia como parâmetro para o controle da capacidade de carga também das estacas escavadas tipo hélice contínua, pois para o mesmo a equação representa a energia dissipada na penetração (avanço) vertical do trado.

$$E_s = \frac{N_d \cdot v_i + n_i \cdot M_i}{\Omega \cdot v_i} \quad (2.1)$$

No qual:

$E_s$  = energia de instalação por unidade de volume [ $J/m^3$ ];

$N_d$  = Força de impulso vertical (peso da máquina hélice + a força descendente) [N];

$v_i$  = Velocidade de penetração vertical do trado [m/s];

$n_i$  = Velocidade angular do trado [Hz];

$M_i$  = Torque aplicado ao trado [N.m];

$\Omega$  = Área da projeção plana do trado [ $m^2$ ];

Silva & Camapum de Carvalho (2010) chegaram à conclusão que quando as estacas são executadas por um mesmo operador em uma mesma máquina perfuratriz, em que o processo de execução é repetitivo e sistematizado, ou seja, tem um mesmo padrão, a energia medida

durante o processo de execução é proporcional à capacidade de carga e a própria energia registrada nos ensaios de campo, como o SPT e CPT. Para quantificar a energia necessária para execução de uma estaca, os autores, através de formulações, elementos de estatística e rotinas baseadas no princípio da conservação da energia, incorporaram ao *software* de monitoramento das estacas escavadas, especialmente as do tipo hélice contínua, rotinas denominadas SCCAP.

O método ou rotinas SCCAP, cuja a sigla significa o sobrenome dos autores Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci, representa um controle automatizado, em tempo real, que registra a energia ou trabalho realizado pelas forças aplicadas ao helicóide durante a execução de cada estaca do estaqueamento. Essa técnica pode ser identificada como um sistema operacional ROTS (*Real-Time Operation System*), trazendo para a prática da engenharia de fundações conceitos estatísticos. São chamados de população ou universo estatístico o conjunto de todos os dados passíveis de coleta para o estaqueamento e de amostra os dados coletados da execução inicial de algumas estacas, a partir dos quais serão obtidos parâmetros representativos para o controle da energia.

A abordagem pode ser de forma probabilística, caso a população tenha a probabilidade conhecida e diferente de zero, ou seja, a realização da coleta de dados de forma aleatória. Caso contrário, será não probabilística ou intencional. O método surgiu a partir de uma representação de amostras com características geotécnicas conhecidas relacionadas a uma prova de carga ou sondagem de campo. Sendo assim, será possível a verificação em tempo real se a capacidade de carga adotada em projeto, correlacionada com a energia, será atendida no decorrer da execução de cada estaca do estaqueamento, permitindo análises e ajustes ponto a ponto.

Silva (2011) organizou os dados amostrados das energias necessárias para execução de cada estaca e agrupou de forma organizada em histogramas. Constatou-se que tinham o comportamento normal, logo, enquadravam-se em uma distribuição de frequência normal, representada por uma média e o desvio padrão. A metodologia foi introduzida no software de controle de execução, conforme o item 2.1.3.

Segundo Assis *et al* (2001), raramente examina-se todos os elementos da população em questão. Se fosse possível acessar todos os elementos da população, não necessariamente alcançaria uma maior precisão nos resultados, pois os erros de coleta e no manuseio de grande gama de dados, normalmente, são maiores do que as imprecisões devido à generalização das conclusões de uma amostra devidamente selecionada.

A quantificação da energia de execução ou trabalho realizado dependerá primeiramente do entendimento do sistema de transferência de calor. Silva *et al* (2012, 2014) determinaram que em função deste sistema presente na execução de uma estaca, possibilita-se a obtenção da energia por meio da integração volumétrica da variação da temperatura do solo. Dessa forma, mostra-se na equação 2.2 a energia total do sistema, considerando que a transferência transiente de calor no solo é bidimensional (2D) e axissimétrica.

$$E_{\text{sistema}} = \iiint_v \rho_s C_{ps} [T_s(r, z, t) - T_s(r, z, 0)] dV \quad (2.2)$$

No qual:

$E_{\text{sistema}}$  = energia térmica total do sistema [J];

$\rho_s$  = densidade do solo [ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ];

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

$T_s$  = temperatura do solo [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$(z, r, t)$  = coordenadas cilíndricas [m, m, s];

$r$  = raio do trado da hélice [m];

$z$  = profundidade [m];

$t$  = tempo [s];

$V$  = referente ao volume [ $\text{m}^3$ ].

Silva (2011) considerou o princípio de Hamilton, determinando-se a variação da energia mecânica produzida pelo sistema, que está relacionada com o trabalho realizado pelas forças externas e, conseqüentemente, equivalem-se a variação da energia térmica total do sistema.

$$\Delta E_{\text{sistema}} = W_R \quad (2.3)$$

No qual:

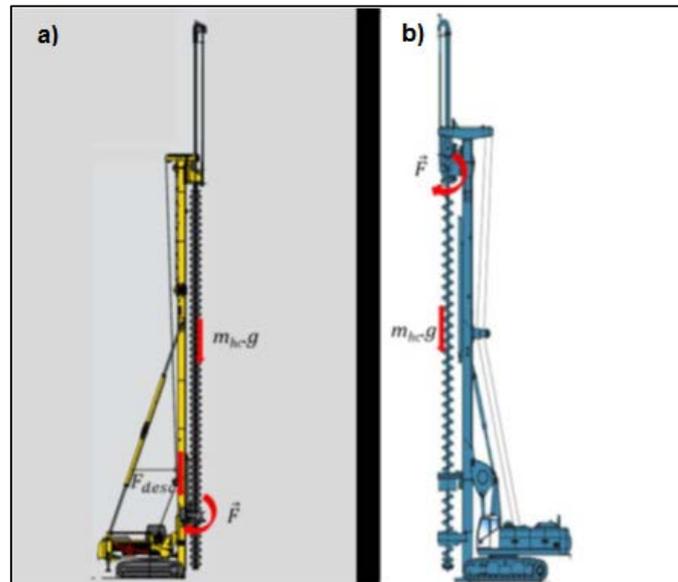
$\Delta E_{\text{sistema}}$  = variação da energia térmica total do sistema [J];

$W_R$  = trabalho realizado pelas forças externas aplicadas ao sistema [J].

O trabalho total realizado pelas forças externas é representado por uma grandeza escalar. Conhecendo-se o torque aplicado ao helicóide e o braço de alavanca, assim como a velocidade angular e de perfuração do trado, determina-se o trabalho da força tangencial, que é o produto

escalar da força pelo deslocamento ao longo da profundidade. Finalmente, temos a força gravitacional e a força descendente, que é a energia mecânica aplicada ao helicóide.

As forças atuantes na máquina são apresentadas pela Figura 2.9 e a representação do cálculo do trabalho total realizado é observado pela equação 2.4.



**Figura 2.9** – Sistema de perfuração e forças – a) Bottom Drive; b) Sistema CFA.

$$W_R = \int_0^{Z_b} m_{hc} \cdot g \cdot dz + \int_0^{Z_b} F_{di} \cdot dz + \int_0^{m \cdot 2\pi} F_i \cdot r \cdot d\theta \quad (2.4)$$

No qual:

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

$Z_b$  = comprimento da estaca [m];

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

$g$  = aceleração da gravidade [ $m/s^2$ ];

$F_{di}$  = força descendente aplicada ao helicóide [N];

$F_i$  = força aplicada no helicóide [N];

$r$  = raio da estaca hélice [m];

$m$  = número de voltas do helicóide durante a escavação.

Do ponto de vista de segurança, as análises em tempo real permitem evitar a paralização da escavação em profundidades inferiores às necessárias para conferir à estaca a capacidade de

carga definida em projeto, superando assim problemas relacionados a variabilidade geológico-geotécnica. Ressalta-se que cada estaca tende a apresentar diferente comportamento, pois outras variáveis, como a pressão de injeção de concretagem, o consumo de concreto e o tipo de solo podem configurar distintas características.

Do ponto de vista econômico, a utilização das rotinas SCCAP tem o potencial de redução de custo do projeto elaborado, ao delimitar critérios energéticos mais precisos e otimizados para o ponto de parada da escavação das estacas.

Utilizou-se a metodologia de forma adequada para esta pesquisa, pois para a obra estudada e segundo Silva (2011), o processo de escavação foi sistematizado, contando então com a mesma perfuratriz e operador. Outro fator preponderante foi a realização de três provas de carga, associando-se as energias de execução e o consumo de concreto com a capacidade de carga aferida nos ensaios.

## **2.6 ESTADO DE TENSÃO COMO ELEMENTO DETERMINANTE PARA A ENERGIA DE EXECUÇÃO**

Para as análises de energia de execução, o estado de tensões mostra-se de fundamental importância. Portanto, vai-se discutir sob os pontos de vista numérico e experimental como a evolução da obra pode impactar nas tensões transmitidas à perfuratriz durante a execução das estacas.

Há na literatura uma série de trabalhos que discute a evolução do estado de tensões quando da execução de contenções. A partir desses trabalhos, vai-se discutir como a tensão horizontal total varia nos vários estágios de construção.

### **2.6.1 ANÁLISE NUMÉRICA**

A execução de uma escavação impacta no estado de tensão a que o maciço está submetido. O acompanhamento da evolução do estado de tensão, desde o início dos procedimentos construtivos da obra até ao final do período de consolidação, demonstra-se como um fator importante para o conhecimento da competência do terreno.

Seguindo esse entendimento, o trabalho desenvolvido por Costa (2005) mostrou-se relevante para o entendimento dos efeitos dos estados das tensões sob o ponto de vista da energia de execução da presente dissertação. Dos resultados e análises referentes ao trabalho

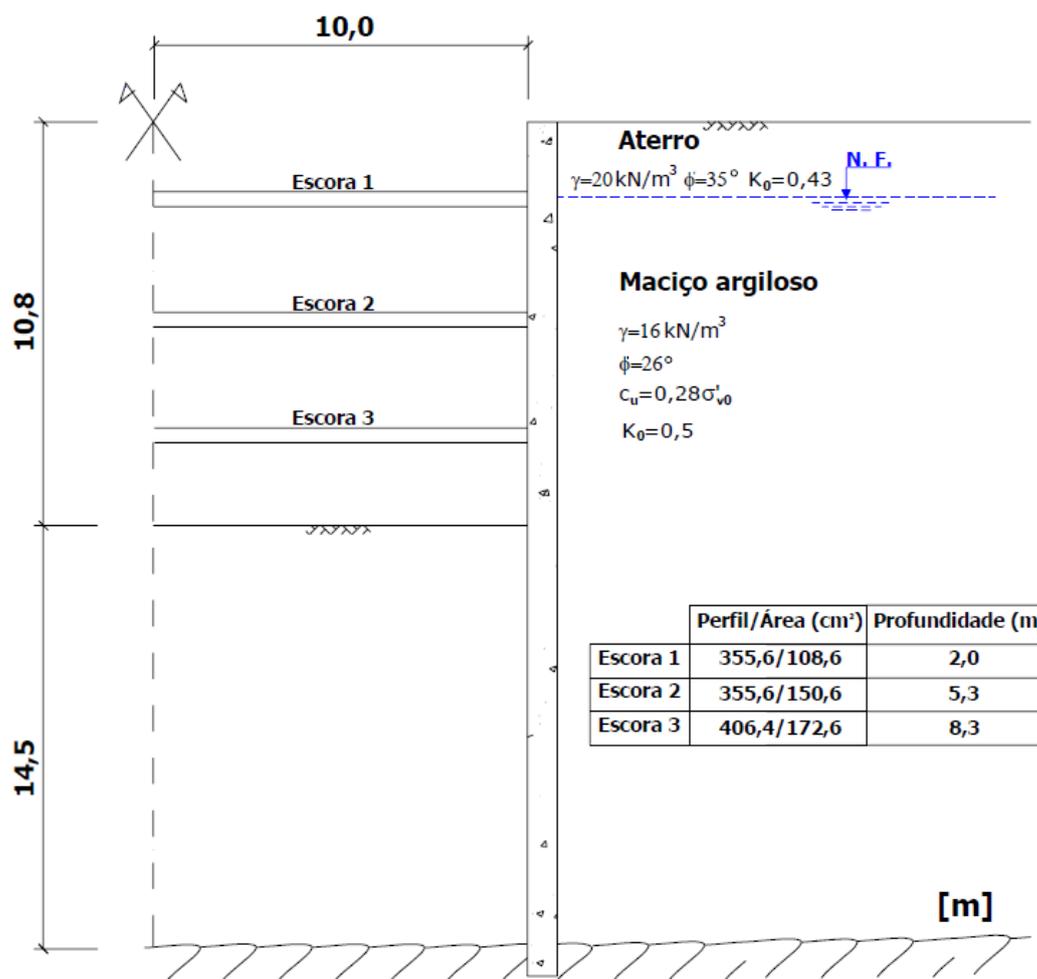
do autor citado, destacam-se ênfases aos comportamentos decorrentes dos efeitos de tensões do maciço ao redor da escavação em termos de tensões totais horizontais.

Segundo Costa (2005), a utilização dos métodos numéricos avançados, tais como os utilizados no decorrer daquele trabalho, representa uma ferramenta útil para a estimativa do comportamento das obras geotécnicas. Para as análises dos estados de tensões, procedeu-se à simulação numérica de uma escavação escorada em maciços de natureza argilosa, analisando-se o comportamento do sistema da estrutura de contenção em relação ao maciço em todas etapas construtivas.

O programa de cálculo bidimensional utilizado, baseado no método dos elementos finitos que incorpora modelos constitutivos do solo, desenvolveu-se na própria Universidade do Porto (Borges, 1995). O método consiste na discretização do meio, permitindo a integração das equações diferenciais que regem o problema, principalmente mecânicas. Estuda-se o problema mecânico à luz da mecânica dos meios contínuos, existindo duas condições fundamentais que qualquer ponto pertencente a um sólido tem que respeitar: o equilíbrio no interior do corpo por meio das equações de equilíbrio e o equilíbrio na fronteira pelas ações aplicadas na superfície do corpo.

Para o caso estudado, Costa (2005) recorreu aos modelos constitutivos elastoplásticos de Cambridge, fundamentados no conceito de estado crítico e adequados para a representação do comportamento do solo. A vantagem destes tipos de modelos em relação a outros mais complexos se dá pela redução de parâmetros necessários ao estabelecimento das equações governativas, sem prejudicar seriamente a simulação dos aspectos fundamentais do comportamento real dos solos (Chang et al., 1999). Ressalta-se que o comportamento dos tirantes também foi admitido como elástico, linear e isotrópico e os valores adotados para os parâmetros da formação argilosa correspondem aproximadamente aos solos argilosos de Chicago, EUA.

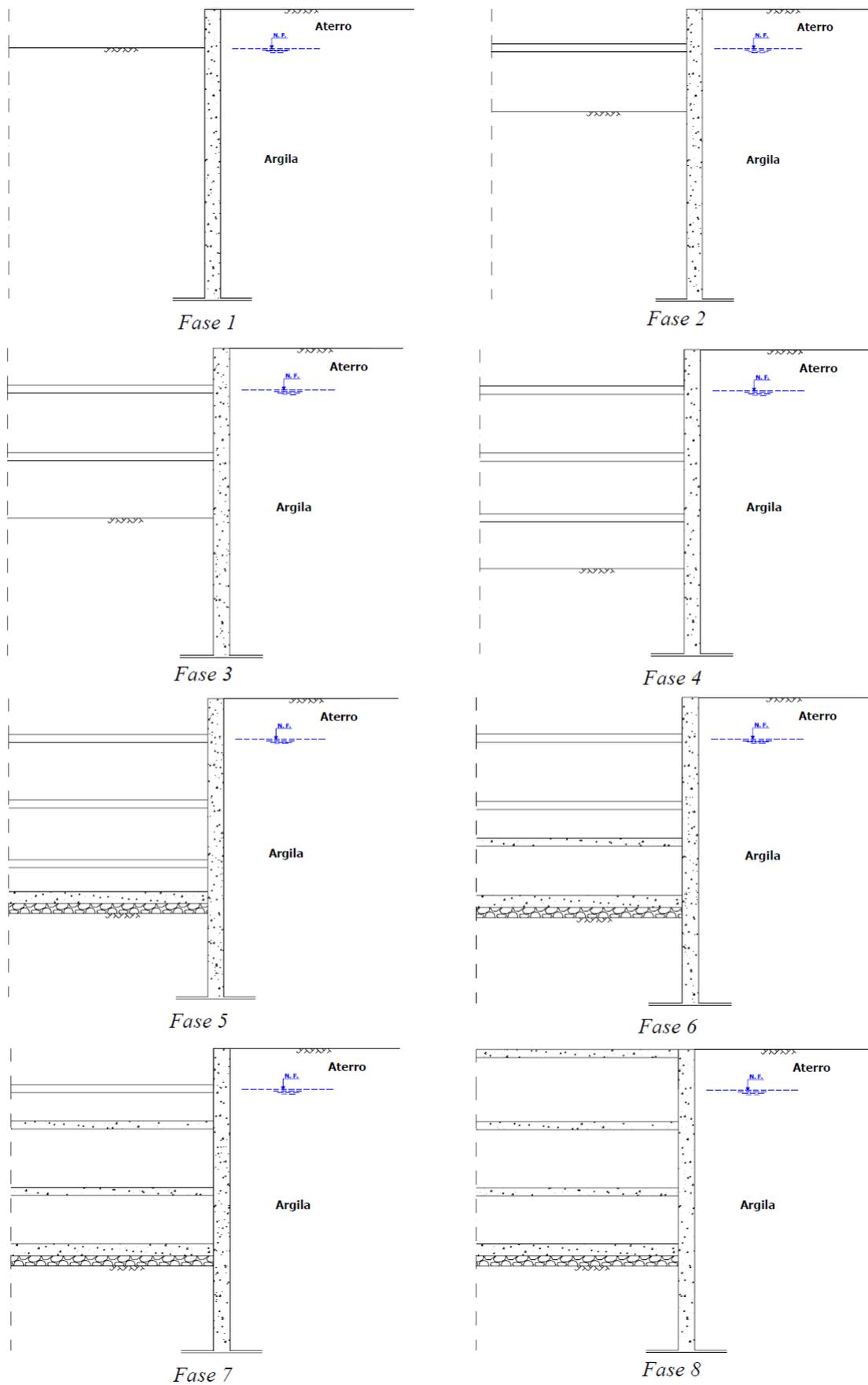
O caso escolhido por Costa (2005) refere-se a uma escavação realizada com o intuito de construir um parque de estacionamento subterrâneo. As características e a geometria do caso são mostradas na Figura 2.10, ressaltando a semelhança com o caso de estudo da presente dissertação.



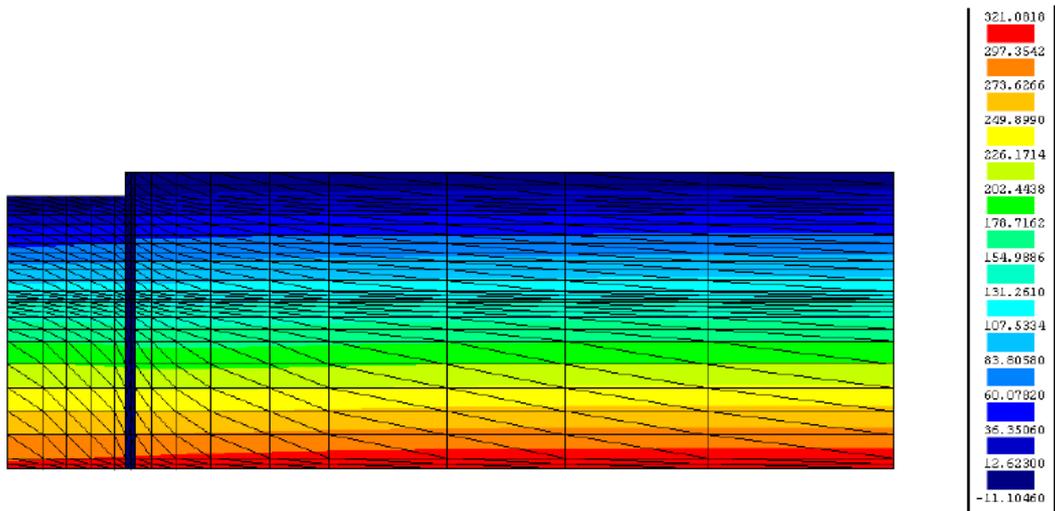
**Figura 2.10** - Características do estudo de caso (Costa, 2005)

Todas as fases durante e após os procedimentos construtivos da escavação são mostradas na Figura 2.11 em detalhes. Em sequência, apresentou-se nas Figuras 2.12 a 2.16 os resultados obtidos durante as quatro fases correspondentes ao período de execução e ao período final de escavação da cortina de contenção, em termos de tensões totais horizontais.

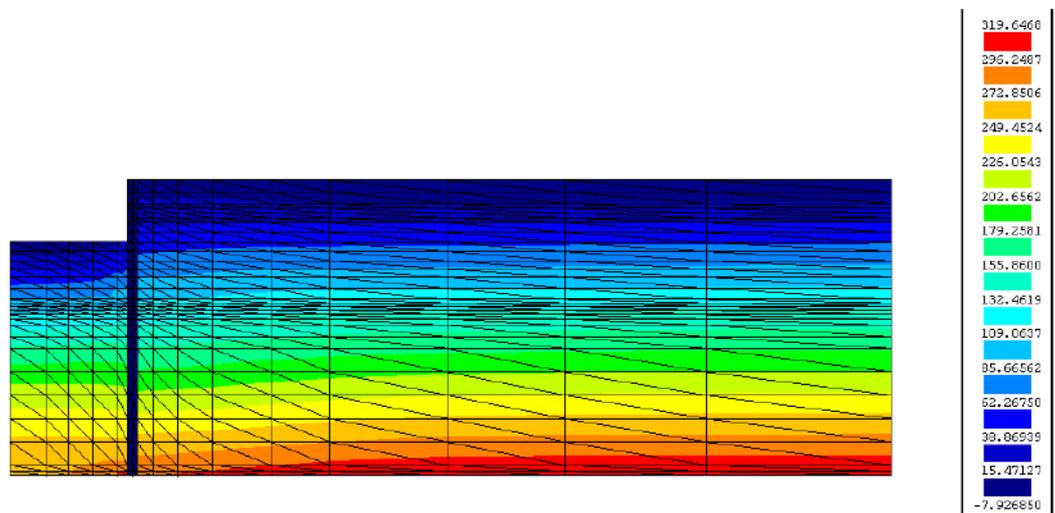
As análises dos resultados permitiu identificar tendências distintas no perfil de solo escavado (em direção ao centro do terreno) e no perfil de solo suportado (maciço ao nível da superfície).



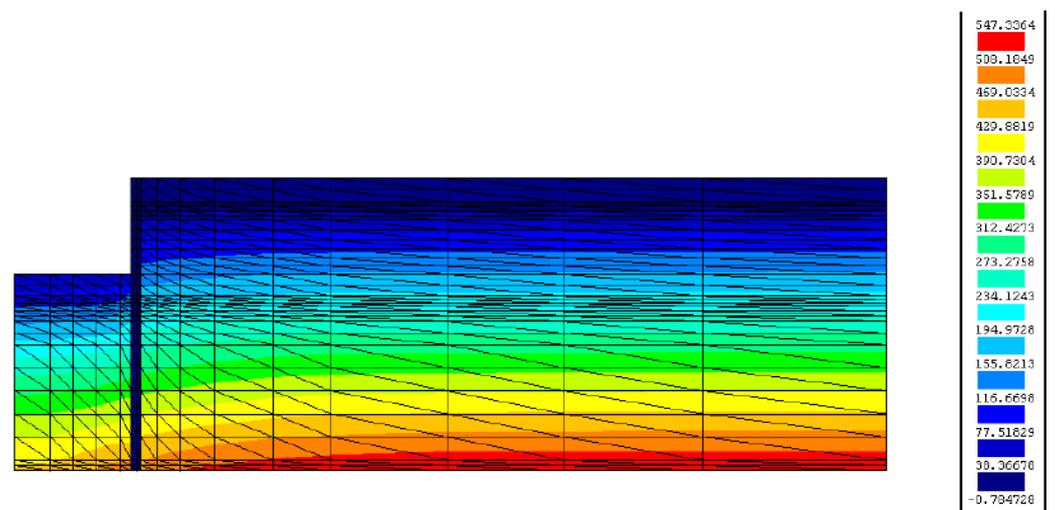
**Figura 2.11** – Fases de execução da escavação e após consolidação (Costa, 2005)



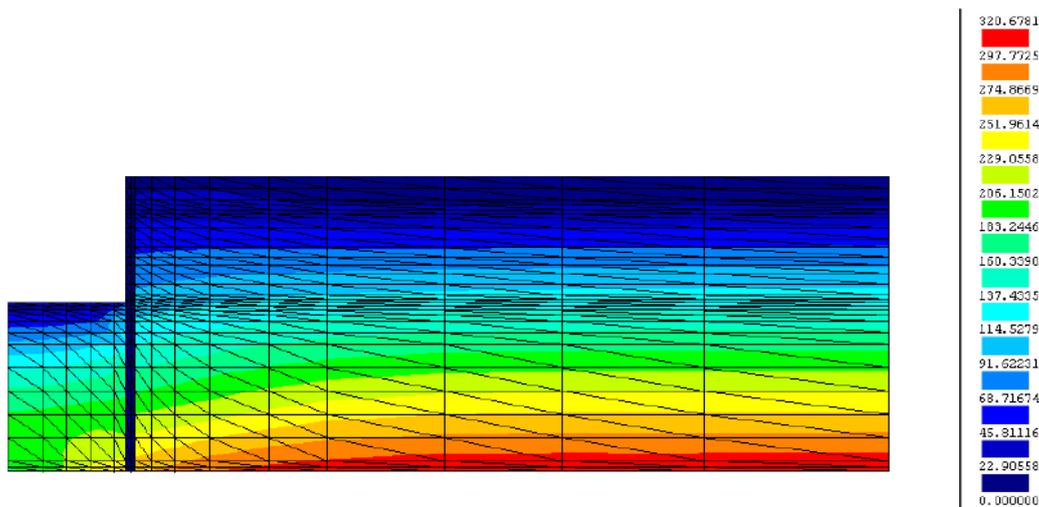
**Figura 2.12** – Estado de tensão total horizontal após a fase 1 de escavação (Costa, 2005)



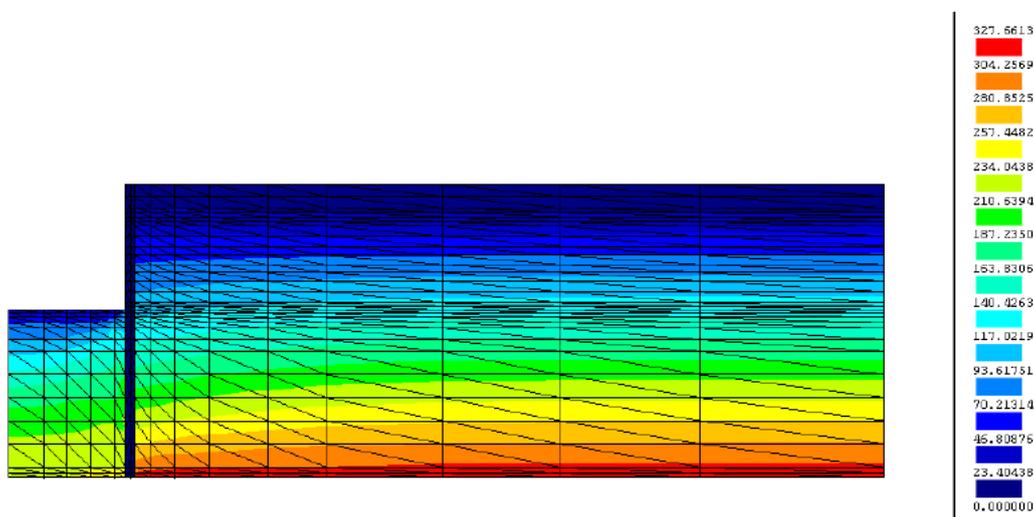
**Figura 2.13** – Estado de tensão total horizontal após a fase 2 de escavação (Costa, 2005)



**Figura 2.14** – Estado de tensão total horizontal após a fase 3 de escavação (Costa, 2005)



**Figura 2.15** – Estado de tensão total horizontal após a fase 4 de escavação (Costa, 2005)



**Figura 2.16** – Estado de tensão total horizontal no final da consolidação (Costa, 2005)

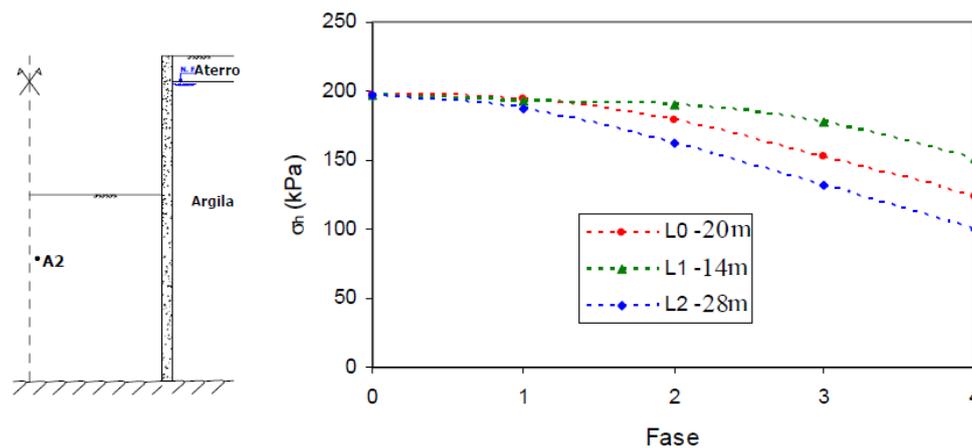
O maciço do perfil escavado é solicitado devido a remoção do peso do solo e da compressão lateral devido ao movimento da contenção em direção ao corte. Em todas as fases de escavação percebeu-se uma diminuição generalizada das tensões totais horizontais.

Tratando-se do perfil suportado, ao lado do escavado, o maciço suportado sofre desconfinamento lateral devido ao movimento da contenção direção ao corte, diminuindo-se também as tensões horizontais, que se torna mais evidente nas últimas fases de escavação.

Na zona escorada, as tensões horizontais totais tendem a diminuir nas primeiras fases de escavação, verificando-se um acréscimo das mesmas nas fases seguintes; este fenómeno era previsível e se deve ao efeito de arco, que leva à transferência de tensões nas regiões mais

profundas para a zona escorada devido ao diferencial de deslocamentos verificado entre as mesmas regiões (Bjerrum *et al.*, 1972).

A Figura 2.17 ilustra o estado de tensão total horizontal ao final da construção, mas dessa vez correspondendo ao comportamento do solo em um ponto nomeado A2, localizado abaixo do último nível de escavação, simulando-se também diferentes larguras de escavação.



**Figura 2.17** – Estado de tensão total horizontal no ponto A2 em diferentes larguras de escavação (Costa, 2005)

Notou-se que a largura da escavação indica um dos parâmetros que pode ter grande influência no processo de deformação do solo. A maior largura da escavação indica maior volume de solo e maior alteração do estado de tensão horizontal. Costa (2005), cita ainda que, para as distâncias horizontais superiores a seis vezes a profundidade de escavação, a perturbação do estado de tensão deixava de ter significado.

Sempre que possível, os resultados obtidos por simulações numéricas devem ser comparados com os resultados da instrumentação de obras reais, validando-se assim os modelos de cálculo utilizados. Essa comparação será descrita na próxima subseção.

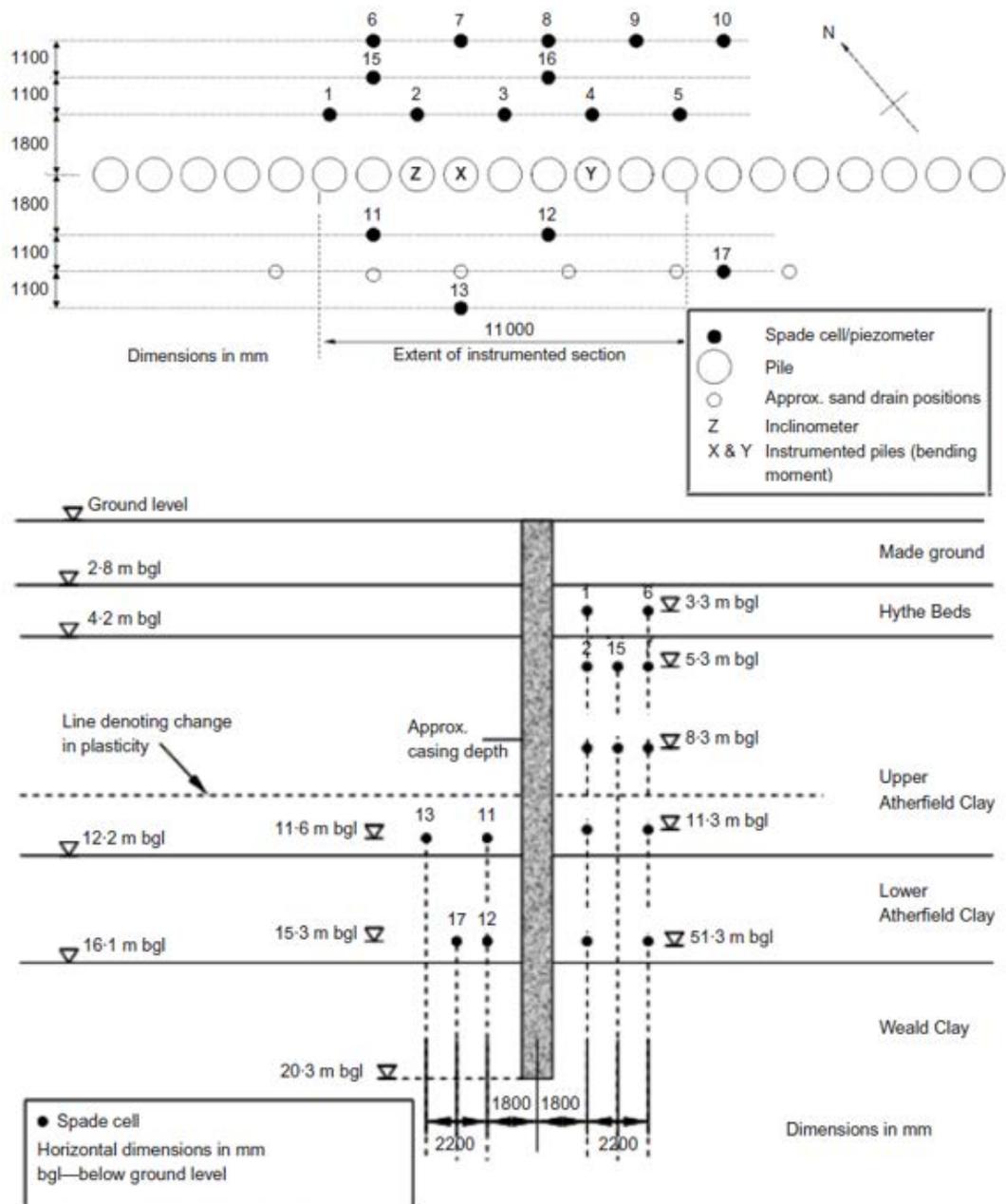
## 2.6.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL

O estudo experimental como outra forma de análise do estado de tensão para o entendimento da energia de execução, publicado por Richards *et al.*, (2007), refere-se a um caso na Inglaterra. A obra executada refere-se ao canal ferroviário do túnel da mancha, sendo a primeira linha ferroviária a ser construída no Reino Unido há mais de um século.

As cortinas de contenção do túnel e os cortes executados localizaram-se em um perfil estratigráfico argiloso. Das análises demonstradas pelos autores, coletaram-se os resultados

referentes as tensões totais horizontais no solo ao redor das estacas justapostas de contenção, mantendo-se as mesmas magnitudes observadas anteriormente nas simulações numéricas.

As instrumentações de monitoramento contaram com as medições das tensões por meio de células de pressão em diferentes profundidades e distâncias da parede. As medições foram realizadas antes, durante e após a instalação da cortina de contenção. Ilustra-se na Figura 2.18 o trecho instrumentado.



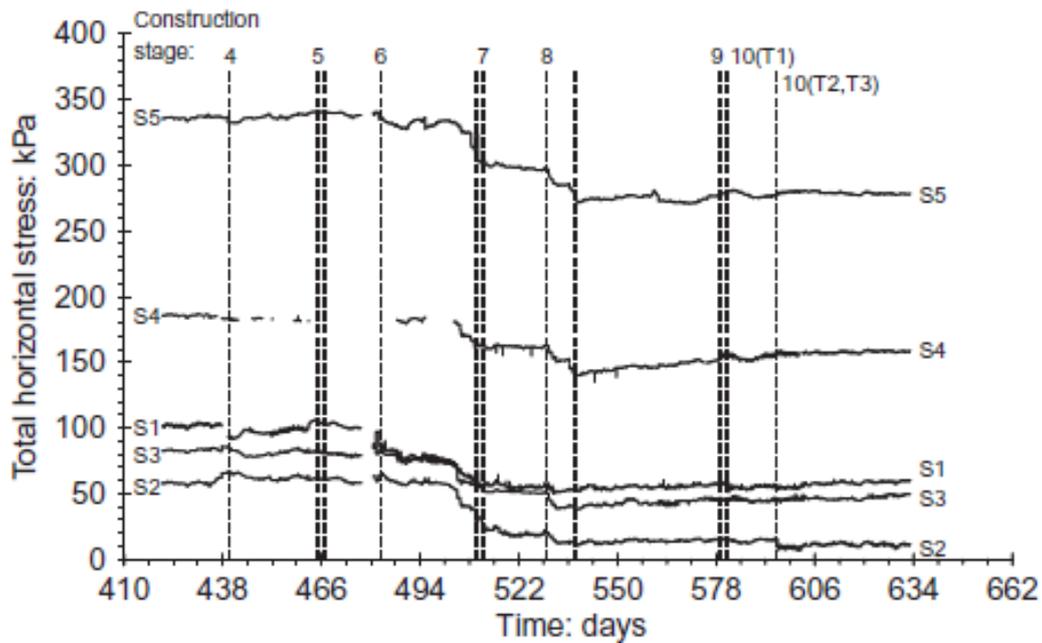
**Figura 2.18** – Posições da célula de pressão no estrato geológico do trecho instrumentado (Richards *et al.*, 2007)

Todas as fases durante e após os procedimentos construtivos da escavação são mostradas na Figura 2.19.

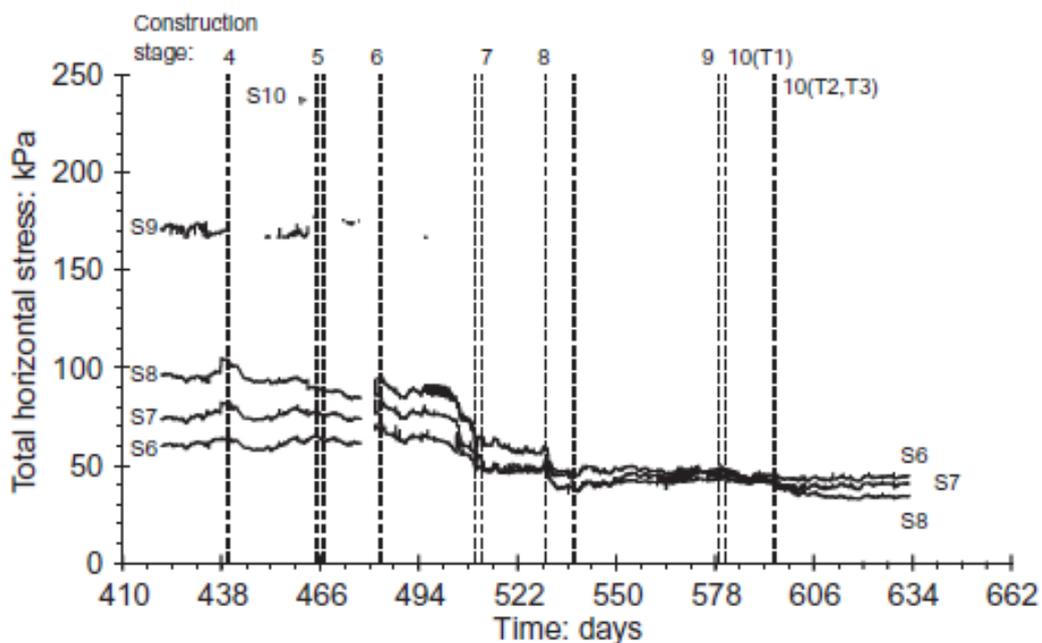
| Stage | Name                                       | Schematic | Day     | Date  |
|-------|--|-----------|---------|---|
| 1     | Spade cell installation                    |           | 1–13    | 8–20 October 1999   |
| 2     | Pile installation                          |           | 47–71   | 23 November to 17 December 1999                           |
| 3     | Sand drain installation                    |           | 349–352 | 20–23 September 2000                                      |
| 4     | Capping beam construction                  |           | 440–442 | approximately 20–22 December 2000                         |
| 5     | RC (reinforced concrete) prop construction |           | 465–467 | Props 1 and 2: 14 January 2001<br>Prop 3: 16 January 2001 |
| 6     | Excavation phase 1                         |           | 483–509 | 1–27 February 2001<br>(no work 7–21 February inclusive)   |
| 7     | Temporary prop installation                |           | 512–522 | Prop 1: 2 March 2001<br>Props 2 and 3: 12 March 2001      |
| 8     | Excavation phase 2                         |           | 530–537 | 20–27 March 2001  |
| 9     | Base slab construction                     |           | 579     | 8 May 2001  |
| 10    | Temporary prop removal                     |           | 581     | Prop 1: 10 May 2001<br>Props 2 and 3: 24 May 2001         |
|       |  |           | 595     |   |

**Figura 2.19** – Fases de execução da escavação e após consolidação (Richards *et al.*, 2007)

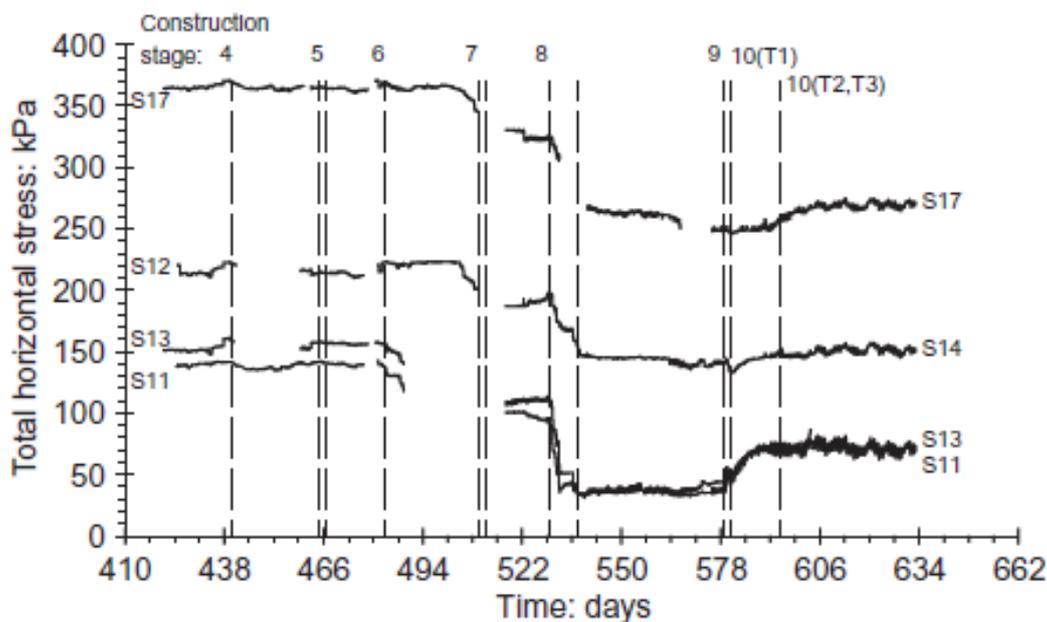
As Figuras 2.20 a 2.22 mostram os resultados das tensões totais horizontais medidas a 1,275m e 3,475m no perfil suportado pela escavação (atrás da parede de contenção), e 1,3m no perfil escavado (frente da parede de contenção), durante as fases de execução.



**Figura 2.20** – Tensão total horizontal medida a 1,275m da parte de trás da parede durante o período de construção (Richards *et al.*, 2007)

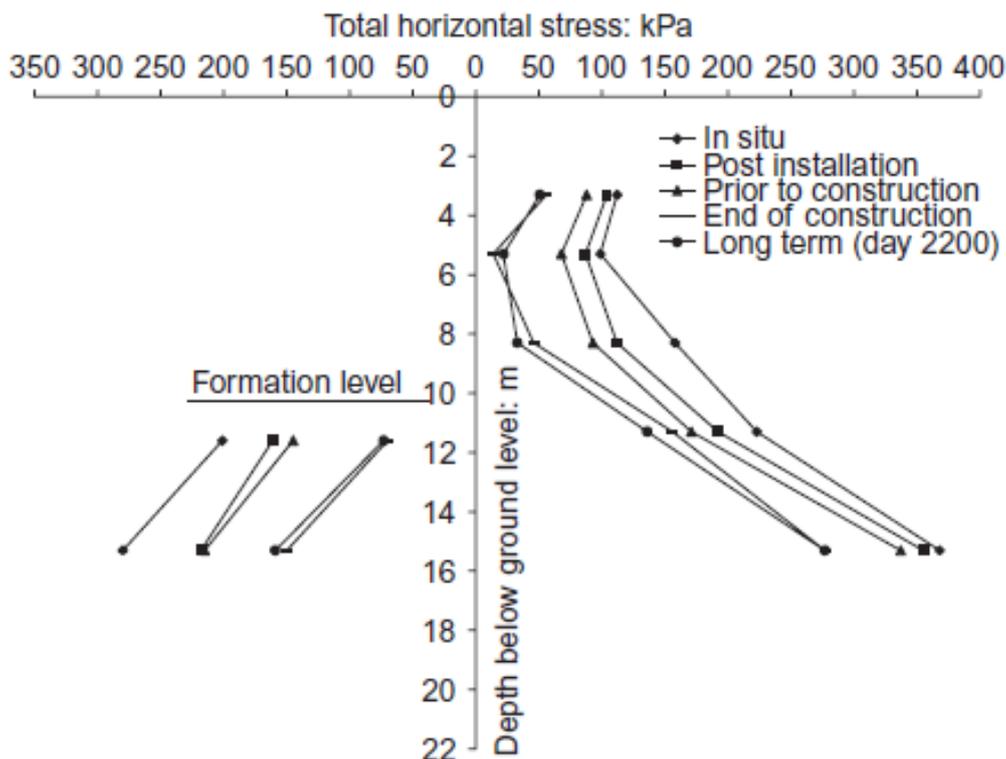


**Figura 2.21** – Tensão total horizontal medida a 3,475m da parte de trás da parede durante o período de construção (Richards *et al.*, 2007)



**Figura 2.22** – Tensão total horizontal medida a 1,3m na frente da parede durante o período de construção (Richards *et al.*, 2007)

A Figura 2.23 simplifica as tensões totais horizontais, tanto no perfil suportado quanto no escavado, facilitando-se a leitura dos resultados antes e imediatamente após a escavação e instalação da cortina de contenção, assim como a longo prazo.



**Figura 2.23** – Tensões totais horizontais atrás e na frente da parede de contenção, antes e depois da escavação e instalação da contenção, e a longo prazo (Richards *et al.*, 2007)

Os resultados, citados por (Richards et al., 2007), demonstram que a tensão total horizontal atrás da parede reduziu substancialmente durante a escavação para as distâncias de 1,275m e 3,475m. Como esperado, as reduções de tensões foram menores em uma distância de 3,475m quando comparado a 1,275m. Isso deve-se ao efeito ou redistribuição de tensões nas proximidades da cortina de contenção, ficando claro que na medida em que se afasta, reduz-se a alteração do estado de tensões.

Na frente da parede, reduções na tensão total horizontal justificaram-se pela remoção da sobrecarga, que por si só implicaria em uma redução da tensão, e o movimento da cortina de contenção no solo, o que, isoladamente, seria esperado que causasse um aumento. Entende-se que a remoção do solo consiste em um efeito mais dominante do que o aumento da tensão lateral devido ao movimento da cortina.

As tensões totais horizontais aumentaram após execução da laje frente a remoção dos tirantes temporários. Depois disso, nenhuma tendência clara de qualquer mudança na tensão total horizontal na frente da parede depois construção é aparente.

As mudanças nas tensões totais horizontais medidas a longo prazo foram mínimas, não ocorrendo aumento significativo que podem indicar o possível restabelecimento das condições *in situ*.

Deve-se notar que para as análises numéricas e experimentais apresentadas, observa-se que pela localização geográfica, os perfis estratigráficos diferem quando comparados com o caso presente do solo do Distrito federal. É inegável que a matriz porosa profundamente intemperizada tem características químicas e mecânica diferentes. Por outro lado, quando se fala de comportamento físico, os fenômenos envolvidos na mobilização de tensões no maciço são semelhantes.

O que se pode entender é que não é possível trazer quantitativamente os resultados como uma verdade absoluta, mas sim de maneira qualitativa. Ou seja, o decréscimo de tensões após a instalação da contenção seria verificado em todos os solos avaliados, variando apenas a magnitude da variação verificada. Como a presente dissertação se presta a fomentar a reflexão sobre fatores de influência, a constatação de que o comportamento em termos de tensões totais não mudará (decrécimo), apenas a magnitude dos efeitos, é suficiente para os nossos objetivos. Essa constatação se mostrou como fator relevante para as próximas análises dos resultados.

## **2.7 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS**

A NBR 6122 (ABNT, 2010), item 9.2.2.1, obriga a execução de provas de carga estática em obras que contarem com o total de estacas igual ou superior a 100. Caso o número total seja inferior a 100, não obriga a realização das mesmas.

Quando é aplicado um carregamento vertical sobre uma estaca, ela reagirá de uma forma a evitar o colapso ou escoamento do solo e resistirá a essa solicitação por meio da resistência ao cisalhamento ao longo do seu fuste e pelas tensões normais em função do nível que tange a sua ponta.

Define-se a capacidade de carga ou carga última admissível de uma estaca pela soma das cargas ou solicitações máximas que serão suportadas pelo atrito lateral e pela ponta, podendo ser determinada por meio dos métodos teóricos, métodos semi-empíricos e também pelos métodos práticos de ensaio em campo, como a prova de carga, SPT, CPT, pressiômetro, dilatômetro, etc (Magalhães, 2005).

Nessa pesquisa, analisaram-se, segundo os métodos de Van der Veen (1953) e Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), os resultados de três provas de carga estáticas com carregamento lento para prever a capacidade de carga em diferentes estacas do tipo hélice contínua.

### **2.7.1 PROVAS DE CARGA**

As provas de carga podem ser realizadas sobre fundações superficiais ou profundas. As provas de carga estáticas com carregamento lento sobre fundações profundas são testes para a verificação do carregamento real sobre um elemento de fundação. O ensaio tem como objetivo alcançar e avaliar o comportamento da fundação frente à cargas em níveis crescentes, em incrementos iguais, em que cada um é mantido até a estabilização dos recalques. Sendo assim, mede-se os deslocamentos correspondentes até o limite da carga usado no ensaio ou na ruptura total no sistema estaca-solo (carga *versus* deslocamento).

Os procedimentos voltados aos ensaios de prova de carga são normalizados pela NBR 12131 (ABNT, 2006) – Estacas, Prova de carga estática. Vale ressaltar que a recente revisão da norma exige a realização de provas de carga em 1% de quantidade total de estacas.

### 2.7.1.1 MÉTODO POR VAN DER VEEN

O método Van Der Veen (1953) é um dos métodos para estimativa de carga última mais utilizados no Brasil. A sua previsão é dada pela equação 2.5:

$$P = P_{\text{últ}}(1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (2.5)$$

No qual:

$P$  = carga aplicada;

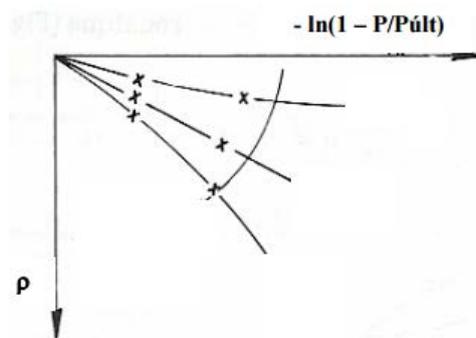
$P_{\text{últ}}$  = carga última;

$\rho$  = recalque corresponde a carga  $P$ .

A variável  $\alpha$  é definida conforme a equação 2.6:

$$\alpha = \frac{-\ln(1-P/P_{\text{últ}})}{\rho} \quad (2.6)$$

Inicia-se então as estimativas de diversos valores de carga última, até que o gráfico  $(-\ln(1-P/P_{\text{últ}}))$  versus  $\rho$  se torne uma reta (Figura 2.24). Vale ressaltar que quando existe recalque de pequena magnitude ou quando a prova de carga é interrompida no trecho inicial da curva carga *versus* recalque, a extrapolação poderá levar a resultados com valores bastante diferentes do real.



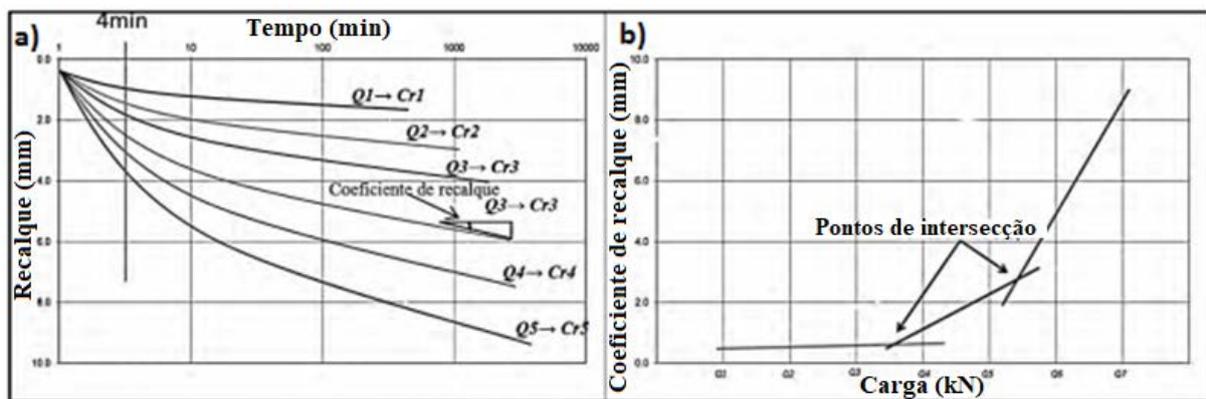
**Figura 2.24** – Estimativa de  $P_{\text{últ}}$

### 2.7.1.2 MÉTODO POR CAMAPUM DE CARVALHO *ET AL.* (2008 E 2010)

Para análises complementares, a curva carga *versus* deslocamento pode ser interpretada conforme proposição de Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010), levando-se em

consideração o comportamento do solo e o mecanismo de interação do solo suporte com a estrutura de fundação.

Realizam-se três análises finais, a primeira a partir da curva obtida em 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, posição de estabilização dos recalques e linearidade da curva (Figura 2.25 (a)). A partir desses coeficientes de recalque ou de deslocamento ( $Cr_i$ ) e das cargas ( $Q_i$ ), é gerado um novo gráfico, carga *versus* coeficientes de recalque. Nesse 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 2.25 (b)).



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

A segunda análise é relacionada com o recalque imediato acumulado, verificando-se em seguida os recalques em cada estágio até o tempo de 4 min. Da mesma forma que a análise anterior, gera-se um gráfico com os pares de recalques acumulados imediatos ( $\rho_{ime_i}$ ) e carga ( $Q_i$ ). No gráfico, são definidos trechos de reta semelhantes aos mostrados na Figura 2.25 (b) 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.

A terceira e última análise conta com a diferença entre o recalque imediato medido aos 4 min e o recalque total correspondente ao recalque por adensamento, deslocamento e/ou secundário. De modo semelhante às duas primeiras análises, com os pares de recalques acumulados por adensamento e/ou secundário ( $\bar{\rho}_{sec_i}$ ) e a carga ( $Q_i$ ), gera-se um gráfico para o coeficiente de recalque ou de deslocamento. A análise com o recalque por adensamento e/ou secundário deve ser feita levando-se em consideração até o tempo final de sua estabilização.

Caso ocorram 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.

$$\bar{\rho}_{\text{secpi}} = \rho_{\text{seci}} + C_s \cdot \log \frac{t_{\text{secti}}}{t_{\text{seci}}} \quad (2.7)$$

No qual:

$\bar{\rho}_{\text{secpi}}$  = recalque secundário ponderado [mm];

$\rho_{\text{seci}}$  = recalque acumulado medido no estágio i [mm];

$t_{\text{seci}}$  = tempo total do estágio secundário [s];

$t_{\text{secti}}$  = tempo total do estágio ponderado [s];

$C_s$  = coeficiente de recalque ou de deslocamento.

Segundo Silva (2011), extrapolar o resultado de prova de carga nem sempre é seguro devido a variabilidade geológico-geotécnica, fazendo-se necessário a utilização de metodologias complementares de controle, como a SCCAP, que utiliza o controle da energia necessária na perfuração ou escavação de uma estaca do tipo hélice contínua.

### 2.7.2 MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)

O método tem o objetivo de calcular a carga última ( $P_{\text{últ}}$ ) da estaca por meio dos seus valores de resistência lateral ou atrito lateral (Pl) e de resistência de ponta (Pp) baseadas inicialmente em ensaios CPT, mas foram feitas correlações e adaptações também para uso de resultados de ensaios SPT.

O método considera a variação de solos e de estacas existentes, existindo assim um parâmetro para as estacas escavadas e, em relação às do tipo hélice contínua, os valores referenciados são em função de pesquisas anteriores, ou seja, menos representativos, mas evidenciados na Tabela 2.2.

A parcela de atrito lateral (Pl) gerada em kN é calculada pela equação 2.8, evidenciada com suas variáveis já definidas e explicadas a seguir.

$$P_l = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \cdot A_l \quad (2.8)$$

No qual:

$\alpha$  e  $K$  = coeficientes da Tabela 2.1 que variam em função do tipo de solo;

$N_{SPT}$  = média entre os valores de  $N_{SPT}$  da camada de solo;

$F_2$  = fator de correção considerando o efeito escala e o tipo de estaca (Tabela 2.4);

$A_l$  = Área lateral da estaca [m<sup>2</sup>].

A parcela de resistência de ponta ( $P_p$ ) gerada em KN é calculada pela equação 2.9 a seguir.

$$P_p = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} \cdot A_p \quad (2.9)$$

No qual:

$K$  = coeficiente da Tabela 2.1 que varia em função do tipo de solo;

$N_{SPT}$  = valor do  $N_{SPT}$  abaixo da ponta;

$F_1$  = fator de correção considerando o efeito escala e o tipo de estaca (Tabela 2.2);

$A_p$  = Área de ponta da estaca [m<sup>2</sup>].

**Tabela 2.1** - Valores dos coeficientes de  $K$  e  $\alpha$  propostos por Aoki e Velloso (1975)

| Classificação do solo | K (KPa) | $\alpha$ (%) |
|-----------------------|---------|--------------|
| Areia                 | 1000    | 1,4          |
| Areia siltosa         | 800     | 2            |
| Areia silto-argilosa  | 700     | 2,4          |
| Areia argilosa        | 600     | 3            |
| Areia argilo-siltosa  | 500     | 2,8          |
| Silte                 | 400     | 3            |
| Silte arenoso         | 550     | 2,2          |
| Silte areno-argiloso  | 450     | 2,8          |
| Silte argiloso        | 230     | 3,4          |
| Silte argilo-arenoso  | 250     | 3            |
| Argila                | 200     | 6            |
| Argila arenosa        | 350     | 2,4          |
| Argila areno-siltosa  | 300     | 2,8          |
| Argila siltosa        | 220     | 4            |
| Argila silto-arenosa  | 330     | 3            |

**Tabela 2.2** – Valores dos coeficientes de transformação F1 e F2 (Cintra e Aoki, 2010)

| <b>Tipo de estaca</b>         | <b>F1</b> | <b>F2</b> |
|-------------------------------|-----------|-----------|
| Franki                        | 2,50      | 5         |
| Pré-moldada                   | 1+D/1,80  | 2.F1      |
| Metálica                      | 1,75      | 3,5       |
| Escavadas                     | 3         | 6         |
| Raiz, Hélice contínua e Ômega | 2         | 4         |

A carga última citada é definida como a soma das resistências do atrito lateral e de ponta, já divididas acima pelos fatores de correção F1 e F2, logo:

$$P_{\text{últ}} = P_l + P_p \quad (2.10)$$

Ressaltando que, sobre a influência e necessidade do fator de segurança igual a dois, a carga admissível ( $P_{\text{adm}}$ ) será:

$$P_{\text{adm}} = \frac{P_{\text{últ}}}{2} \quad (2.11)$$

### **2.7.3 MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978) E POSTERIOR MODIFICAÇÃO (1996)**

Inicialmente, o método de Décourt e Quaresma (1978) baseou-se em análises de provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas, mas podendo-se admitir que o método seja válido para as estacas do tipo Franki, Strauss e estacas escavadas (hélice contínua), e posteriormente abrangendo os demais tipos de estacas. A metodologia trata da estimativa da capacidade de carga de ruptura pela soma das parcelas do atrito lateral e da resistência de ponta da estaca, baseado em resultados fornecidos por sondagens à percussão SPT.

A parcela de atrito lateral ( $P_l$ ) gerada em kN é calculada pela equação 2.12.

$$P_l = r_l \cdot A_l \quad (2.12)$$

No qual:

$r_l$  = tensão devido ao atrito lateral [kPa];

$A_l$  = Área lateral da estaca [m<sup>2</sup>].

O cálculo do valor de  $r_l$  (kPa), segundo as modificações de Décourt e Quaresma (1982), para obter melhor representatividade no cálculo de capacidade de suporte das estacas escavadas, é feito com o valor médio do  $N_{SPT}$  ao longo da estaca ( $\overline{N}$ ), adotando limites de  $3 \leq \overline{N} \leq 15$ , sem considerar a resistência de ponta, observado na equação 2.13.

$$r_l = \left( \frac{\overline{N}}{3} + 1 \right) \cdot 10 \quad (2.13)$$

A parcela de resistência de ponta ( $P_p$ ) gerada em kN é calculada pela equação 2.14.

$$P_p = r_p \cdot A_p \quad (2.14)$$

No qual:

$r_p$  = tensão devido à ponta [kPa];

$A_p$  = Área de ponta da estaca [m<sup>2</sup>].

O cálculo do valor de  $r_p$  será:

$$r_p = K \cdot N_p \quad (2.15)$$

No qual:

$K$  = coeficiente da Tabela 2.3 que varia em função do tipo de solo;

$N_p$  = valor médio de golpes entre os três valores de ponta da estaca (valor imediatamente anterior, o da ponta e o imediatamente posterior).

**Tabela 2.3** – Coeficiente K em função do tipo de solo

| <b>Tipo de solo</b> | <b>Valores de K (KPa)</b> |
|---------------------|---------------------------|
| Argila              | 120                       |
| Silte argiloso      | 200                       |
| Silte arenoso       | 250                       |
| Areia               | 400                       |

Décourt *et al.* (1996) acrescentaram os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  na fórmula original da capacidade de carga, justamente para o ajuste das demais estacas, principalmente das escavadas em geral. É possível definir a capacidade de carga última, fazendo a junção entre com o método original e a modificação, conforme mostrado na equação 2.16.

$$P_{\text{últ}} = \alpha \cdot P_p + \beta \cdot P_l \quad (2.16)$$

No qual:

$P_{\text{últ}}$  = carga última;

$\alpha$  e  $\beta$  = coeficientes da Tabela 2.4 e Tabela 2.5 que variam em função do tipo de solo e estaca;

$P_p$  = parcela de resistência pelo solo da ponta da estaca;

$P_l$  = parcela de resistência por atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

**Tabela 2.4:** Valores para o coeficiente  $\alpha$  proposto por Décourt *et al.* (1996)

| Tipo de solo | Tipo de estaca |                     |                        |                 |      |                         |
|--------------|----------------|---------------------|------------------------|-----------------|------|-------------------------|
|              | Cravada        | Escavada (em geral) | Escava (com bentonita) | Hélice Contínua | Raiz | Injetada (alta pressão) |
| Argilas      | 1,0            | 0,85                | 0,85                   | 0,3             | 0,85 | 1,0                     |
| Silte        | 1,0            | 0,60                | 0,60                   | 0,3             | 0,60 | 1,0                     |
| Areia        | 1,0            | 0,50                | 0,50                   | 0,3             | 0,50 | 1,0                     |

**Tabela 2.5:** Valores para o coeficiente  $\beta$  proposto por Décourt *et al.* (1996)

| Tipo de solo | Tipo de estaca |                     |                        |                 |      |                         |
|--------------|----------------|---------------------|------------------------|-----------------|------|-------------------------|
|              | Cravada        | Escavada (em geral) | Escava (com bentonita) | Hélice Contínua | Raiz | Injetada (alta pressão) |
| Argilas      | 1,0            | 0,85                | 0,90                   | 1,0             | 1,5  | 3,0                     |
| Silte        | 1,0            | 0,65                | 0,75                   | 1,0             | 1,5  | 3,0                     |
| Areia        | 1,0            | 0,50                | 0,60                   | 1,0             | 1,5  | 3,0                     |

Em relação à utilização dos coeficientes de segurança, adota-se o FS com o valor de 1,3 para as parcelas de atrito e para a parcela de ponta o FS é adotado como 4, então a equação 2.17 define a carga admissível.

$$P_{\text{adm}} = \frac{\beta \cdot P_l}{1,3} + \frac{\alpha \cdot P_p}{4} \quad (2.17)$$

#### 2.7.4 MÉTODO DE ANTUNES E CABRAL (1996)

É um método de previsão da capacidade de carga específico para a estaca hélice contínua, objeto da presente dissertação. O método baseou-se na utilização de dados  $N_{SPT}$  e também dos resultados de provas de carga estáticas, sendo estacas com 35, 50 e 75cm de diâmetros. A partir dessas informações, comparou-se com os dois métodos semi-empíricos já citados, Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Os autores definiram a parcela de atrito lateral em  $Kgf/cm^2$  dada na equação 2.18.

$$P_l = \pi \cdot d \cdot \sum (N \cdot \beta_1) \Delta l \quad (2.18)$$

No qual:

$d$  = diâmetro da estaca [cm];

$N$  = número de golpes do SPT;

$\beta_1$  = coeficiente da Tabela 2.6 que varia em função do tipo de solo;

$\Delta l$  = comprimento da estaca [cm].

A parcela de resistência de ponta é dada em  $kgf/cm^2$  pela equação 2.19.

$$P_p = N_p \cdot \beta_2 \cdot A_p ; \text{ sendo } N_p \cdot \beta_2 \leq 40kgf/cm^2 \quad (2.19)$$

No qual:

$N_p$  = número de golpes do SPT;

$\beta_2$  = coeficiente da Tabela 2.6 que varia em função do tipo de solo;

$A_p$  = Área de ponta da estaca [ $cm^2$ ].

**Tabela 2.6:** Valores para os coeficientes propostos por Antunes e Cabral (1996)

| Tipo de solo | $\beta_1$ (%) | $\beta_2$ |
|--------------|---------------|-----------|
| Areia        | 4,0 - 5,0     | 2,0 - 2,5 |
| Silte        | 2,5 - 3,5     | 1,0 - 2,0 |
| Argila       | 2,0 - 3,5     | 1,0 - 1,5 |

A partir das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta, calcula-se a carga de ruptura ou capacidade de carga última, conforme a equação 2.20.

$$P_{\text{últ}} = P_p + P_1 \quad (2.20)$$

Segundo o método proposto por Antunes e Cabral (1996), o FS considerado para o cálculo da carga admissível, caso não haja prova de carga, será de dois. Ocorrendo a execução do ensaio, tal fator poderá ser reduzido até 1,6 de acordo com as premissas adotadas pelo projetista. A equação 2.21 retrata a carga admissível para o FS considerado como dois.

$$P_{\text{adm}} = \frac{P_{\text{últ}}}{2} \quad (2.21)$$

Caso a carga admissível resulte em um valor menor ou igual a 125% da carga referente a parcela de atrito lateral, utiliza-se a equação 2.22. Sendo assim, a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculada na ruptura.

$$P_{\text{adm}} \leq \frac{P_1}{0,8} \quad (2.22)$$

## 2.8 ANÁLISE DE RISCO

A análise de risco significa estimar ou subsidiar a teoria da decisão, analisando os mecanismos pelos quais possam sobrevir e estimando a extensão, a amplitude e a probabilidade de concretização dos seus efeitos. Já a gestão do risco significa o planejamento de uma determinada situação explícita, no qual obtém-se o seu controle a um nível aceitável dentro da engenharia (Rowe, 1987). Assim, tais conceitos inferem-se sobre a probabilidade de sucesso ou insucesso de uma estrutura e a sua consequência, cuja segurança normalmente expressa-se em termos da sua probabilidade de ruptura.

Segundo Caldeira (2005), as análises de risco contemplam um vasto campo de aplicação, passando por todas as fases de desenvolvimento de uma determinada obra. As análises estão presentes no planejamento executivo, estudos de viabilidade, exigências na elaboração do projeto e os seus contratos, controle de qualidade da construção, avaliação das ações prioritárias a serem executadas e no decorrer de sua vida útil. Ressaltam-se as análises a nível de riscos em termos de fatalidades e de perdas econômicas.

A identificação de um risco é um procedimento deliberado de estudo e de revisão de sistemas, na esperança de antecipar todos os seus possíveis perigos e consequentes evoluções adversas. Não existe um procedimento de avaliação e identificação de risco aplicável para todos os tipos de projetos. A escolha do método dependerá da abordagem que é mais aceitável para o

tipo de problema, de dados disponíveis, do grau em que há dependência de julgamento subjetivo e dos critérios que serão utilizados para julgar ou não se o risco é aceitável.

Segundo Whitman (1984), o risco quantificado torna-se um veículo para a comunicação entre o cliente e o engenheiro a fim de expressar o grau de nível de risco e comparar a probabilidade de falha das soluções alternativas. Como podem existir falhas humanas, interessa-se ter a certeza que a probabilidade de falha dos eventos sob controle é bem menor do que a que não se pode controlar. A probabilidade de ruptura está ligada à teoria da confiabilidade, que representa a ligação entre o nível de segurança e o procedimento adotado. Esta qualidade é quantificada por meio de análises com ênfase probabilística em conjunto com a experiência profissional.

Atualmente, com a extinção do conceito de risco zero nas obras de engenharia, atrelado à necessidade de se quantificar os riscos a que as estruturas estão submetidas, têm-se o tratamento estatístico dos dados como forma complementar de demonstrar domínio sob os problemas da engenharia.

## **2.9 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS EM FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES**

Segundo Genevois (1991), as incertezas e as ocorrências de erros na determinação do parâmetro do solo devem-se basicamente aos procedimentos experimentais e as variabilidades naturais dos parâmetros geotécnicos. Assim, diversos fatores são observados, como a variabilidade inerente ao maciço, as dificuldades de reprodução das condições de campo em laboratório, a perturbação do solo diante instalação de instrumentos de prospecção e inclusive as ocorrências geomecânicas não detectadas durante as campanhas de ensaios geotécnicos. Nas últimas décadas, segundo Kottegoda e Rosso (1997), as incertezas inerentes aos cálculos determinísticos fundamentam-se com base nas teorias de probabilidade e estatística.

De acordo com Silva (2011), durante a execução de um estaqueamento, geram-se perturbações na interface solo-estaca e são impostas deformações elásticas, permanentes e residuais em seu entorno, dificultando o entendimento e a modelagem. Sendo assim, criam-se características únicas para aquela interface, mas com comportamento populacional (estaqueamento) passíveis a um controle e verificação estatística. Essas características, como capacidade da estaca, comprimento e energia de execução necessária podem ser agrupadas em um histograma, a fim de representar informações previamente sintetizadas em uma distribuição de frequência.

Conforme observado por Priest e Brown (1983), Aoki (2005) e Silva (2011), a distribuição normal é a mais comum para controlar a maioria dos fenômenos da natureza, inclusive no tratamento dos parâmetros geotécnicos, apresentando características como a média e o desvio padrão. No entanto, a sua utilização para modelar os dados reais encontrados na engenharia pode deixar de lado algumas características fundamentais como a assimetria. Esse fator, em especial, pode impactar significativamente a distribuição dos fatores de segurança, conforme mostrado em Ozelim *et al.* (2014), Albuquerque e Campos (2015) e Mascarenhas *et al.* (2017). Os autores citados remetem a reflexões quanto ao uso constante da distribuição normal em problemas práticos da engenharia, mostrando que não necessariamente apresenta relevantes distorções com relação a distribuição de melhor ajuste e, portanto, pode ser utilizada em alguns casos.

Dessa forma, a fim de não fazer suposições prévias a respeito da distribuição dos dados coletados, vai-se utilizar o método bootstrap, conforme indicado no próximo tópico.

Na prática da engenharia, os métodos probabilísticos em fundações e estruturas de contenção não são constantemente utilizados, percebendo-se que essa ciência ainda tem sido tratada como determinística. Para o dimensionamento de uma fundação ou estrutura de contenção, o grande desafio é a determinação da capacidade de carga e das máximas solicitações, sendo necessárias estimativas e previsões que vão gerar incertezas.

Do ponto de vista racional, o ideal então seria a utilização dos dois tipos de procedimentos em conjunto, ou seja, a probabilidade de falha atendendo a esta relação teórica e cumprindo os fatores de segurança mínimos estabelecidos pela norma. Assim, o engenheiro geotécnico se capacitará em sua tomada de decisão em relação a um determinado problema encontrado em uma obra geotécnica.

### **2.9.1 MÉTODO BOOTSTRAP**

Existem uma grande variedade de metodologias de determinação do intervalo de confiança de uma medida em amostras grandes. No caso de amostras pequenas, atenta-se ao desempenho de quão confiável remete a interferência assintótica obtida. Normalmente, as metodologias utilizam-se de considerações relativas ao teorema do limite central e consideram a normalidade para as variáveis aleatórias envolvidas.

Quando se trata da obtenção da distribuição da estatística que determina o teste de hipóteses gerador do intervalo de confiança, em muitos casos tal previsão torna-se

analiticamente inviável devido à sua complexidade. Sendo assim, apresentam-se métodos de reamostragem que não têm a normalidade como pré-requisito essencial e nem exigem que as suas amostras sejam consideravelmente grandes. Além disso, os métodos possuem maior precisão prática e em sua grande maioria são similares para um grande número de estatísticas, não exigindo novas fórmulas para cada uma. Finalmente, abordam que o problema de qualquer medida pode ter seu intervalo de confiança calculado.

Na presente dissertação, apresentam-se alternativas de reamostragens por meio do método Bootstrap, introduzido por Efron (1979 e 1982). O método, baseado em dados disponíveis, permite a quantificação das incertezas através de cálculos dos erros padrões e intervalos de confiança, assim como a realização de testes de significância de interesse. De acordo com Moore *et al.* (1996), os métodos de reamostragens requerem menos suposições e normalmente fornecem respostas mais precisas do que os métodos tradicionais, reduzindo desvios e provendo desvios padrões mais confiáveis. Sendo assim, é capaz de estimar a distribuição amostral de uma dada estatística ao retirar uma amostra representativa da população em que as observações são independentes e identicamente distribuídas. Ressalta-se em Efron & Tibshirani (1993) comparações entre o método Bootstrap e os métodos convencionais.

Para um melhor entendimento, considere uma amostra de tamanho  $n$ ,  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , retirada de uma determinada população. Quando se trata da amostra Bootstrap, representa-se por  $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ , uma amostra também de tamanho  $n$  retirada com reposição em relação a amostra original, sendo que cada  $y_l^*$  remete a uma escolha aleatória de  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ . A amostragem Bootstrap equivale-se à amostragem com reposição a partir da função de distribuição de probabilidade empírica. Nos cálculos, do total de  $n^n$  possíveis amostras, considera-se apenas uma parte. Resumindo o procedimento, calcula-se o valor da estatística para cada amostra Bootstrap e, ao repeti-lo satisfatoriamente, obtém-se a denominada distribuição Bootstrap da estatística.

A utilização de um programa de computador é essencial, pois na prática, o número de repetições de reamostragem Bootstrap necessária pode variar de acordo com a estatística estudada. Segundo Efron & Tibshirani (1993), realizam-se de 500 a 1000 reamostras ou repetições, mas comumente observa-se cerca de 10000 repetições, devido a rapidez e facilidade de implementação desse processo nos computadores atuais.

Visualizando-se de outra forma e já mencionado por Ozelim (2014), supõe-se o cálculo de um parâmetro  $\theta$  para uma dada variável aleatória  $X$ . O valor estimado desse parâmetro, denominado como  $\hat{\theta}$ , pode ser calculado a partir de uma amostra  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , de tamanho  $n$ :

$$\hat{\theta} = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (2.25)$$

No qual:

$f(x_1, x_2, \dots, x_n)$  = função qualquer dos valores obtidos na amostragem inicial.

Quando  $\hat{\theta}$  é a média, tem-se:

$$f(x_1, x_2, \dots, x_n) = \sum_{i=1}^n x_i / n \quad (2.26)$$

Em contrapartida, quando  $\hat{\theta}$  é o coeficiente de variação:

$$f(x_1, x_2, \dots, x_n) = \frac{n \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( x_i - \sum_{j=1}^n x_j / n \right)^2}}{\sqrt{n-1} \sum_{j=1}^n x_j} \quad (2.27)$$

A estimativa pontual não é a única de interesse, mas sim o seu intervalo de confiança. Considerando-se a amostra Bootstrap  $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ , de tamanho  $n$  retirada com reposição da amostra original, possibilita-se o cálculo do valor  $\hat{\theta}^*$  ao computar  $f(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ . Esse processo repetido  $B$  vezes gera uma amostra Bootstrap da forma  $(\hat{\theta}_1^*, \hat{\theta}_2^*, \dots, \hat{\theta}_B^*)$ . Finalmente, a partir dessa amostra, pode-se calcular o intervalo de confiança para o parâmetro  $\theta$ .

Seguindo o raciocínio mencionado e conforme Ozelim (2014), o método com correção de tendência e aceleração BCa (*Bias-corrected and Accelerated*) será considerado.

### 2.9.1.1 INTERVALO DE CONFIANÇA BOOTSTRAP – Bca

O método BCa consiste no cálculo do intervalo de confiança com cobertura de  $1-2\alpha$  de probabilidade dado por  $(\hat{\theta}^{*(\alpha_1)}, \hat{\theta}^{*(\alpha_2)})$ , em que Efron & Tibshirani (1993) descrevem:

$$\alpha_1 = \Phi \left( \hat{z}_0 + \frac{\hat{z}_0 + z^{(\alpha)}}{1 - \hat{a}(\hat{z}_0 + z^{(\alpha)})} \right), \quad (2.28)$$

$$\alpha_2 = \Phi \left( \hat{z}_0 + \frac{\hat{z}_0 + z^{(1-\alpha)}}{1 - \hat{a}(\hat{z}_0 + z^{(1-\alpha)})} \right), \quad (2.29)$$

Observando-se as equações 2.28 e 2.29,  $\Phi(\cdot)$  representa a função de probabilidade acumulada normal padrão e  $z^{(\alpha)}$  o  $100\alpha$ -ésimo ponto percentual de uma distribuição normal padrão. Segundo os mesmos autores, a definição do intervalo de confiança  $\hat{\theta}^{*(\alpha_1)}$  indica o  $100\alpha_1$ -ésimo ponto percentual obtido da distribuição Bootstrap gerada.

Calculam-se os valores de  $\hat{z}_0$  a partir das fórmulas abaixo:

$$\hat{z}_0 = \Phi^{-1} \left( \frac{\#\{\hat{\theta}^*(b) < \hat{\theta}\}}{B} \right) \quad (2.30)$$

No qual:

$\Phi^{-1}(\cdot) = z^{(\cdot)}$ ,  $\#\{\hat{\theta}^*(b) < \hat{\theta}\}$  = número de medidas dentro da amostra Bootstrap menores do que a estimativa pontual inicial (Efron & Tibshirani, 1993).

De acordo com Andrews e Buchinsky (2002), existem várias formas de calcular o valor de  $\hat{a}$ . A maneira mais simples de determinar implica quando as variáveis aleatórias observadas na amostra mestre mostrarem-se independentes e identicamente distribuídas. Sendo assim:

$$\hat{a} = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{\theta}_{(\cdot)} - \hat{\theta}_{(i)})^3}{6 \left\{ \sum_{i=1}^n (\hat{\theta}_{(\cdot)} - \hat{\theta}_{(i)})^2 \right\}^{3/2}} \quad (2.31)$$

No qual:

$\hat{\theta}_{(i)}$  = valor das estimativas do parâmetro estudado para cada amostra “ $i$ ” que consiste na amostra mestre sem a observação “ $i$ ” da mesma, com  $1 \leq i \leq n$ ;

$\hat{\theta}_{(\cdot)}$  = valor da média das estimativas  $\hat{\theta}_{(i)}$ .

### 2.9.1.2 TESTE DE HIPÓTESES BOOTSTRAP

Em testes de hipóteses envolvendo dois conjuntos, existe a possibilidade de ambos serem considerados iguais ou diferentes. A distribuição estatística de teste pode ser obtida pelas

hipóteses a seguir. Indica-se por  $X$  a união de amostras aleatórias da qual se conhecem  $n$  observações  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  e por  $Y$   $n$  observações  $(y_1, y_2, \dots, y_n)$ . O teste sob a hipótese nula representa  $X$  e  $Y$  iguais, com a mesma distribuição e, em contrapartida, o teste sob a hipótese alternativa define  $X$  e  $Y$  com distribuições distintas.

Emprega-se o método Bootstrap para fornecer uma abordagem de aproximação interessante ao problema. Nesse caso, a solução, descrita por Efron & Tibshirani (1993) e citada por Ozelim (2014), implicam no seguinte procedimento:

- Considera-se uma estatística a ser testada. Assim, que seja  $t(x_1, x_2, \dots, x_n; y_1, y_2, \dots, y_n)$  a estatística e denote  $t_{obs} = t(x_1, x_2, \dots, x_n; y_1, y_2, \dots, y_n)$ ;
- A partir dos dados citados anteriormente  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  e  $(y_1, y_2, \dots, y_n)$ , gera-se uma amostra conjunta  $(x_1, x_2, \dots, x_n, y_1, y_2, \dots, y_n)$ ;
- A partir da amostra conjunta gerada, sorteia-se aleatoriamente uma amostra de tamanho  $2n$ . Os primeiros  $n$  valores constituirão a amostra  $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ , enquanto os  $n$  valores restantes constituirão a amostra  $(y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*)$ ;
- Calculam-se os valores mencionados inicialmente  $t(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*; y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*)$ , repetindo-se o processo  $B$  vezes para a obtenção de  $(t_{(1)}^*, t_{(2)}^*, \dots, t_{(B)}^*)$ ;
- Como a intenção é saber se há a igualdade de distribuições, pode-se calcular um teste bilateral ao assumir, por exemplo, que  $t(\cdot)$  seja a diferença entre as médias, não importando que seja negativa ou positiva. Dessa forma, o valor  $p$  desse teste é tal que:

$$p = \frac{\#\{t_{(b)}^* \mid \geq |t_{obs}|\}}{B} \quad (2.32)$$

Com o valor de  $p$  calculado e de um determinado nível de confiança estabelecido, pode-se aceitar a hipótese nula ou não. Vale ressaltar que, baseando-se na teoria apresentada, todos os cálculos que serão realizados nas análises de resultados serão executados por meio do Software Mathematica® a partir de funções implementadas e de uma rotina para o método Bootstrap.

### **3 METODOLOGIA**

Neste capítulo serão apresentadas todas as etapas necessárias para o entendimento da metodologia proposta, dividindo-se em:

- Identificação, caracterização e planejamento estratégico de uma obra;
- Coleta de dados por meio de ensaios de campo;
- Utilização do Software *RockWorks*® para espacialização de dados;
- Utilização do Software *Mathematica*® para automatização de dados;
- Análises gerais do comportamento geotécnico do solo e das estacas da obra estudada:
  - Estratigrafia e NSPT;
  - Energia de execução;
  - Posicionamento e sequência executiva por bloco de fundação;
  - Relação das estacas de contenção com as de fundação;
  - Capacidade de carga e fator de segurança;
  - Economia das fundações.

#### **3.1 IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO ESTRATÉGICA DE UMA OBRA**

O primeiro passo da pesquisa consistiu-se da identificação estratégica de uma obra de modo a melhor definir a metodologia do estudo. Buscou-se uma obra em Brasília-DF para a qual todo o procedimento executivo das estacas da estrutura de contenção e fundação fosse totalmente controlado por um mesmo conjunto máquina–operador, portanto capaz de fornecer variáveis necessárias para o desenvolvimento do presente estudo. Vale ressaltar que tais variáveis, que serão posteriormente citadas, advém de estacas escavadas do tipo hélice contínua. Além disso, a realização de ensaios de campo, como sondagens e provas de carga, são essenciais para a caracterização e análises da respectiva obra, devendo, portanto tê-las disponíveis.

#### **3.2 COLETA DE DADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO**

Posteriormente, necessitou-se do acesso à obra para fins de coleta de dados. Para esta etapa, levantaram-se todos os dados dos projetos geotécnicos e estruturais, resultados dos ensaios de sondagens e das provas de carga, assim como os relatórios finais de escavação do terreno e de execução de cada estaca do estaqueamento pertencente a estrutura de contenção e fundação propriamente dita.

O acesso a obra, além de ocorrer durante a coleta de dados, foi estendido para todo o período de execução. Essa presença constante mostrou-se de grande relevância, pois aliando-se a interpretação pura dos resultados às informações das situações e contratemplos ocorridos em obra, obteve-se um entendimento mais confiável e eficaz. Com todos os resultados aferidos em mãos, deu-se início ao desenvolvimento da pesquisa.

### **3.3 UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE *ROCKWORKS* PARA ESPACIALIZAÇÃO DE DADOS**

Espacializaram-se inicialmente os dados das sondagens realizadas em campo, gerando-se modelos e cortes fundamentais para o entendimento da estratigrafia e resistência do terreno natural e escavado da obra. Para a espacialização, utilizou-se o software *RockWorks*®, desenvolvido pela empresa *RockWare Inc.*, que tem a função de representar tridimensionalmente e bidimensionalmente uma dada característica de entrada pontual ou global do terreno a ser estudada. Trata-se de uma ferramenta computacional capaz de modelar dados do subsolo em função de interações e interpolações, visando uma melhor compreensão de sua complexidade por meio de análises detalhadas.

A principal variável utilizada durante a pesquisa é a energia de execução, calculada a partir dos dados de perfuração de uma estaca. Consequentemente, todos os valores de energia também serão espacializados a fim de se criar um perfil tridimensional de resistência com o mesmo objetivo de facilitar a visualização e o entendimento dos dados. Ressalta-se que os valores de energia foram normalizados por volume, neutralizando-se o efeito do comprimento das estacas.

Utilizou-se o método de distância ponderada *Inverse-Distance Anisotropic* de interpolação para todas as espacializações, com o auxílio do filtro de dados *Smooth Grid*. Com este método, para calcular o valor de um determinado ponto, faz-se a média com os pontos mais próximos, sendo a média ponderada pelo inverso da distância aos pontos.

Explicando-se de outra forma, o valor atribuído a um nó representa a média ponderada de todos os pontos de dados ou uma série de nós vizinhos distribuídos de maneira direta. Pondera-se o valor de cada um dos pontos de acordo com o inverso de sua distância atribuída ao nó, elevado a uma potência selecionada pelo usuário. Utilizou-se o número padrão de oito pontos de dados ao calcular o valor do nó da malha, resultando em um processo satisfatório de velocidade operacional. Em relação ao expoente, utilizou-se expoente de dois, valor considerado moderado para a relação da influência dos nós distribuídos da malha. Assim,

produziram-se no método malhas mais contínuas e suavizadas, sem exageros nas interpolações de dados. Com o auxílio do filtro utilizando-se duas iterações, eliminaram-se os dados com “falhas”, gerando-se uma melhor tendência na suavização.

Além de se prestarem a proporcionar uma leitura mais clara dos resultados, as espacializações serão utilizadas nas análises gerais propostas na pesquisa em relação ao comportamento geotécnico do solo e de todas as estacas executadas durante a obra.

### **3.4 UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE *MATHEMATICA* PARA AUTOMATIZAÇÃO DE DADOS**

O maquinário utilizado em campo possui uma tecnologia de aquisição de dados, que fornece todas as variáveis de execução a cada 8cm, como o torque, força de rotação e velocidade de perfuração, essenciais para o cálculo da energia de execução. A metodologia SCCAP, já implementada no dispositivo, gera os valores finais.

Baseando-se na teoria da metodologia SCCAP, coletaram-se todas as informações dos bancos de dados, transferindo-as para o software *Mathematica*®. Dessa forma, implementou-se um código de controle automatizado do cálculo da energia de execução, tanto acumulada, metro a metro e normalizada pelo volume. Apresentaram-se os resultados em forma de gráficos, histogramas de frequência e espacializações bidimensionais.

Pretendeu-se desenvolver um mecanismo de confiabilidade complementar para os projetos de fundação e contenção ao contextualizar as análises em termos de segurança e de ruína.

### **3.5 ANÁLISES GERAIS DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DO SOLO E DAS ESTACAS DA OBRA ESTUDADA**

#### **3.5.1 ESTRATIGRAFIA E NSPT**

Esta etapa consiste na interpretação técnica em função das análises e resultados das sondagens espacializadas, pois realizaram-se duas campanhas em tempos distintos e por duas empresas diferentes. Sendo assim, encontraram-se possíveis erros de compatibilização de dados estratigráficos, tendo a necessidade de uma solução para a sua utilização.

Por se tratar de campanhas de sondagem realizadas em tempos distintos tornou-se relevante a realização de um breve levantamento climático para os momentos de suas realizações.

### **3.5.2 ENERGIA DE EXECUÇÃO**

Após a implementação do código utilizado nos cálculos da energia de execução, desenvolveram-se dois tipos de ferramentas capazes de analisar os resultados para diversos aspectos da obra e seus contornos.

A primeira ferramenta de avaliação permitiu analisar espacialmente como a energia e a densidade de energia volumétrica de execução se comportam em todo o terreno da obra, em termos de gasto energético total e metro a metro.

A segunda ferramenta, aliada ao método estatístico de reamostragem Bootstrap, serviu como complemento da primeira. Selecionaram-se três grupos ou amostras representativas de estacas da fundação, analisando vários comportamentos em termos de densidade de energia a partir de testes de hipóteses e intervalos de confiança ao nível de 95%.

### **3.5.3 POSICIONAMENTO E SEQUÊNCIA EXECUTIVA POR BLOCO DE FUNDAÇÃO**

Considerando os grupos previamente estabelecidos, analisou-se a influência do posicionamento das estacas na obra, desde a proximidade das estacas de fundação com as de contenção até na medida em que elas se afastam, alinhando-se com o centro do terreno. Mantendo-se os mesmos grupos, verificou-se posteriormente a influência da ordem de execução das estacas por bloco de fundação.

Para as análises, utilizou-se a segunda ferramenta, citada na seção anterior.

### **3.5.4 RELAÇÃO DAS ESTACAS DE CONTENÇÃO COM AS DE FUNDAÇÃO**

Nesta etapa, com o auxílio da segunda ferramenta, necessitou-se apenas do grupo de estacas localizado mais próximo à contenção, pois a intenção foi analisar a relação entre elas. Verificou-se qual a influência dos trechos perimetrais e de borda da contenção sobre a fundação. Por fim, selecionou-se um trecho de profundidades em que tanto fundação quanto contenção coexistiam, sendo possível avaliar efeitos de alívio de tensões tanto pela escavação quanto pelo mecanismos de funcionamento das estacas de contenção.

### **3.5.5 CAPACIDADE DE CARGA E FATOR DE SEGURANÇA**

Pretendeu-se mostrar que a energia de execução está diretamente relacionada com a capacidade de carga da estaca. Primeiramente, relacionou-se a densidade de energia de execução acumulada com o NSPT acumulado. A partir dessa relação, utilizando-se um método

semi-empírico ajustado para os valores aferidos nas provas de carga, calculou-se a capacidade de carga na ruptura, tanto em função da energia, quanto em função do NSPT. Ressalta-se que esse ajuste decorreu-se em função do método que, por meio da sua formulação e cálculo, alcançou valores próximos aos estimados pelo método de Van Der Veen.

Com os resultados espacializados das cargas de ruptura, buscou-se a relação com as cargas de trabalho, previamente estabelecidas pelo projeto estrutural, para determinar os fatores de segurança. Nota-se que, analogamente às cargas de ruptura, calcularam-se duas previsões dos FS.

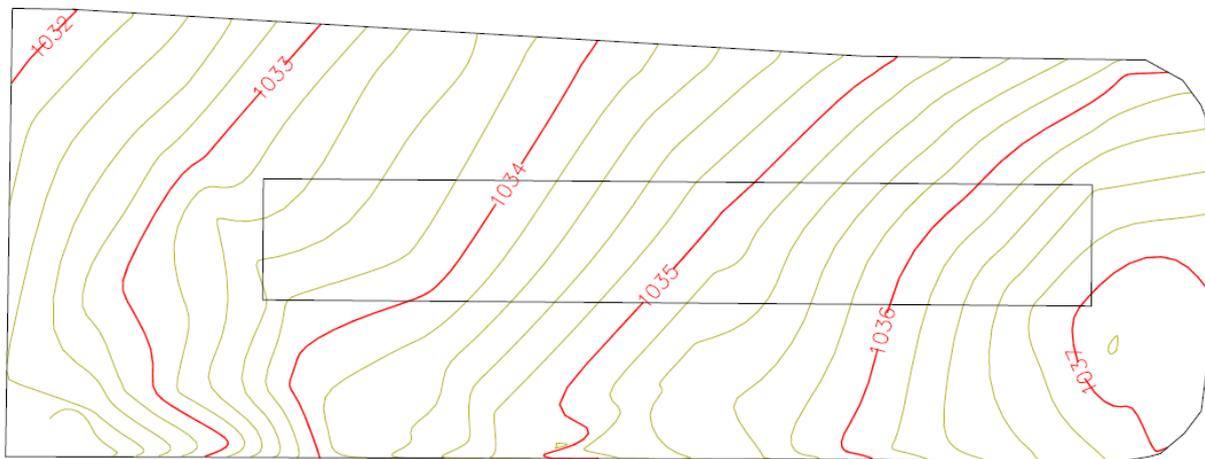
### **3.5.6 ECONOMIA DAS FUNDAÇÕES**

Finalmente, através do desenvolvimento do sistema automatizado de energia de execução das estacas hélice contínua e das análises do comportamento de resistência do terreno em termos de capacidade de carga e fator de segurança, pretendeu-se verificar a máxima possibilidade de economia em relação ao custo inicial da obra, adotando-se os critérios presentes na metodologia. Para isso, levou-se em consideração o máximo de segurança ou o mínimo de risco possível.

## 4 RESULTADOS

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA E DOS PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS

Baseou-se a pesquisa em um empreendimento localizado no bairro Asa Norte do plano piloto de Brasília, Distrito federal, que atualmente está em fase final de construção. A predominância do relevo é caracterizada por grandes superfícies planas a suavemente ondulada (chapadas), situadas acima da cota de 1000m. Segundo o levantamento planialtimétrico mostrado na Figura 4.1, o desnível do terreno é de aproximadamente 5m e a declividade encontra-se em 5,50% com altitude média de 1034,5m. Observa-se também que a área retangular representa a área da edificação.

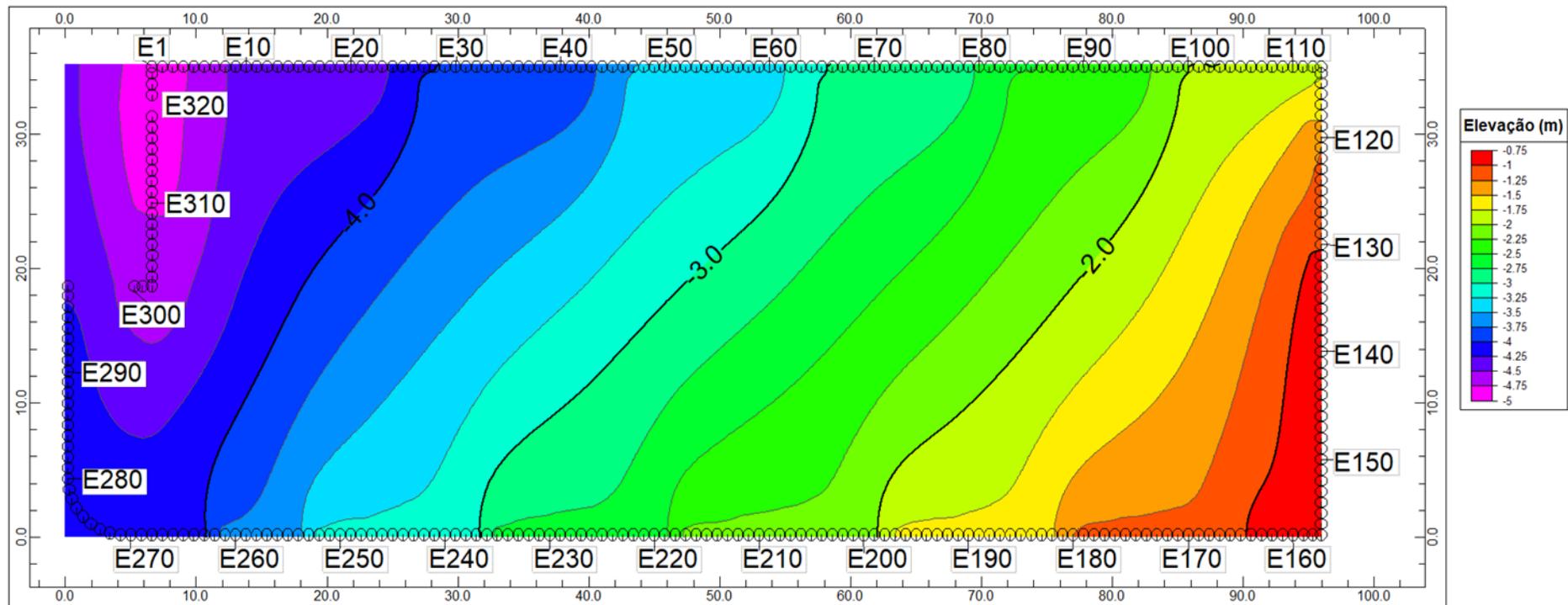


**Figura 4.1** – Levantamento topográfico primitivo do terreno

Após os procedimentos técnicos referentes aos serviços preliminares no terreno, estando o mesmo apto às atividades, contemplou-se no projeto de contenção a execução de 320 estacas com 40cm de diâmetro do tipo hélice contínua justapostas. De forma a facilitar a visualização, esquematizou-se na Figura 4.2 um mapa com a locação do estaqueamento, já observado dentro da área de edificação.

De forma análoga, contemplaram-se 316 estacas após a escavação do terreno, estando de acordo com a elaboração do projeto de fundação. Ressalta-se a execução do estaqueamento em uma mesma cota ou nível topográfico previamente estabelecido e que todas as estacas possuem 50cm de diâmetro, sendo observado na Figura 4.3.

Tratando-se em projeto o detalhamento da planta de cargas, especificou-se no Anexo B todos os esforços ou carregamentos estruturais transmitidos para os blocos de fundação e para cada estaca pertencente ao mesmo.



**Figura 4.2** – Localização das estacas de contenção do empreendimento

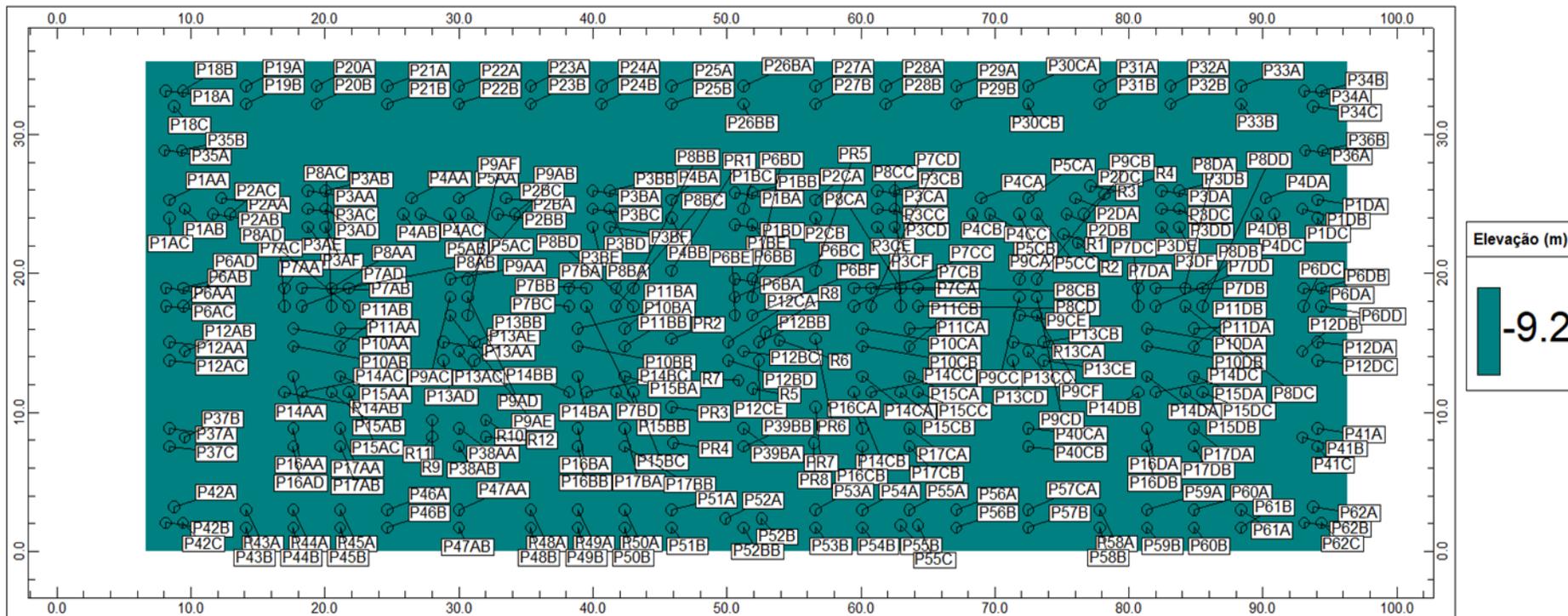


Figura 4.3 – Localização das estacas de fundação do empreendimento

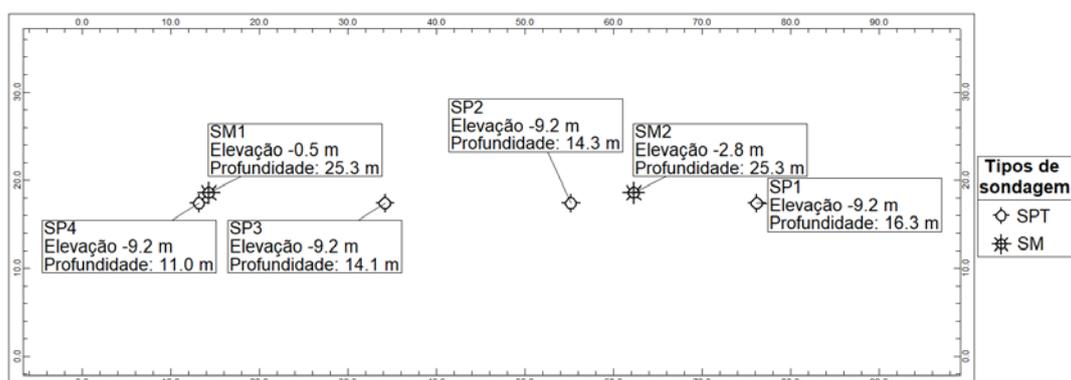
Tendo em vista a execução de todas as estacas de contenção e fundação, coletaram-se as folhas dos relatórios executivos individuais, com as informações de diâmetro, profundidade, inclinação da torre, velocidade de penetração e extração do trado, torque, trabalho para perfurar cada estaca, tempo de execução, pressão de injeção de concreto e volume de concreto bombeado. Os detalhes exemplificados de um relatório executivo podem ser observados atentando-se para a Figura 2.8.

## 4.2 ENSAIOS GEOTÉCNICOS REALIZADOS

### 4.2.1 CAMPANHAS DE SONDAGEM

Realizaram-se 2 campanhas de sondagens para a investigação e reconhecimento do subsolo presente. A primeira campanha de sondagem foi executada dois anos antes da construção, em um período chuvoso no início do mês de março, sendo do tipo mista (SM), englobando-se assim tanto os tipos à percussão quanto o tipo rotativa. Essas sondagens foram realizadas para subsidiar a elaboração do projeto e da execução referente a etapa da estrutura de contenção.

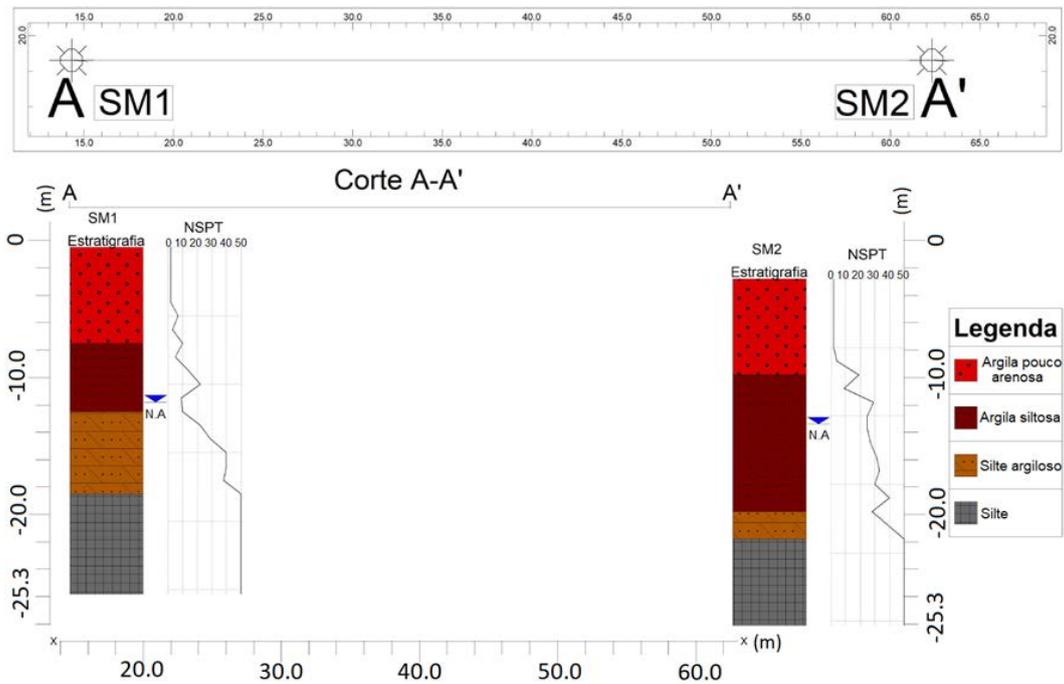
Após a implantação do sistema de cortina de contenção e a realização da escavação atingir a cota ou nível de projeto para a execução da fundação, iniciou-se a segunda campanha de sondagem, dessa vez apenas à percussão e no decorrer da obra. Dessa forma, realizaram-se 4 sondagens SPT, possibilitando a verificação mais recente do subsolo e a compatibilidade com o seu estado quanto às contenções e escavação. Verifica-se a localização das duas campanhas de sondagens na Figura 4.4. Ressalta-se que ambas as campanhas de sondagens foram coincidentemente operadas no mesmo período do ano, sendo esta realizada final de março.



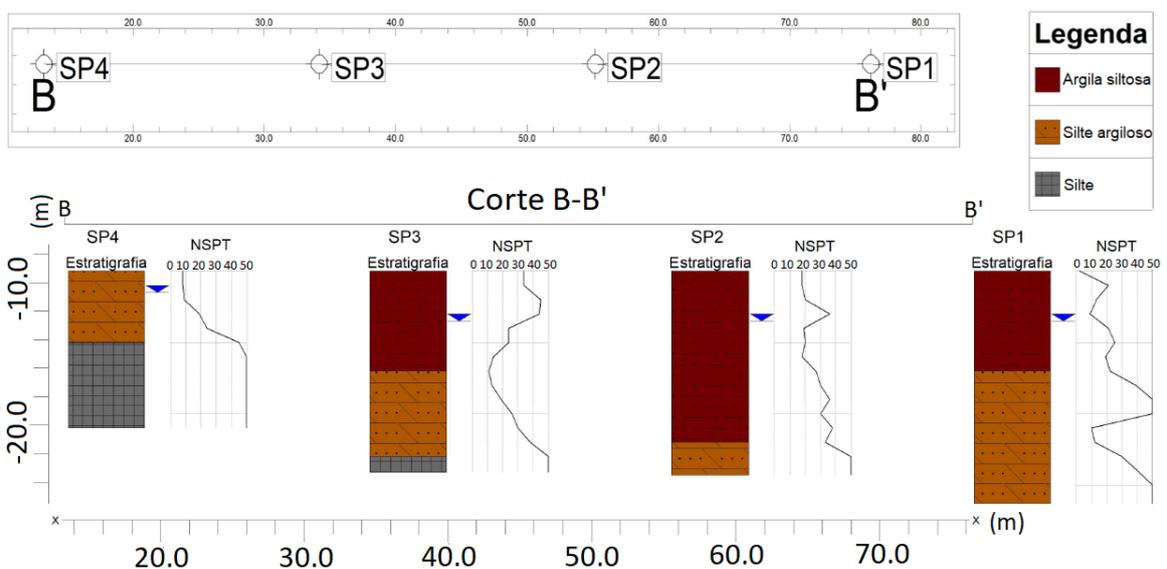
**Figura 4.4** – Localização das duas campanhas de sondagem (SM e SPT)

Analisando-se os resultados originais das estratigrafias e dos índices de resistência à penetração ou soma de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm do amostrador

(NSPT), observaram-se inconsistências ao compatibilizar os dados dos resultados das sondagens. Por mais que elas tenham sido realizadas em locais sobremaneira próximos e durante as mesmas estações do ano, inviabilizou-se a interpolação e consequentemente a modelagem desejada. Como solução para reverter a situação, ao modelar as camadas da estratigrafia, corrigiram-se algumas classificações pré-estabelecidas em campo. Observam-se nas Figuras 4.5 e 4.6 as modificações realizadas para a primeira e segunda campanha de sondagens.



**Figura 4.5** - Seção A-A' com os resultados corrigidos da primeira campanha de sondagens



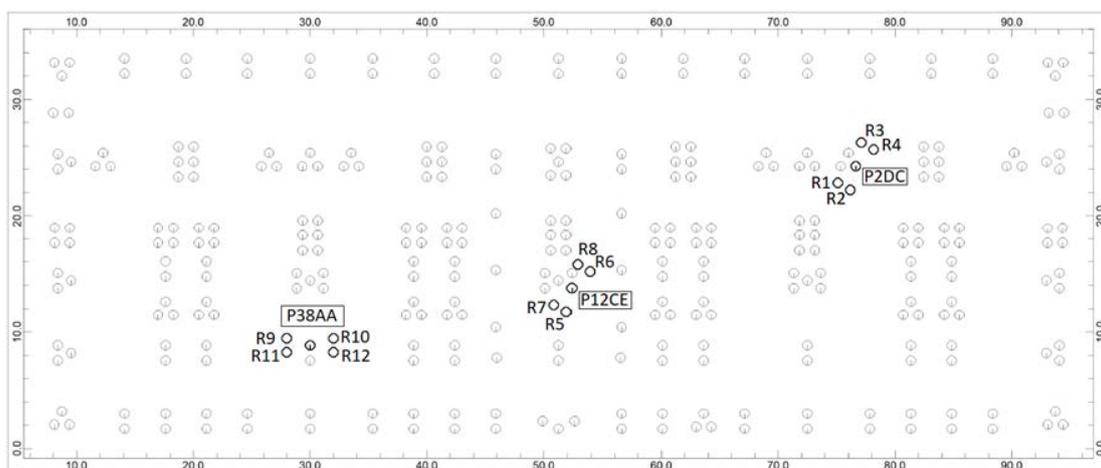
**Figura 4.6** – Seção B-B' com os resultados corrigidos da segunda campanha de sondagens

Fazendo-se um paralelo entre essas duas campanhas de ensaio e a morfologia superficial do terreno mostrada na Figura 4.1, verifica-se ao considerar o impenetrável registrado no NSPT (50 golpes) a concordância ou um certo paralelismo entre os mantos de intemperismo das sondagens mista e a geomorfologia do terreno (Figura 4.5). O mesmo paralelismo não é observado em relação aos resultados de sondagem SPT mostrados na Figura 4.6. A priori isso apontaria para a qualidade pouco satisfatória dessa segunda campanha de ensaios, no entanto, se considerado o resultado da sondagem SP4 e o primeiro pico da sondagem correspondente a 50 golpes na sondagem SP1, verifica-se a mesma tendência de paralelismo. O mais importante, porém, parece ser a constatação do aprofundamento esperado para esse limite de impenetrável estabelecido quando das sondagens SP2 e SP3 apontando para um alívio de tensões na região central da obra, o que é compatível com um dos propósitos motivadores desse estudo, ou seja, a influência das condições de contorno na capacidade de carga das estacas avaliada por meio do controle da energia na fase de execução das estacas.

#### 4.2.2 PROVAS DE CARGA

Concomitantemente ao procedimento executivo das fundações, realizaram-se em maio de 2016 três provas de carga estáticas, a compressão, com carregamento lento, levando-as a uma carga correspondente a no mínimo 1,6 vezes suas respectivas cargas de trabalho, sempre atendendo ao critério da NBR 12131 (ABNT, 2006). Em relação a avaliação dos resultados, incluem-se algumas análises não convencionais a partir da curva de transferência de carga obtida na prova de carga (Camapum de Carvalho *et al.*, 2008 e 2010).

Ensaíram-se as estacas tipo hélice contínua: PC1 (estaca P2DC), PC2 (estaca P12CE) e PC3 (estaca P38AA), de acordo com a locação dos ensaios apresentados na Figura 4.7.



**Figura 4.7** – Locação dos ensaios de prova de carga

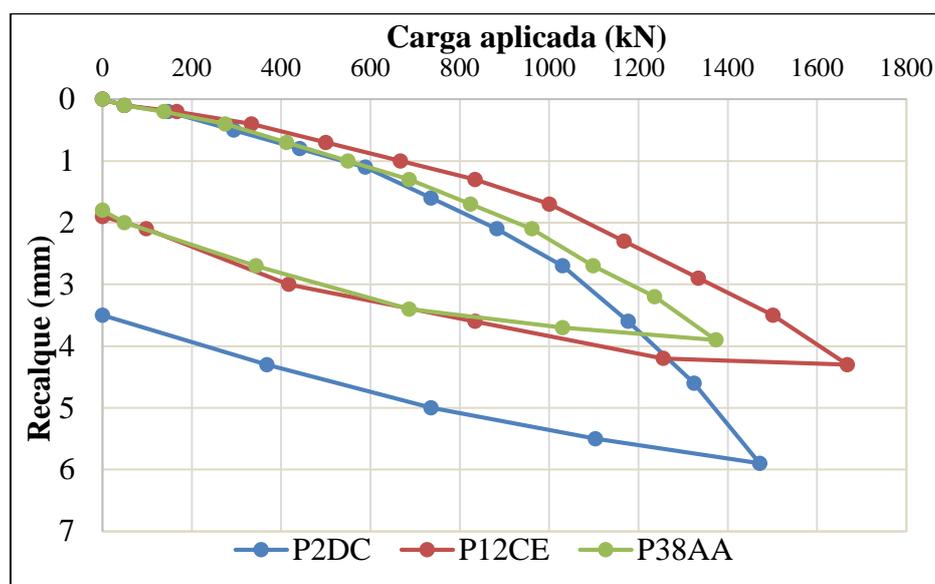
Executou-se como sistema de reação das três provas de carga duas estacas em cada extremidade da viga ancorada em barras de aço, sendo concretadas dentro das respectivas estacas. As características e a data de cada estaca ensaiada, assim como suas respectivas estacas de reação encontram-se na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1** - Características das estacas ensaiadas

| Prova de carga | Estaca   | Tipo            | Diâmetro (m) | Comprimento (m) |
|----------------|----------|-----------------|--------------|-----------------|
| PC1 (21/05/16) | P2DC     | Hélice Contínua | 0.50         | 14.0            |
| PC2 (23/05/16) | P12CE    | Hélice Contínua | 0.50         | 14.0            |
| PC3 (24/05/16) | P38AA    | Hélice Contínua | 0.50         | 14.0            |
| R (reação)     | R1 – R12 | Hélice Contínua | 0.50         | 14.0            |

Os ensaios iniciaram-se com o carregamento de 49,1kN (5,0tf) e na sequência 10 estágios de carregamento de 147,2kN (15,0tf) para a PC1, 166,8kN (17,0tf) para a PC2 e por último 137,3kN (14,0tf) para a PC3. Finalizou-se com o descarregamento em estágios de 367,9kN (37,5tf), 416,9kN (42,5tf) e 343,4kN (35tf), respectivamente, todos seguindo os critérios de estabilização da norma.

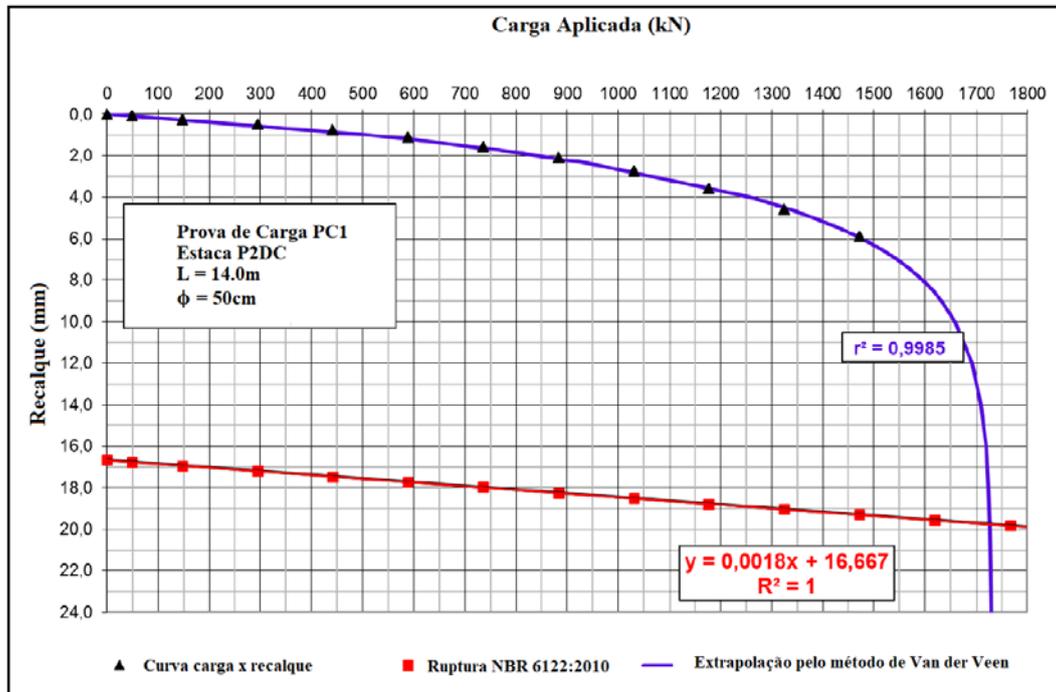
Com os dados dos deslocamentos verticais médios medidos pelos extensômetros no topo das estacas, traçaram-se as curvas carga *versus* recalque em escala aritmética para as estacas ensaiadas, observando-se assim na Figura 4.8 o comparativo dos resultados em termos do recalque último medido em função da carga aplicada, facilitando-se algumas observações.



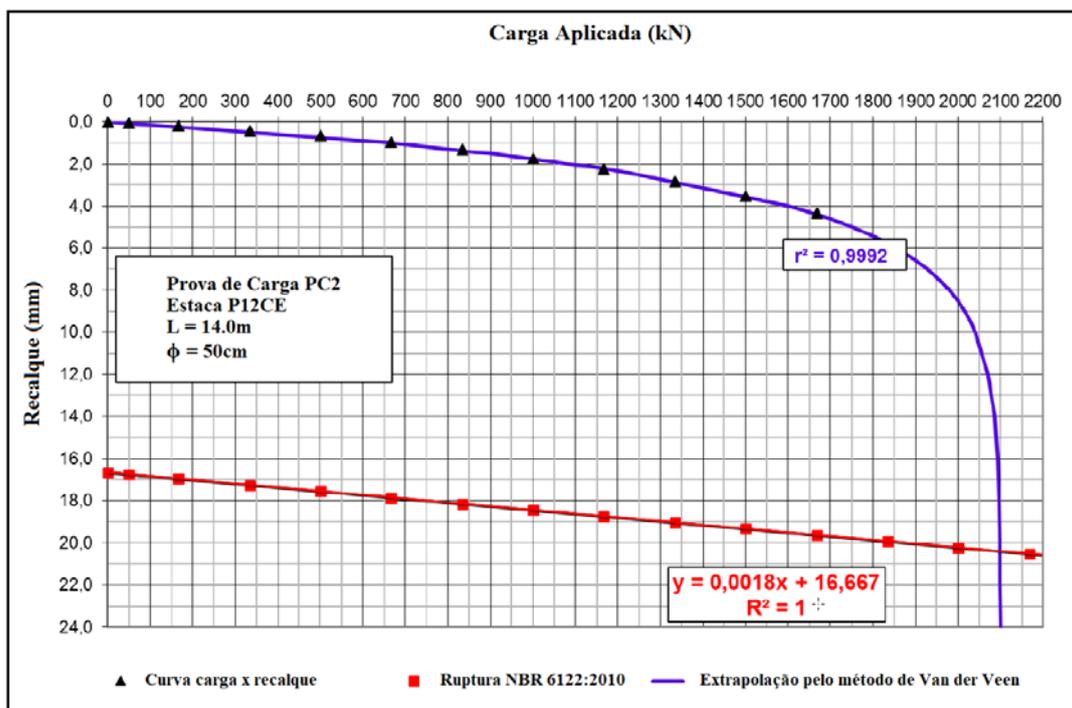
**Figura 4.8** – Curvas carga *versus* recalque das três provas de carga

Apesar da relevante diferença entre as curvas carga *versus* recalque, observa-se que na fase de descarregamento as expansões verificadas são próximas uma da outra (P2DC = 2,4mm, P12CE = 2,3mm e P38AA = 2,1mm), o que aponta para solos de comportamentos semelhantes. Fazendo-se a relação entre as expansões e os recalques máximos resultam-se os mesmos valores para as estacas P12CE e P38AA (0,54) e um valor um pouco menor para a estaca P2DC (0,41). Atentando-se agora para a espacialização das provas de carga e suas respectivas reações mostradas na Figura 4.7, estima-se que a menor razão de recuperação da estaca P2DC estaria ligada à sua posição e orientação das reações em relação à cortina. A semelhança registrada para essas razões (recalque recuperado/recalque total) entre as provas de carga P12CE e P38AA estaria indicando que o posicionamento das reações (PC38AA) e a posição no canteiro de obra da estaca P12CE estariam tendo impactos semelhantes no comportamento da interação solo fundação na fase de descarga. Já a menor razão de recuperação registrada para a estaca P2DC em relação à prova de carga P38AA estaria realçando a importância do posicionamento das reações em relação à cortina.

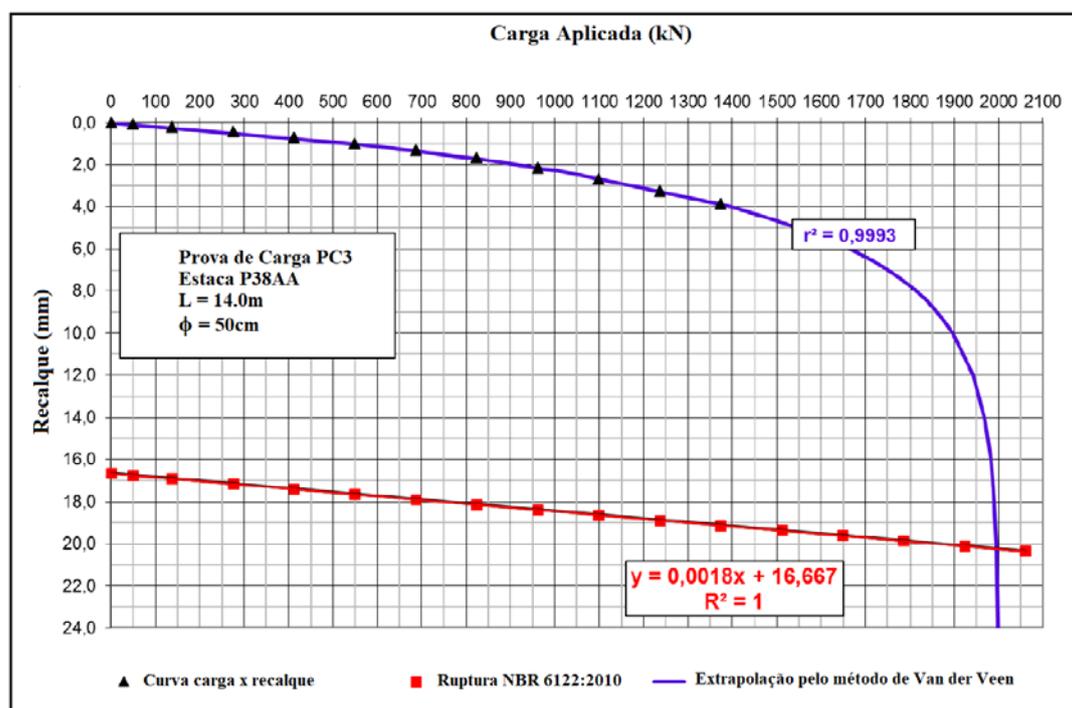
Com a utilização do método de Van der Veen (1953) para a extrapolação das curvas carga versus recalque, apresentam-se os resultados nas Figura 4.9 a 4.11.



**Figura 4.9** – Critérios de ruptura da curva carga x recalque (Estaca P2DC – PC1)



**Figura 4.10** – Critérios de ruptura da curva carga x recalque (Estaca P12CE – PC2)



**Figura 4.11** – Critérios de ruptura da curva carga x recalque (Estaca P38AA – PC3)

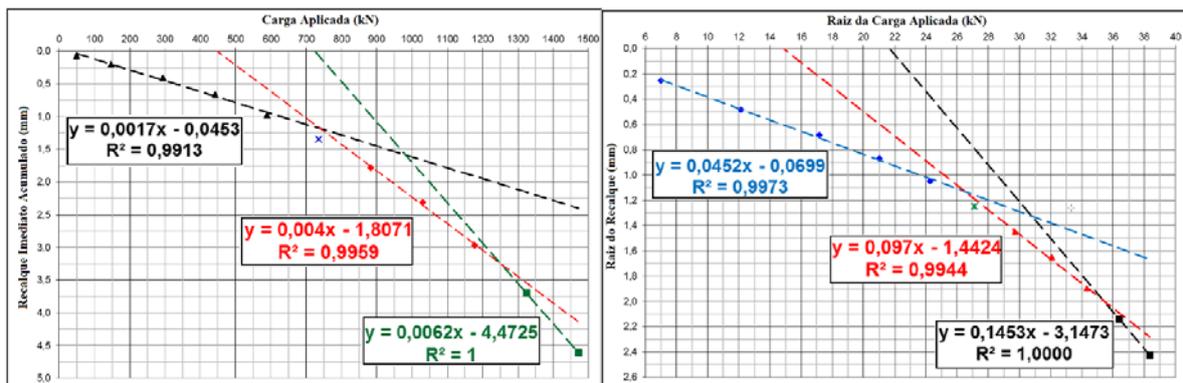
A partir dos gráficos e critérios apresentados, definiram-se na Tabela 4.2 os valores das cargas de ruptura.

**Tabela 4.2 – Critérios utilizados para as cargas de ruptura**

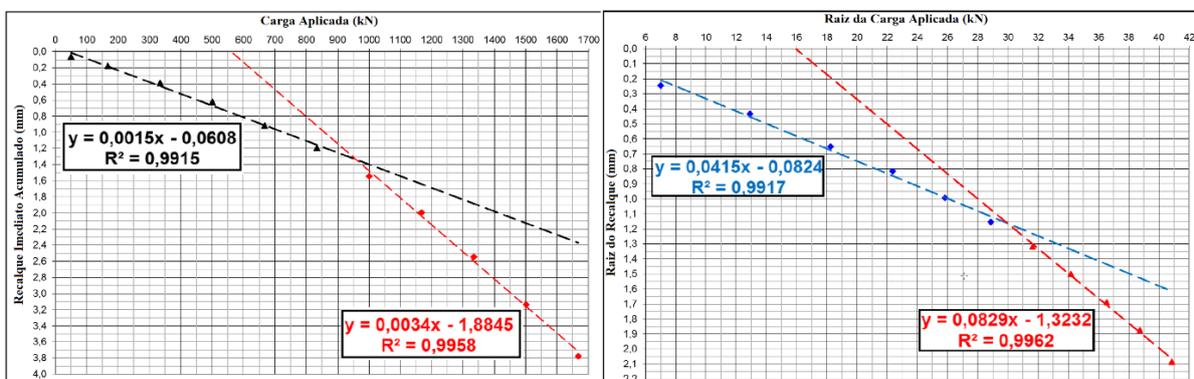
| Prova de carga / Estaca | Carga de ruptura (tf)  |   |
|-------------------------|------------------------|---|
|                         | Critério NBR 6122:2010 | Fator de segurança em relação as cargas de trabalho das estacas |
| PC1 / P2DC              | 175,8                  | 1,91  |
| PC2 / P12CE             | 214                    | 2,10  |
| PC3 / P38AA             | 204                    | 2,34  |

Nota-se que, a partir dos valores definidos pelos critérios utilizados, considerando a carga estimada de ruptura, os fatores de segurança em relação as cargas de trabalho foram, para as estacas dos ensaios PC1 a PC3, respectivamente de 1,91, 2,10 e 2,34. Dessa forma, implicam-se em valores superiores ao mínimo exigido pelos requisitos da NBR 6122 (ABNT, 2010) e aproximados ao fator de segurança recomendado pela mesma obra.

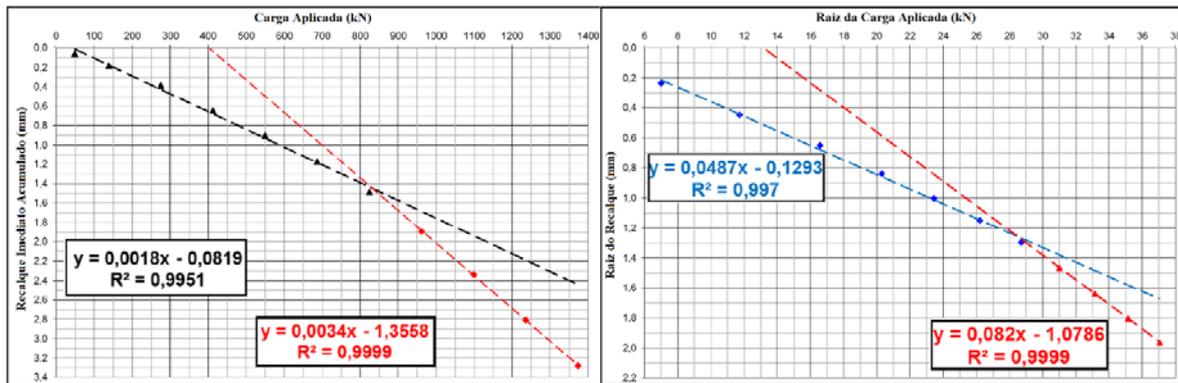
Complementarmente às análises, utilizaram-se as metodologias propostas por Camapum de Carvalho *et al.* (2010 e 2012), relevantes para a definição do comportamento das estacas, traçando-se os gráficos por meio das Figuras 4.12 a 4.14.



**Figura 4.12 – Carga x recalque imediato acumulado e Raiz da carga x raiz do recalque (Estaca P2DC – PC1)**



**Figura 4.13 – Carga x recalque imediato acumulado e Raiz da carga x raiz do recalque (Estaca P12CE – PC2)**



**Figura 4.14** – Carga x recalque imediato acumulado e Raiz da carga x raiz do recalque (Estaca P38AA – PC3)

Atendo ao critério das metodologias, o primeiro ponto de inflexão corresponde ao início de plastificação do atrito lateral, passando a base ou ponta da estaca trabalhar de modo mais efetivo. Já o segundo ponto de inflexão, representa o início da plastificação global da estaca, ou seja, envolvendo o comportamento do fuste e da base de modo integrado. A partir deste ponto, os deslocamentos passam a ser mais relevantes, gerando a expectativa de recalques permanentes para a estrutura do edifício.

Apresenta-se na Tabela 4.3 os valores correspondentes ao início da plastificação do fuste e ao início da plastificação global do sistema em relação as estacas ensaiadas.

**Tabela 4.3** – Cargas referentes aos trechos de comportamento

| Prova de carga /<br>Estaca | Início de plastificação do atrito lateral<br>(kN / tf) |             | Início de plastificação da ponta<br>(kN / tf) |             |
|----------------------------|--|-------------|---|-------------|
|                            | Recalque imediato                                      | Raiz x Raiz | Recalque imediato                             | Raiz x Raiz |
| PC1 / P2DC                 | 750 / 74,5   | 26,8 / 2,7  | 1250 / 127,4                                  | 35,5 / 3,6  |
| PC2 / P12CE                | 950 / 96,8   | 30,2 / 3,1  | -   | -           |
| PC3 / P38AA                | 830 / 84,6   | 28,8 / 2,9  | -   | -           |

Para as estacas dos ensaios PC2 e PC3, não é possível identificar o segundo ponto de inflexão nos gráficos, considerando o nível de carregamento aplicado, e que os pontos de inflexão apresentados nos gráficos tratam-se apenas do “início” do comportamento plástico na interação fuste da estaca-solo, que acontece de forma progressiva, do topo para a ponta das estacas, não chegando no caso em estudo a mobilização completa do atrito lateral.

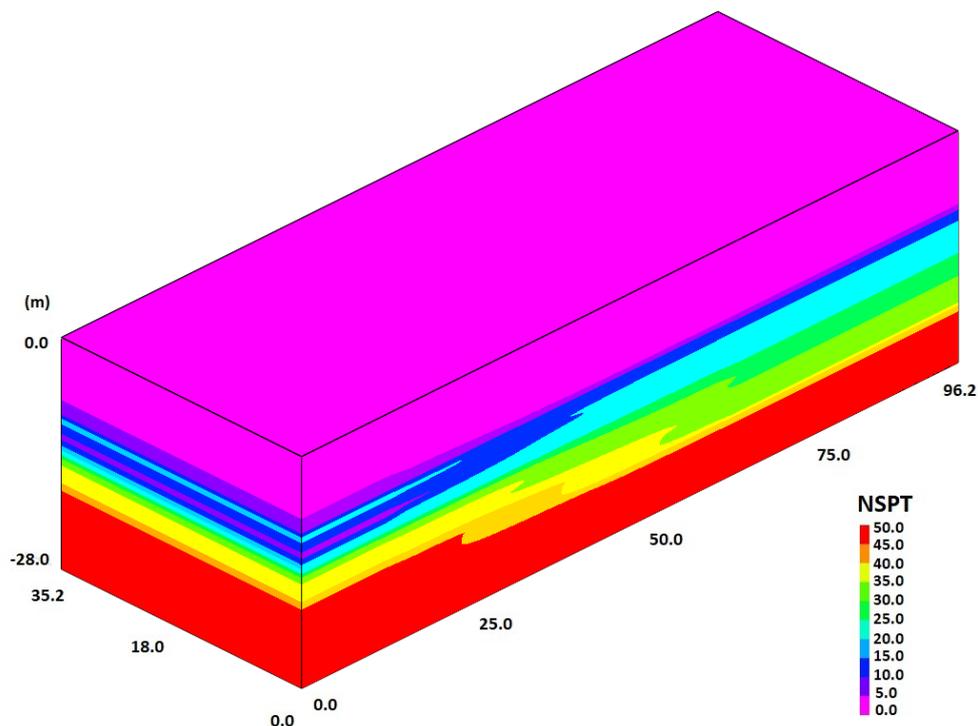
Ressalta-se que os três ensaios não foram realizados no escopo da pesquisa, apenas coletaram-se os resultados a partir dos relatórios das empresas.

### 4.3 ESPACIALIZAÇÃO DO NSPT E DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO

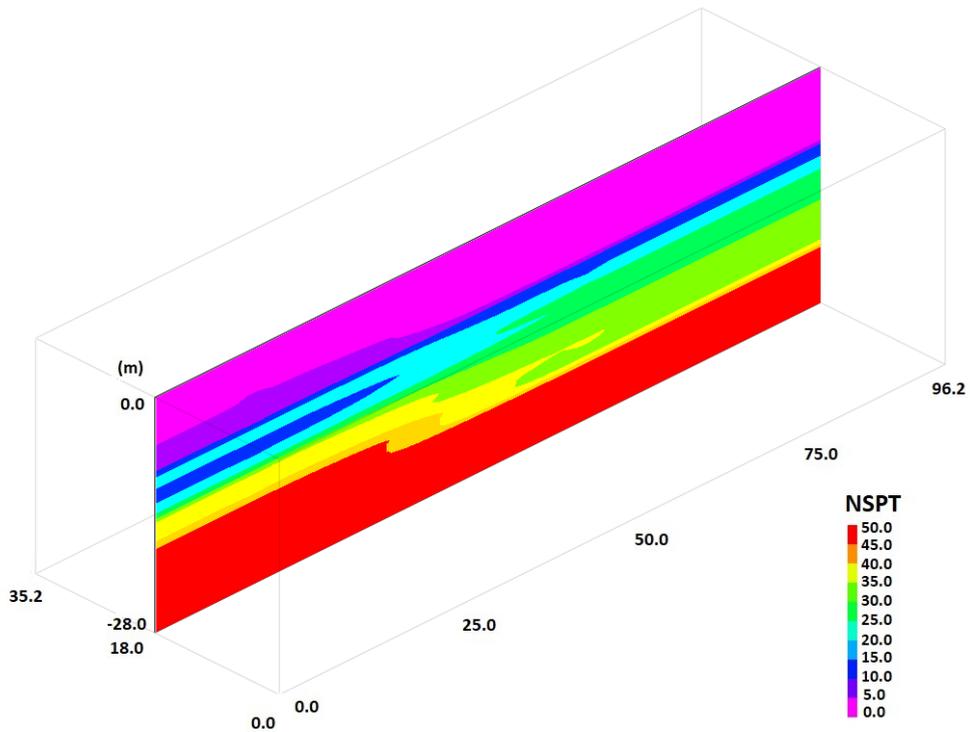
A partir das informações da estratigrafia, NSPT e do nível do lençol freático do terreno natural e escavado, espacializaram-se individualmente as sondagens SP e SM, assim como ambas compatibilizadas (espacialização global). Para cada um dos três casos citados, criou-se um modelo tridimensional referente ao terreno completo da edificação e adicionalmente fez-se um corte transversal pelas coordenadas iniciais XYZ (0, 18m, 0) e finais (96.2m, 18m, -28m) do respectivo modelo. Este corte foi estrategicamente escolhido, pois localiza-se entre ambas as locações das sondagens. Ressalta-se a variação da coordenada Z apenas para o corte relativo ao NSPT das SP.

#### 4.3.1 SONDAGENS MISTAS

Ao espacializar a estratigrafia das sondagens mistas, notou-se que devido à existência de apenas dois perfis estratigráficos e poucos dados relativos as camadas, não foi possível a interpolação pelo software *RockWorks*®. Em contrapartida, com o quantitativo significativo de dados referentes ao NSPT nos perfis, observam-se nas Figuras 4.15 e 4.16 o modelo e o corte transversal tridimensional, respectivamente.



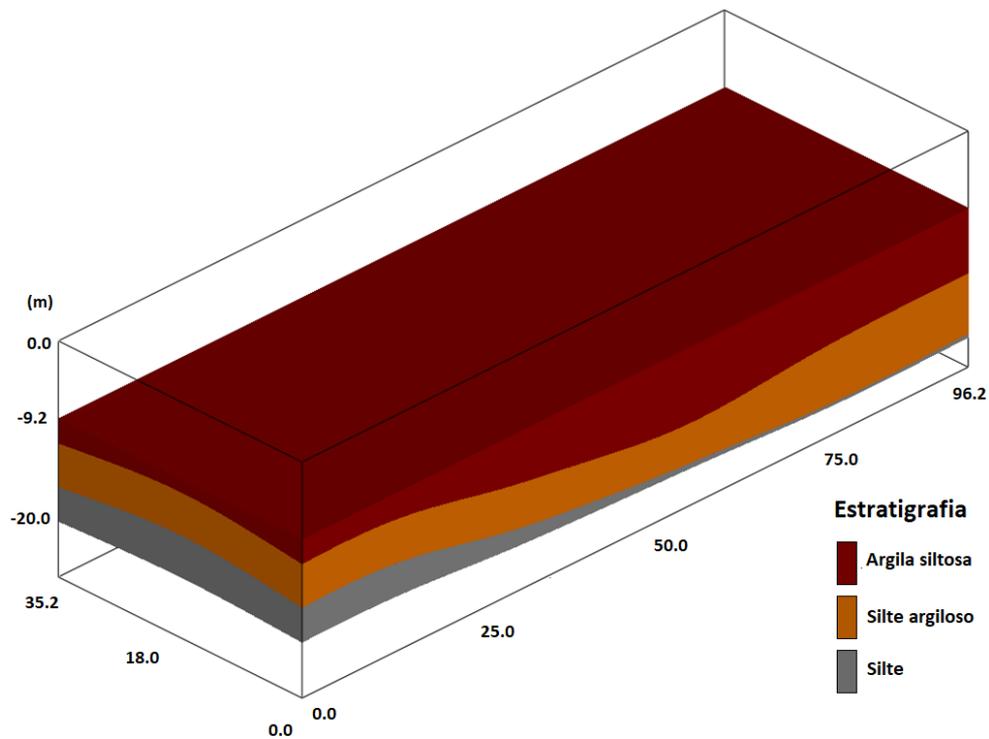
**Figura 4.15** – Modelo 3D referente ao NSPT das sondagens mistas



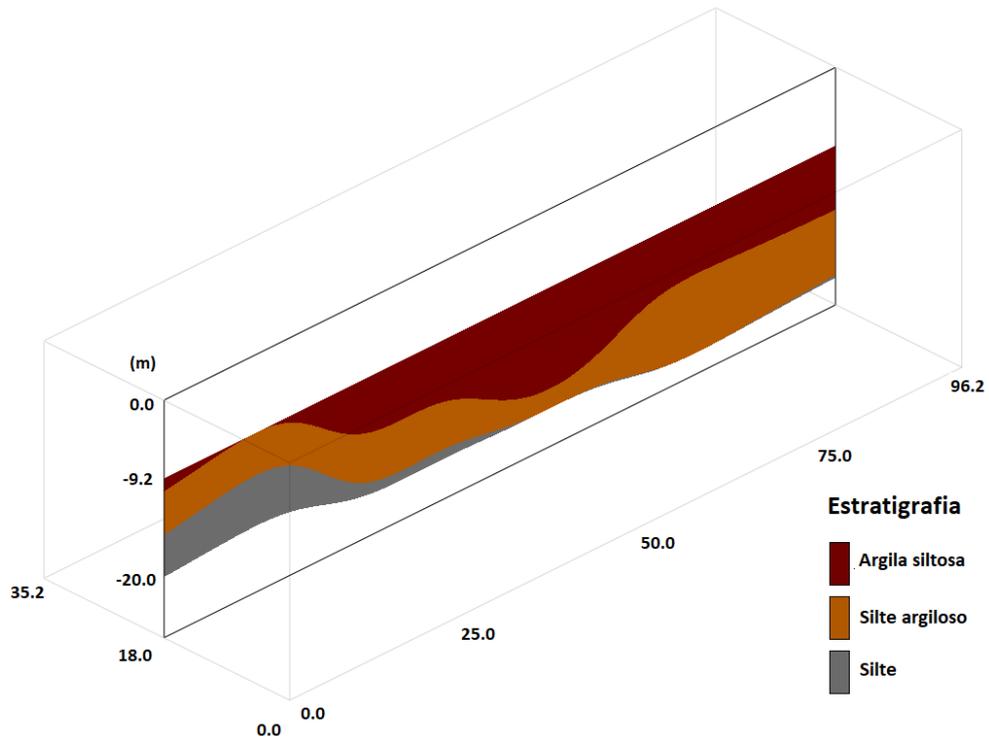
**Figura 4.16** – Corte 3D referente ao NSPT das sondagens mistas

### 4.3.2 SONDAGENS À PERCUSSÃO

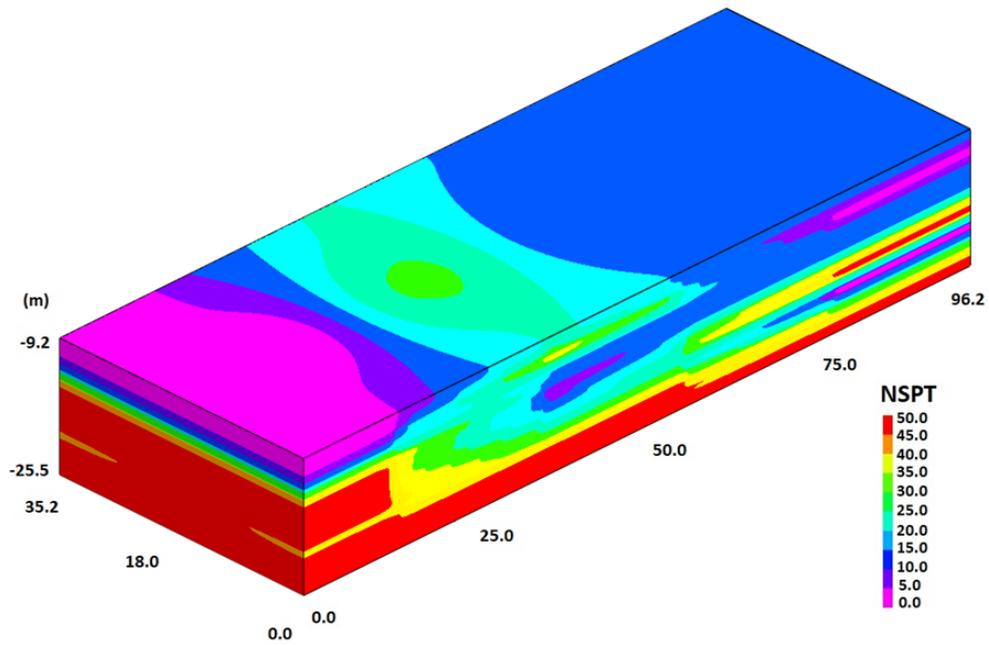
Tratando-se das quatro sondagens à percussão, especializaram-se nas Figuras 4.17 a 4.20 todos os modelos e cortes tridimensionais, de acordo com os critérios já adotados.



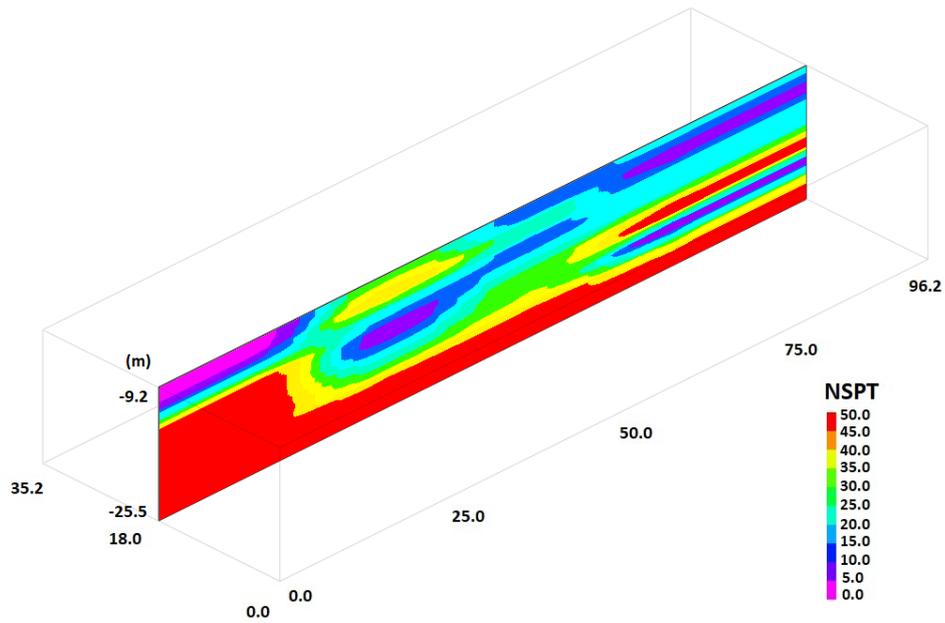
**Figura 4.17** – Modelo 3D referente a estratigrafia das sondagens à percussão



**Figura 4.18** – Corte 3D referente a estratigrafia das sondagens à percussão



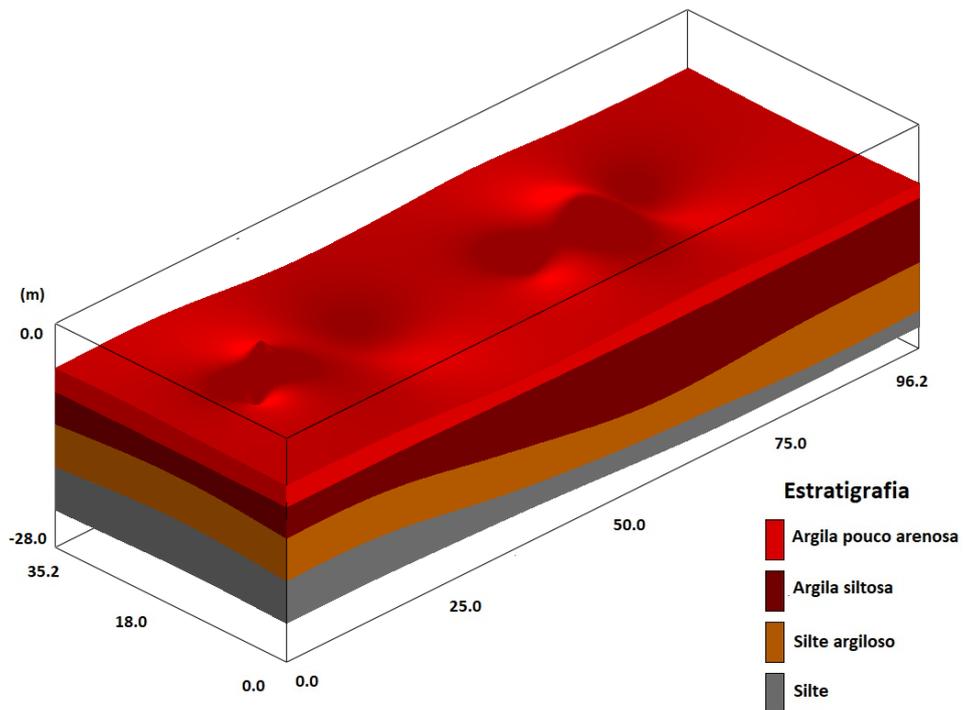
**Figura 4.19** – Modelo 3D referente ao NSPT das sondagens à percussão



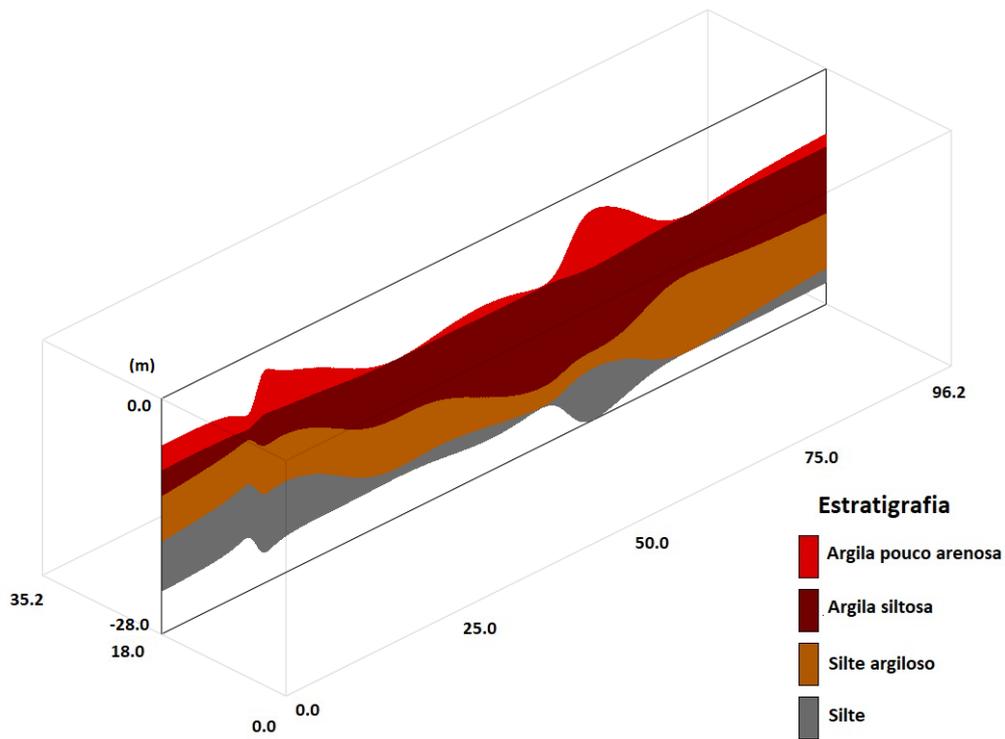
**Figura 4.20** – Corte 3D referente ao NSPT das sondagens à percussão

### 4.3.3 SONDAGENS MISTAS E À PERCUSSÃO

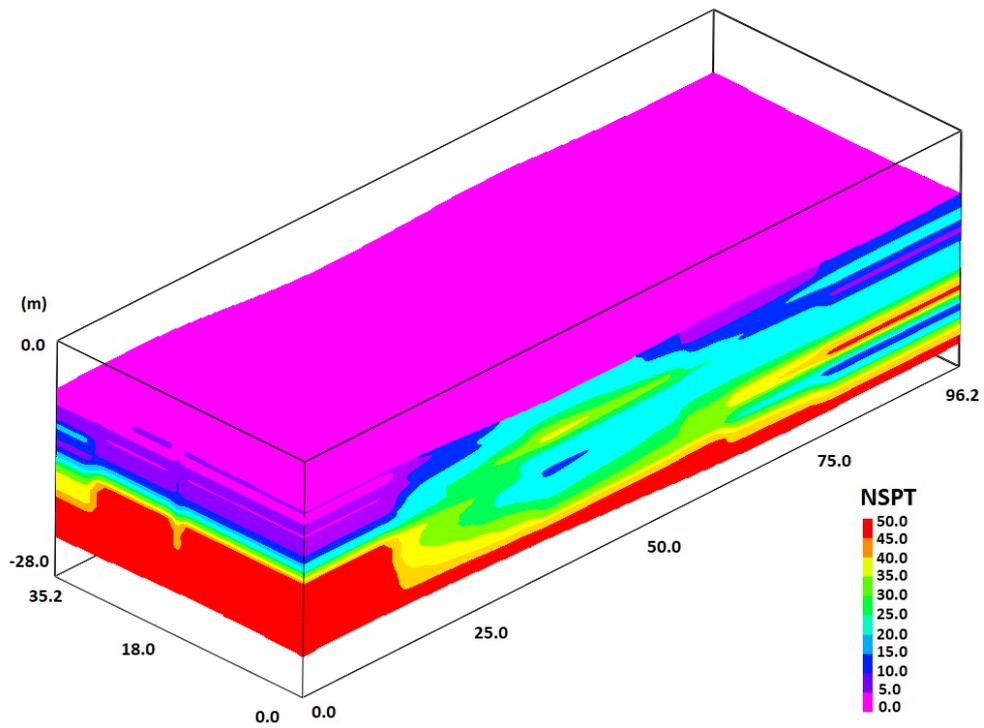
Finalmente, simulou-se concomitantemente o resultado de ambos os tipos de sondagens, verificando-se o comportamento do solo relativo a defasagem de aproximadamente 2 anos entre elas. Ressalta-se que para uma observação prévia às análises, as Figuras 4.21 a 4.24 serviram como base para o entendimento.



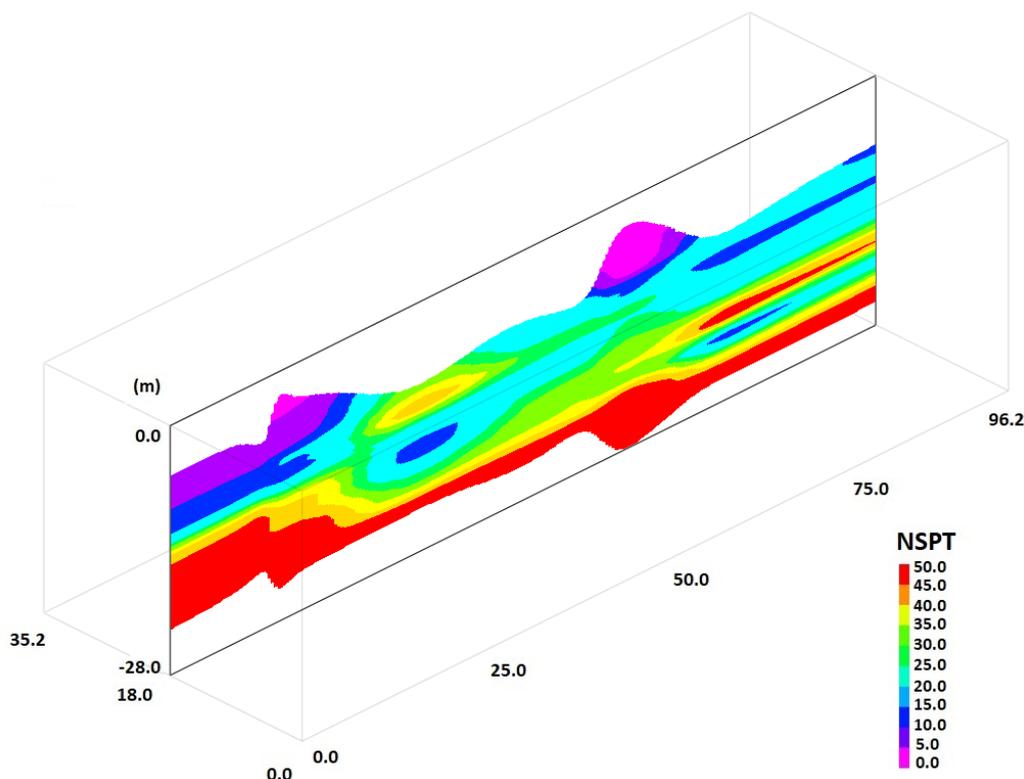
**Figura 4.21** – Modelo 3D referente a estratigrafia de ambos tipos de sondagens



**Figura 4.22** – Corte 3D referente a estratigrafia de ambos tipos de sondagens



**Figura 4.23** – Modelo 3D referente ao NSPT de ambos tipos de sondagens



**Figura 4.24** – Corte 3D referente ao NSPT de ambos tipos de sondagens

A maior concentração das sondagens apresentou-se no centro do terreno (Figura 4.4), tanto em termos de largura e comprimento, quanto em profundidade. Sendo assim, evidenciaram-se por meio das cores que as interpolações possuem tendências mais centralizadas. Em termos práticos, interpreta-se a ocorrência de valores máximos e mínimos de NSPT dentro dos espaços sem a presença das respectivas cores.

#### 4.4 ENERGIA DE EXECUÇÃO

Realizam-se rotinas para a aquisição da energia ou trabalho necessário para escavar cada estaca por meio do equipamento localizado dentro a perfuratriz SACI, que representa um sistema constituído por um circuito de aquisição de dados. Sendo assim, a partir da resposta ou reação do solo e por meio das informações obtidas pelo software de monitoramento, registrou-se o torque imposto à hélice (kNm), a força de rotação (RPM) e a velocidade de perfuração (m/h) para cada estaca analisada.

Verificando-se os resultados individuais de cada uma das três variáveis citadas anteriormente, calculou-se a partir da metodologia SCCAP a energia de execução de cada estaca.

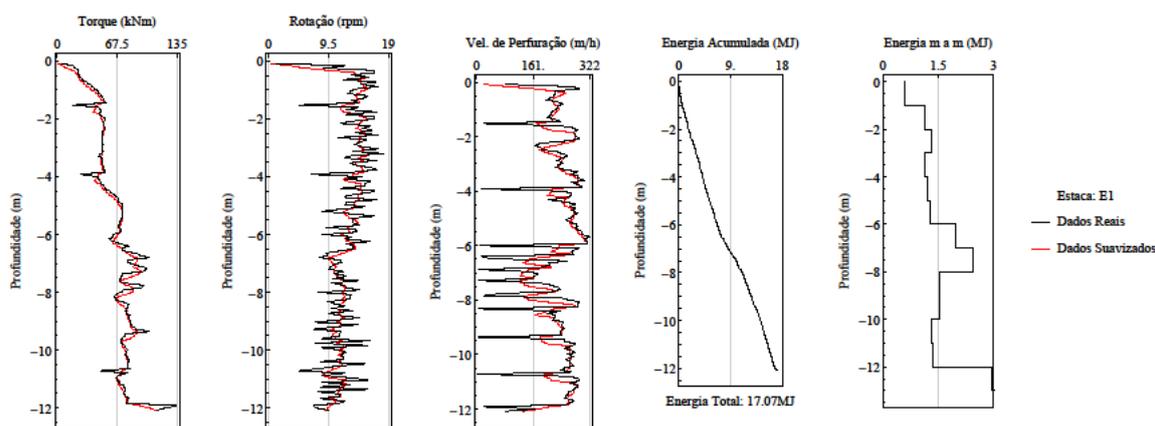
## 4.4.1 CÁLCULO DA ENERGIA DE EXECUÇÃO

### 4.4.1.1 CÓDIGO DO MATHEMATICA

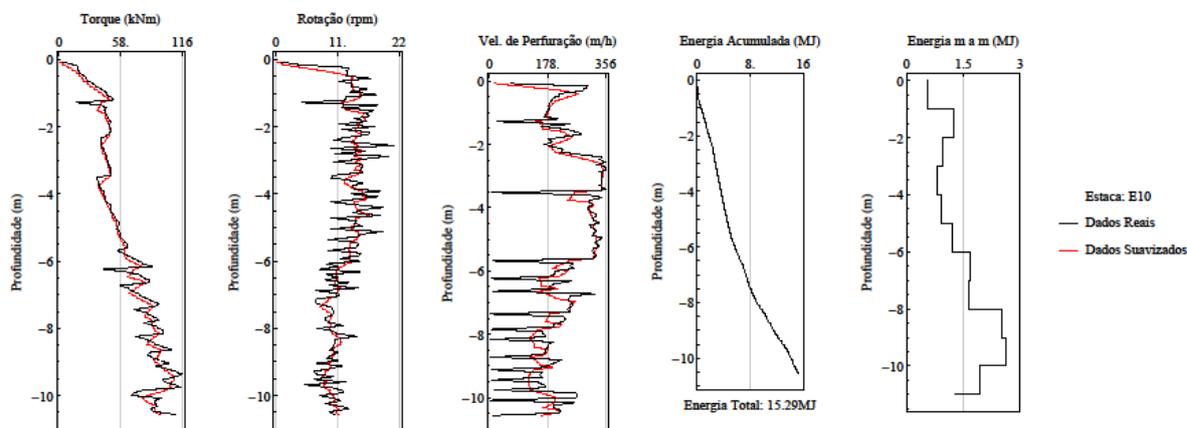
Por meio do software *Mathematica*® foi criado um código automatizado capaz de calcular a energia de execução de forma acumulada, metro a metro e normalizada pelo volume.

### 4.4.1.2 ENERGIA ACUMULADA

Basicamente, o intuito ao calcular a energia acumulada foi a obtenção da energia total de execução e o entendimento do comportamento do perfil estratigráfico em termos de resistência, pois a quantidade de estacas abrange significativamente todo o terreno da edificação. Verifica-se por meio dos gráficos traçados nas Figuras 4.25 a 4.27 como geraram-se as energias acumuladas de uma amostra de estacas pertencentes a estrutura de contenção. Já nas Figuras 4.28 a 4.30, pode-se observar esses resultados para uma amostra da fundação.



**Figura 4.25** – Energia de execução calculada: Estaca de contenção E1 (40cm)



**Figura 4.26** – Energia de execução calculada: Estaca de contenção E10 (40cm)

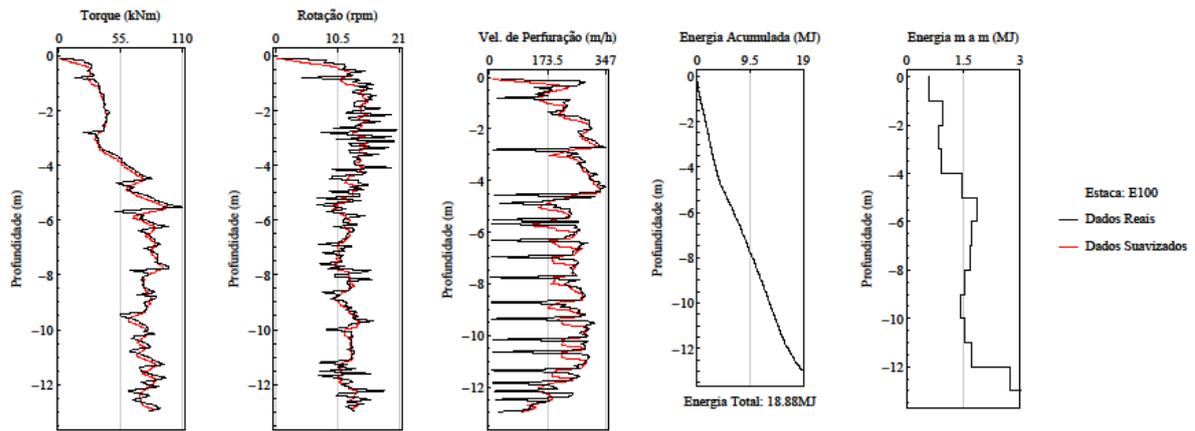


Figura 4.27 – Energia de execução calculada: Estaca de contenção E100 (40cm)

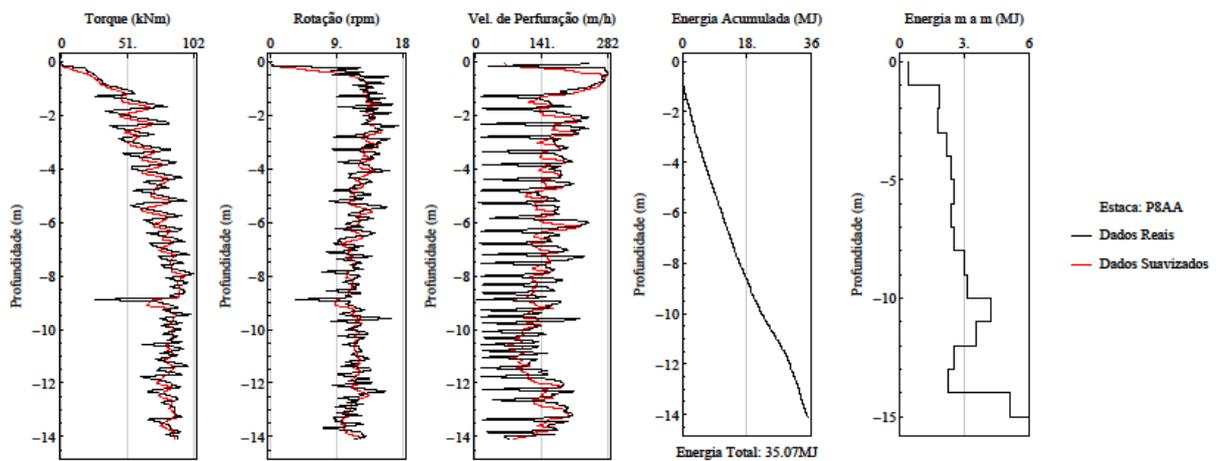


Figura 4.28 – Energia de execução calculada: Estaca de fundação P8AA (50cm)

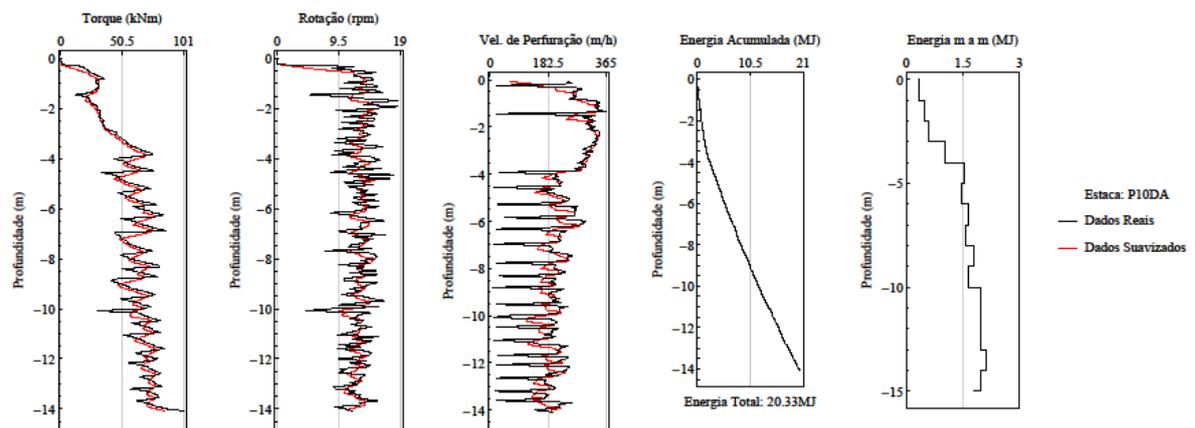
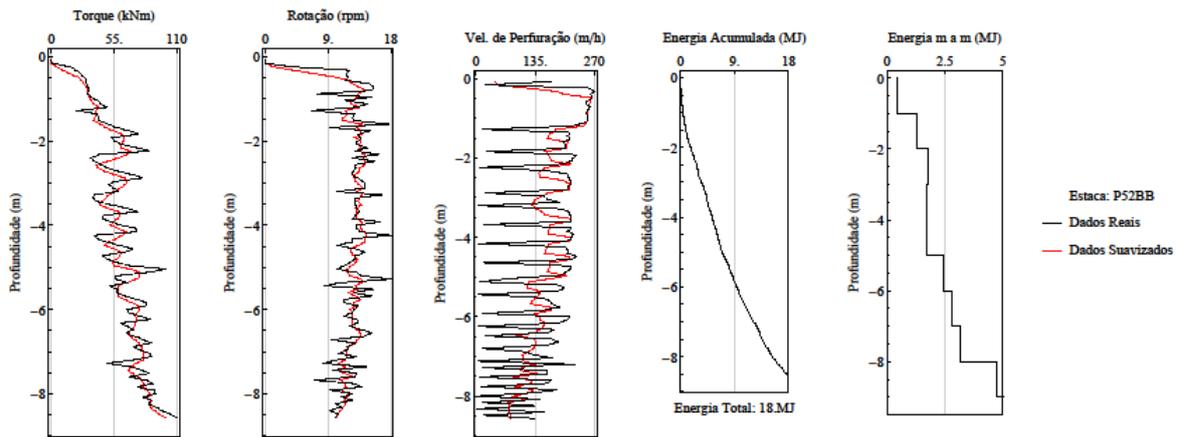
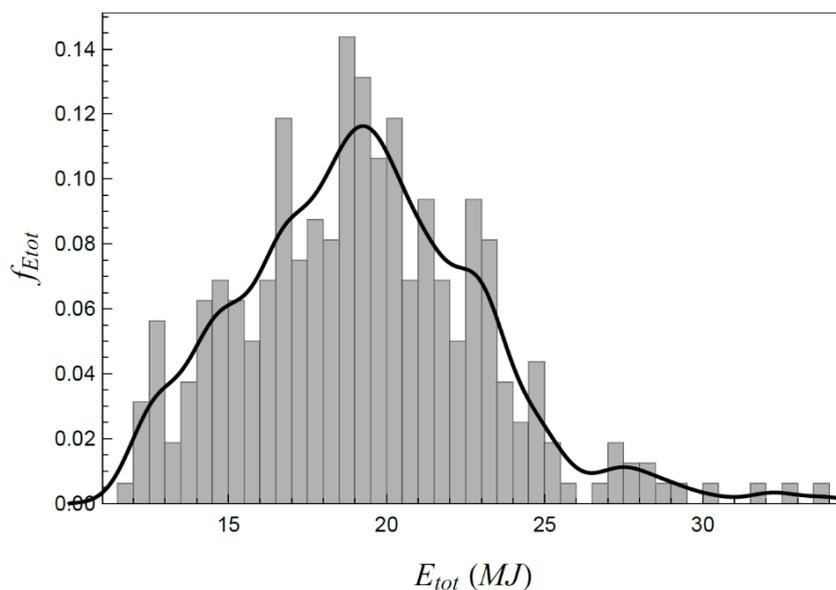


Figura 4.29 – Energia de execução calculada: Estaca de fundação P10DA (50cm)



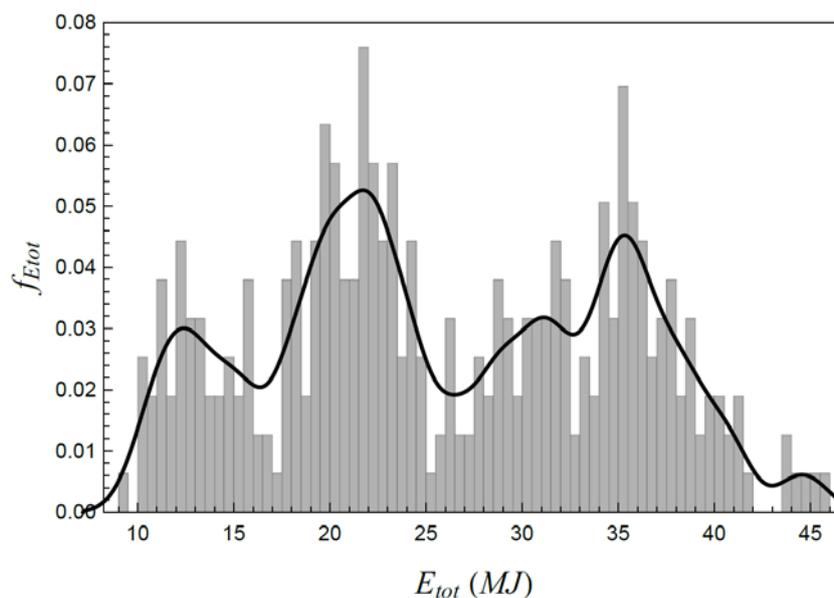
**Figura 4.30** – Energia de execução calculada: Estaca de fundação P52BB (50cm)

Apresentam-se nas Figuras 4.31 e 4.32 os histogramas referentes a curva de frequência de energia total de execução para as estacas das estruturas de contenção e fundação, respectivamente.



**Figura 4.31** – Curva frequência de energia total das estacas de contenção

Ao visualizar o histograma acima, percebe-se um gráfico multimodal, ou seja, fica claro a presença vários picos em torno dos quais os valores de energia se distribuem. Por outro lado, a interpretação física desses picos se deve principalmente a fatores como o comprimento da estaca, as quatro camadas de diferentes tipos de solos perfuradas e ainda o efeito de tensões no maço.



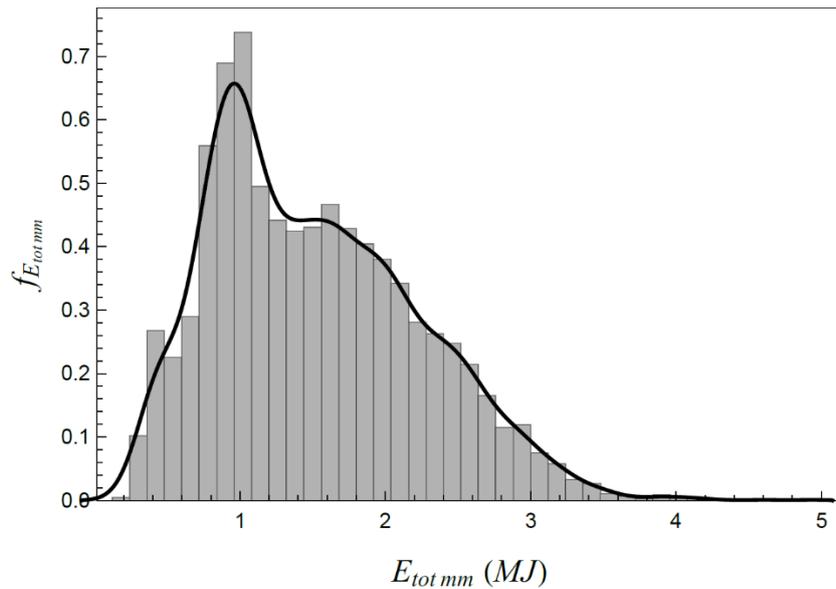
**Figura 4.32** – Curva frequência de energia total das estacas de fundação

Levando em consideração o segundo histograma, das energias totais das estacas de fundação, identifica-se um histograma aproximadamente trimodal, aparecendo três picos bem definidos. Em termos físicos, significa que no terreno no qual assentaram-se as estacas, existe a presença de três famílias de resistência no maciço. Essas mudanças, mesmo considerando o efeito de tensões, do comprimento das estacas e dos tipos de solo da estratigrafia do terreno, indicam a presença de três níveis marcantes de energia, necessitando atenção quanto às análises espaciais da capacidade de carga.

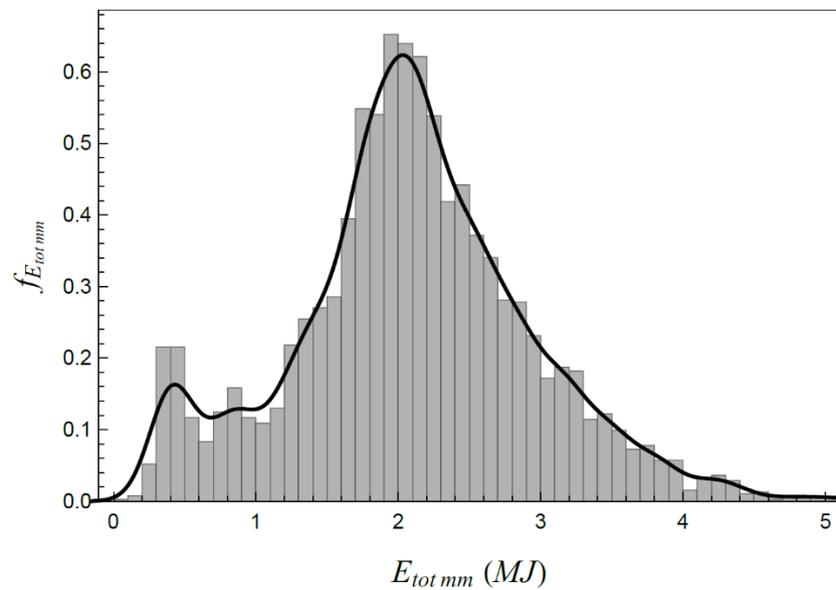
#### 4.4.1.3 ENERGIA METRO A METRO

Optou-se por calcular a energia metro a metro a fim de verificar como ela varia e se comporta nas diversas camadas de solo, pois para a análise inicial de projeto e execução de um edifício, o primeiro passo é a determinação da resistência ao longo do perfil do terreno em questão. Analogamente à apresentação da energia acumulada, apresentaram-se os gráficos das energias metro a metro junto as amostras do item 4.4.1.2.

Os histogramas da curva de frequência por energia fatiada a cada 1m de escavação relativos as estacas das estruturas de contenção e fundação são apresentadas nas Figuras 4.33 e 4.34, respectivamente.



**Figura 4.33** – Curva frequência de energia total metro a metro das estacas de contenção



**Figura 4.34** – Curva frequência de energia total metro a metro das estacas de fundação

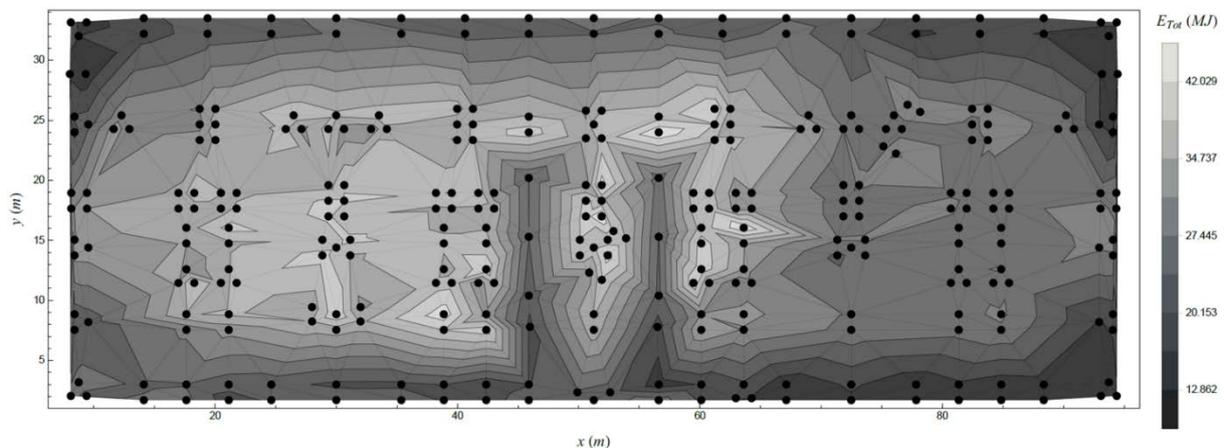
De forma análoga a interpretação estatística da frequência de energia total, ambas curvas representam-se pela multimodalidade. Nesse caso, como as análises são metro a metro, o quantitativo de dados de energia mostrou-se bastante superior. Ainda assim, pode-se notar de 2 a 3 picos pronunciados de maneira mais discreta.

No entanto, fisicamente esperava-se a presença de quatro picos bem definidos para as estacas de contenção e três picos para as estacas de fundação, pois remeteriam-se ao quantitativo das camadas características dos tipos de solo de cada estratigrafia.

O fato de terem se apresentado menos picos do que o fisicamente previsto pode se dever ao efeito da tensão confinante diferir para mesmas camadas de solo em função da localização da estaca. Por exemplo, uma fatia de 1m de solo do tipo argila siltosa pode estar em diferentes profundidades, sob diferentes tensões confinantes. A energia de execução será afetada por esse confinamento, haja vista ser mais difícil escavar quanto maior a tensão confinante. Esse aspecto vai ser tratado em seção posterior, quando a energia metro a metro será dividida pela profundidade da fatia.

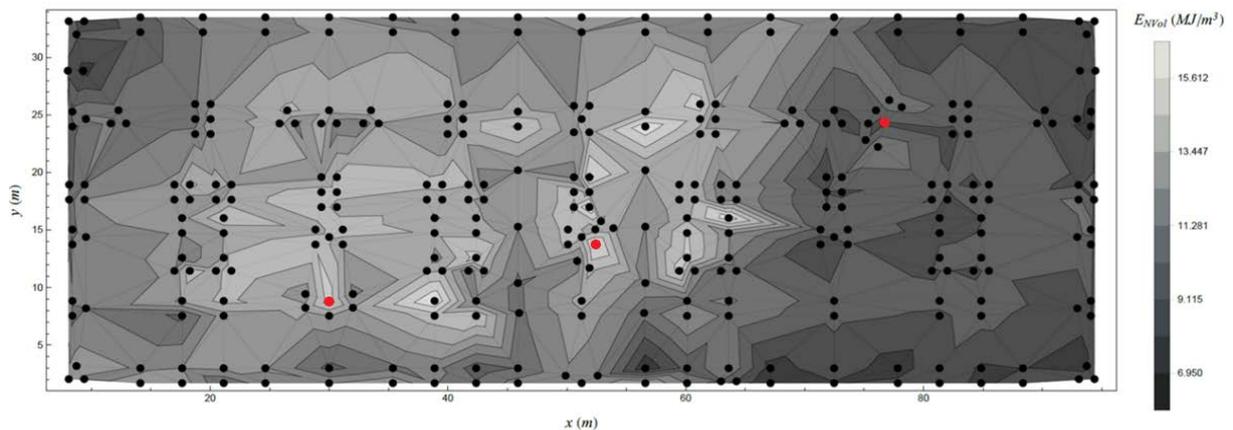
#### 4.4.2 ESPACIALIZAÇÃO DA ENERGIA TOTAL NORMALIZADA POR VOLUME

Após os cálculos das energias acumuladas de todas as estacas, geraram-se os valores totais de energia de execução. Para um melhor entendimento de como essa energia irá se comportar, criou-se um mapa de calor especializado a partir dos valores de energia total interpolados em toda área do terreno. A Figura 4.35 ilustra o comportamento das energias totais das estacas de fundação. Observou-se que para as estacas de contenção não foi possível fazer uma interpolação espacial da superfície de forma significativa e coerente, pois tratou-se de dados perimetrais, ou seja, a localização das estacas encontraram-se pontualmente em todo o perímetro do terreno.



**Figura 4.35** - Espacialização da energia total das estacas de fundação

Individualmente, cada estaca em fase de perfuração possui um determinado volume, em  $m^3$ , a partir da profundidade escavada e de acordo com o diâmetro da estaca, baseando-se na geometria das hélices. Com tais informações, normalizou-se a energia total por volume das estacas de fundação na Figura 4.36, neutralizando-se então o efeito do comprimento. Ilustra-se no resultado o posicionamento das estacas relativas às provas de carga, destacado em cor vermelha.



**Figura 4.36** – Espacialização da densidade de energia de execução das estacas de fundação

#### 4.4.3 ESPACIALIZAÇÃO DA ENERGIA METRO A METRO

Dividiram-se as espacializações da energia metro a metro em três etapas, seguindo o mesmo raciocínio da interpretação e execução das sondagens. Dessa forma, como inicialmente trabalhou-se com as sondagens mistas, espacializou-se primeiramente a estrutura de contenção. Após a escavação do terreno atingir a profundidade de 9,2m, executaram-se as sondagens à percussão, motivo pelo qual espacializou-se posteriormente apenas a estrutura de fundação. Finalmente, tendo em vista o resultado completo do subsolo, trabalhou-se com a compilação de ambas as estruturas.

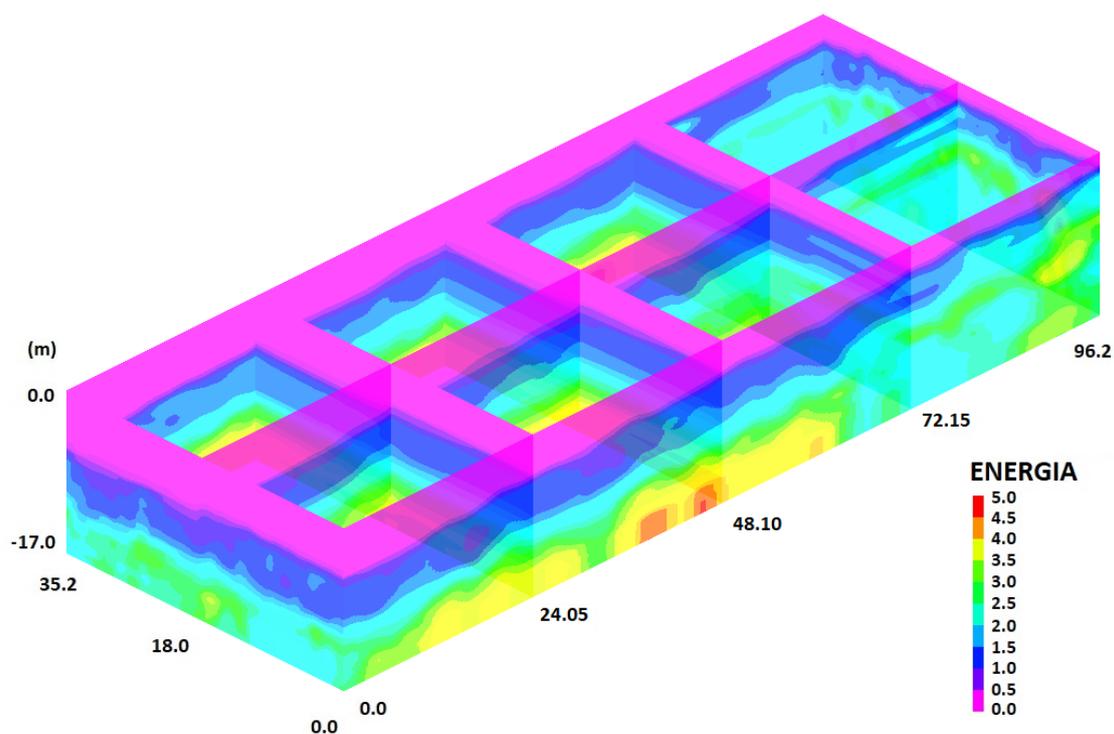
Para cada uma das três etapas mencionadas, criou-se um modelo tridimensional com diferentes tipos de cortes, buscando-se melhores análises para os resultados. Ressalta-se que a realização das espacializações da densidade de energia de execução já foram normalizada pelo volume.

##### 4.4.3.1 ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

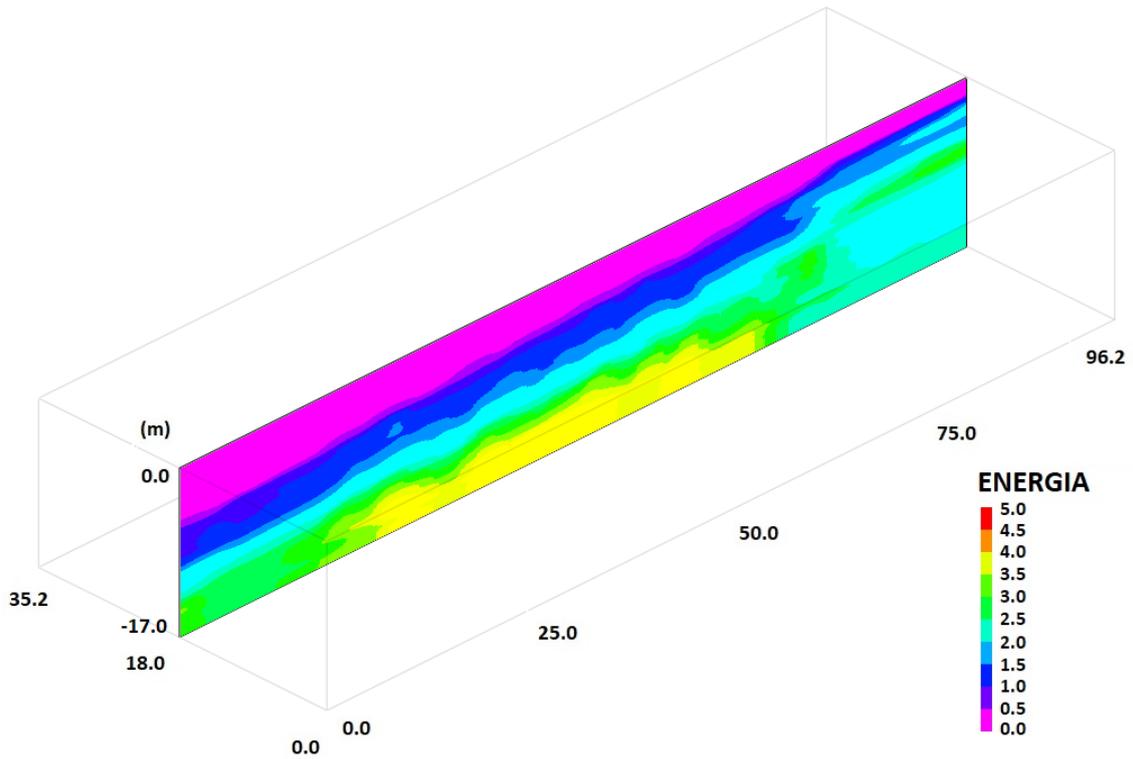
Apresenta-se na Tabela 4.4 as coordenadas iniciais e finais dos cortes utilizados nas três etapas da estrutura de contenção e visualiza-se cada uma nas Figuras 4.37 a 4.39. Nota-se que a interpolação em termos de coordenada Z inicia-se na cota 0.0m, referente ao nível do terreno, finalizando-se na cota -17.0m, relativo a ponta da estaca de contenção com a maior profundidade.

**Tabela 4.4** – Coordenadas das etapas de cortes para a estrutura de contenção

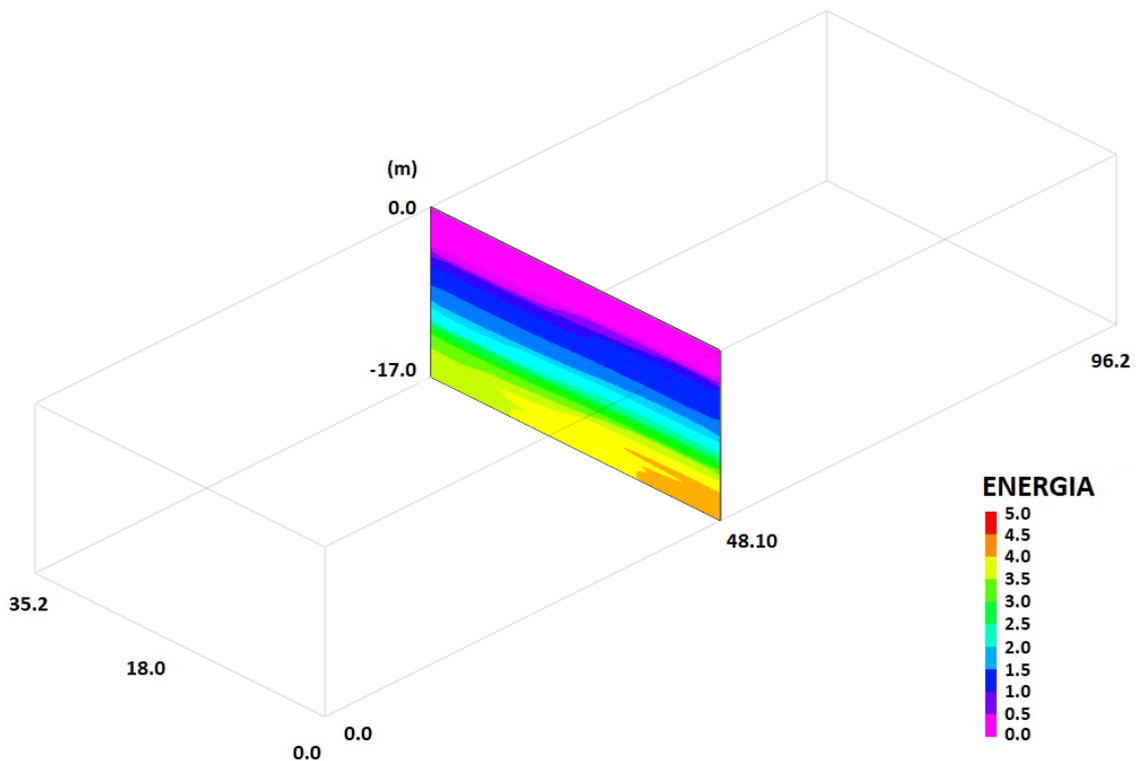
| Cortes 3D Energia - Estrutura de contenção | Coordenadas (m) |       |     |       |       |       |
|--|-----------------|-------|-----|-------|-------|-------|
|  | Xi              | Yi    | Zi  | Xf    | Yf    | Zf    |
| Etapa 1                                    | 0.0             | 0.0   | 0.0 | 0.0   | 35.20 | -17.0 |
|  | 0.0             | 0.0   | 0.0 | 96.20 | 0.0   | -17.0 |
|  | 96.20           | 0.0   | 0.0 | 96.20 | 35.20 | -17.0 |
|  | 0.0             | 35.20 | 0.0 | 96.20 | 35.20 | -17.0 |
|  | 24.05           | 0.0   | 0.0 | 24.05 | 35.20 | -17.0 |
|  | 48.10           | 0.0   | 0.0 | 48.10 | 35.20 | -17.0 |
|  | 72.15           | 0.0   | 0.0 | 72.15 | 35.20 | -17.0 |
| Etapa 2                                    | 0.0             | 18.0  | 0.0 | 96.20 | 18.0  | -17.0 |
| Etapa 3                                    | 48.10           | 0.0   | 0.0 | 48.10 | 35.20 | -17.0 |



**Figura 4.37** – Etapa 1: Espacialização da densidade de energia de execução (MJ/m<sup>3</sup>) das estacas de contenção.



**Figura 4.38** – Etapa 2: Corte longitudinal da densidade de energia de execução (MJ/m<sup>3</sup>) das estacas de contenção.



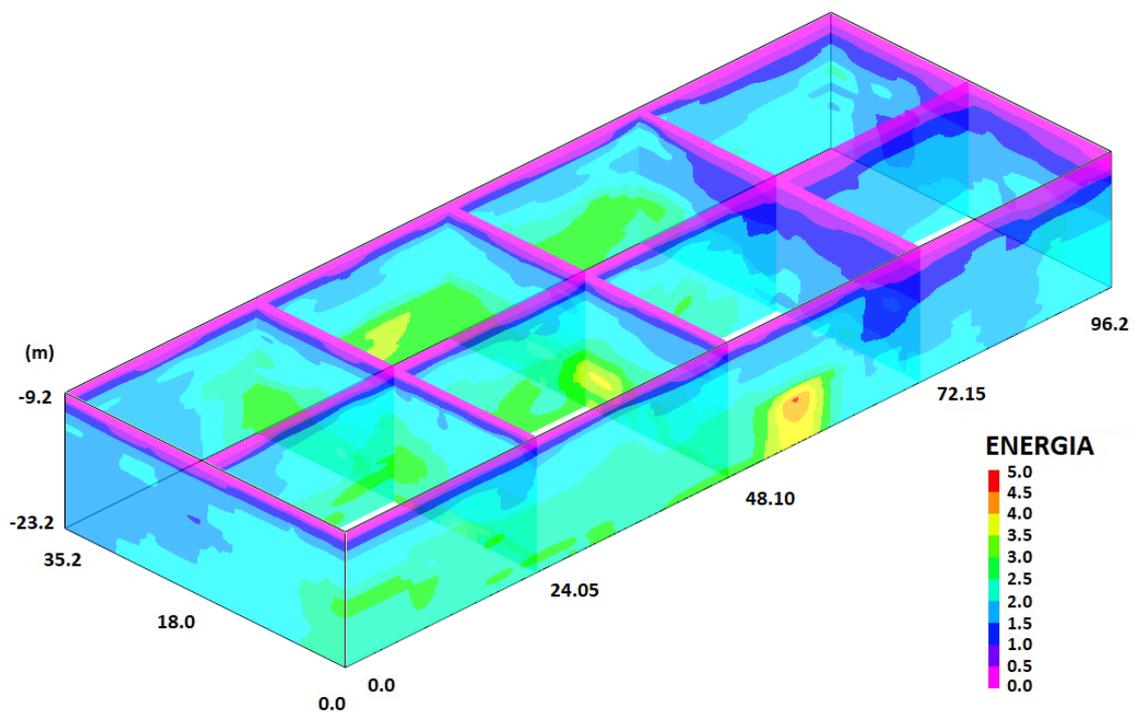
**Figura 4.39** – Etapa 3: Corte transversal da densidade de energia de execução (MJ/m<sup>3</sup>) das estacas de contenção

#### 4.4.3.2 ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO

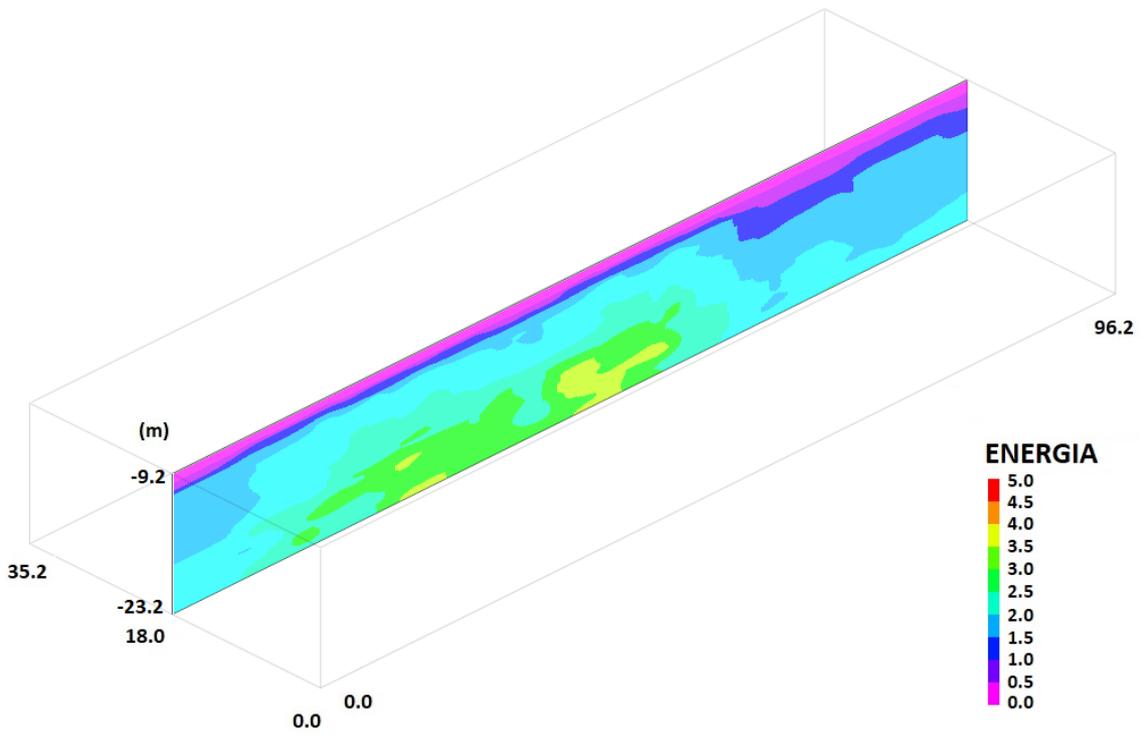
As estacas da estrutura de fundação encontram-se assentadas no mesmo nível topográfico de -9.2m, sendo a ponta da estaca com maior profundidade em -23.2m, referências utilizadas ao interpolar cada corte. A Tabela 4.5 apresenta as coordenadas completas e os resultados estão presentes nas Figuras 4.40 a 4.42.

**Tabela 4.5** – Coordenadas das etapas de cortes para a estrutura de contenção

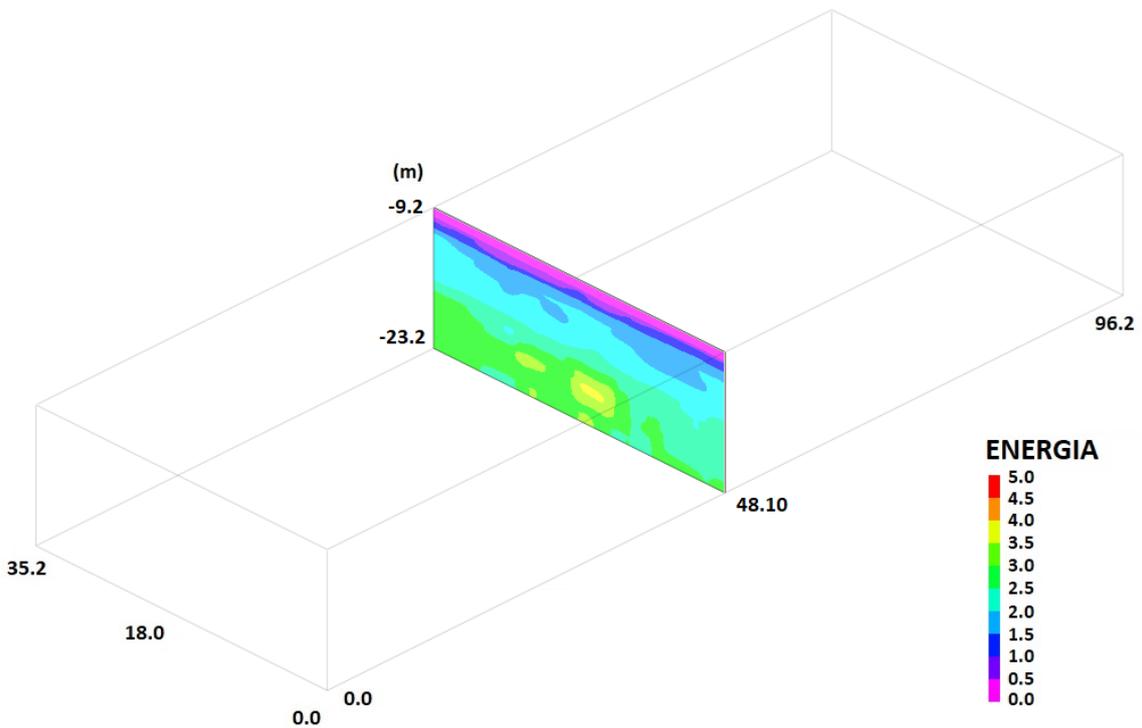
| Cortes 3D Energia - Estrutura de contenção | Coordenadas (m) |       |      |       |       |       |
|--|-----------------|-------|------|-------|-------|-------|
|  | Xi              | Yi    | Zi   | Xf    | Yf    | Zf    |
| Etapa 1                                    | 0.0             | 0.0   | -9.2 | 0.0   | 35.20 | -23.2 |
|  | 0.0             | 0.0   | -9.2 | 96.20 | 0.0   | -23.2 |
|  | 96.20           | 0.0   | -9.2 | 96.20 | 35.20 | -23.2 |
|  | 0.0             | 35.20 | -9.2 | 96.20 | 35.20 | -23.2 |
|  | 24.05           | 0.0   | -9.2 | 24.05 | 35.20 | -23.2 |
|  | 48.10           | 0.0   | -9.2 | 48.10 | 35.20 | -23.2 |
|  | 72.15           | 0.0   | -9.2 | 72.15 | 35.20 | -23.2 |
| Etapa 2                                    | 0.0             | 18.0  | -9.2 | 96.20 | 18.0  | -23.2 |
|  | 48.10           | 0.0   | -9.2 | 48.10 | 35.20 | -23.2 |



**Figura 4.40** – Etapa 1: Espacialização da densidade de energia de execução (MJ/m<sup>3</sup>) das estacas de fundação



**Figura 4.41** – Etapa 2: Corte longitudinal da densidade de energia de execução (MJ/m<sup>3</sup>) das estacas de fundação



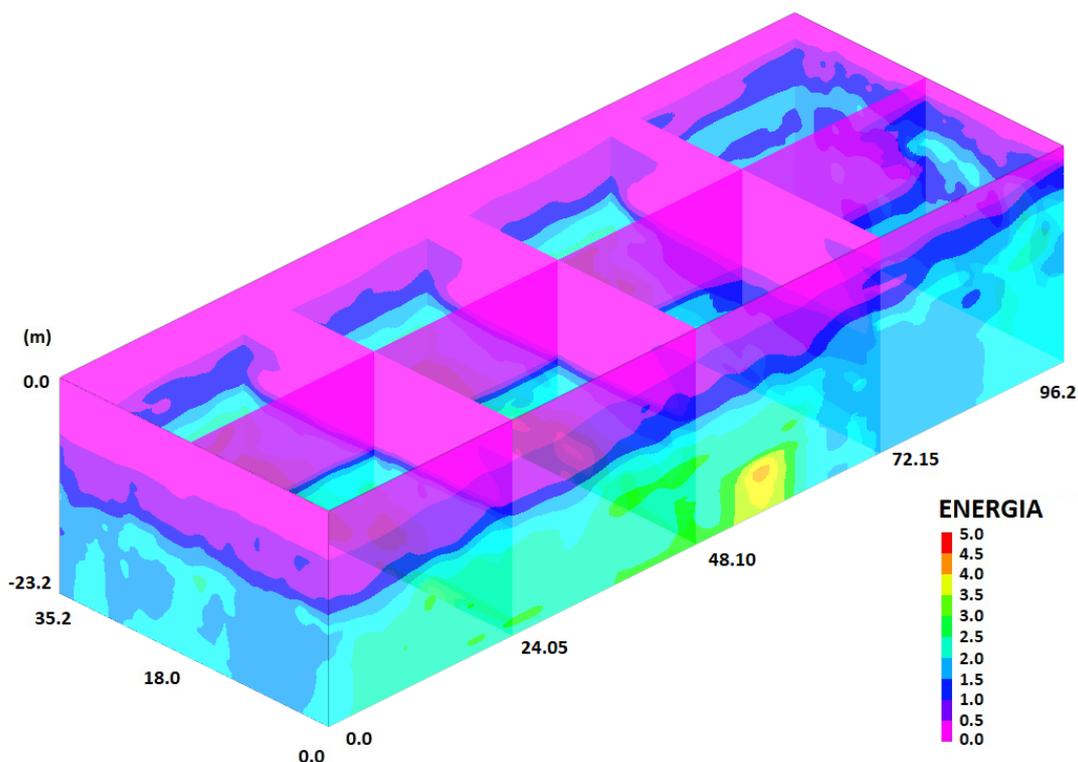
**Figura 4.42** – Etapa 3: Corte transversal da densidade de energia de execução (MJ/m<sup>3</sup>) das estacas de fundação

#### 4.4.3.3 ESTRUTURA DE CONTENÇÃO E FUNDAÇÃO (GLOBAL)

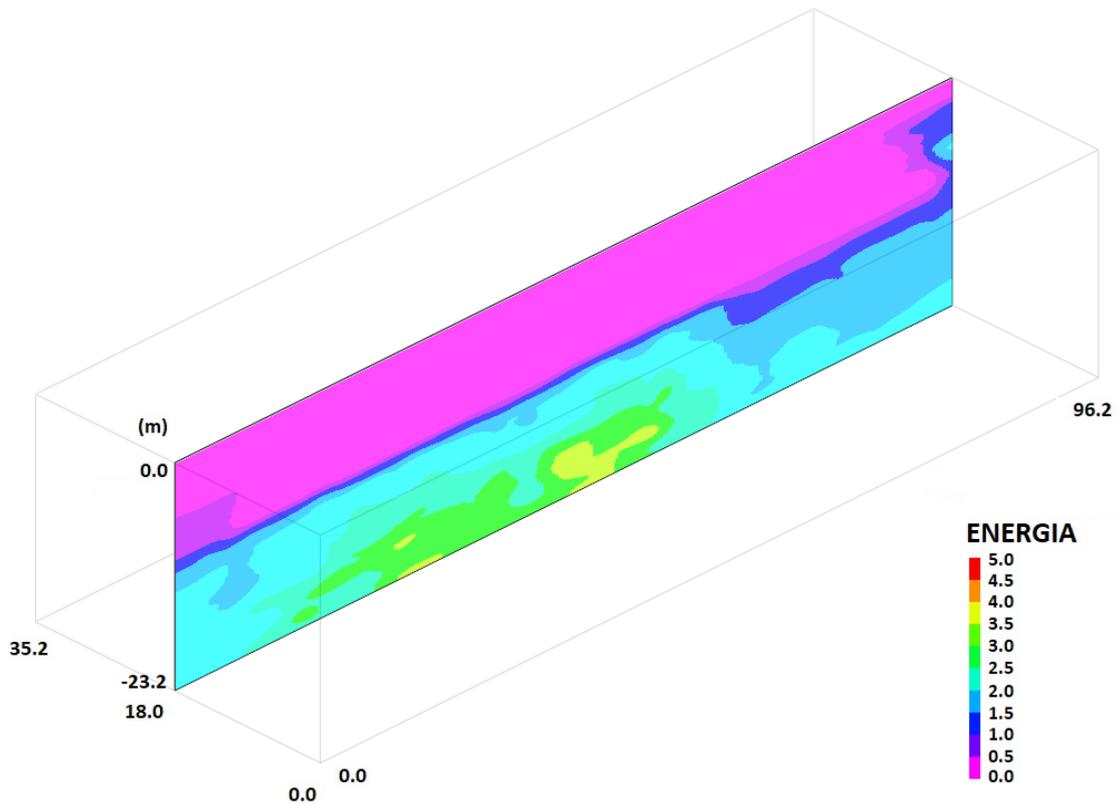
Após visualizar individualmente cada estrutura, buscou-se o entendimento do comportamento em termos de energia de execução. Agora, com o objetivo de observá-los conjuntamente para posteriores análises, espacializou-se a partir da Tabela 4.6 as três etapas, resultando-se em cortes mais detalhados, como mostra nas Figuras 4.43 a 4.45.

**Tabela 4.6** – Coordenadas das etapas de cortes para a estrutura de contenção e fundação

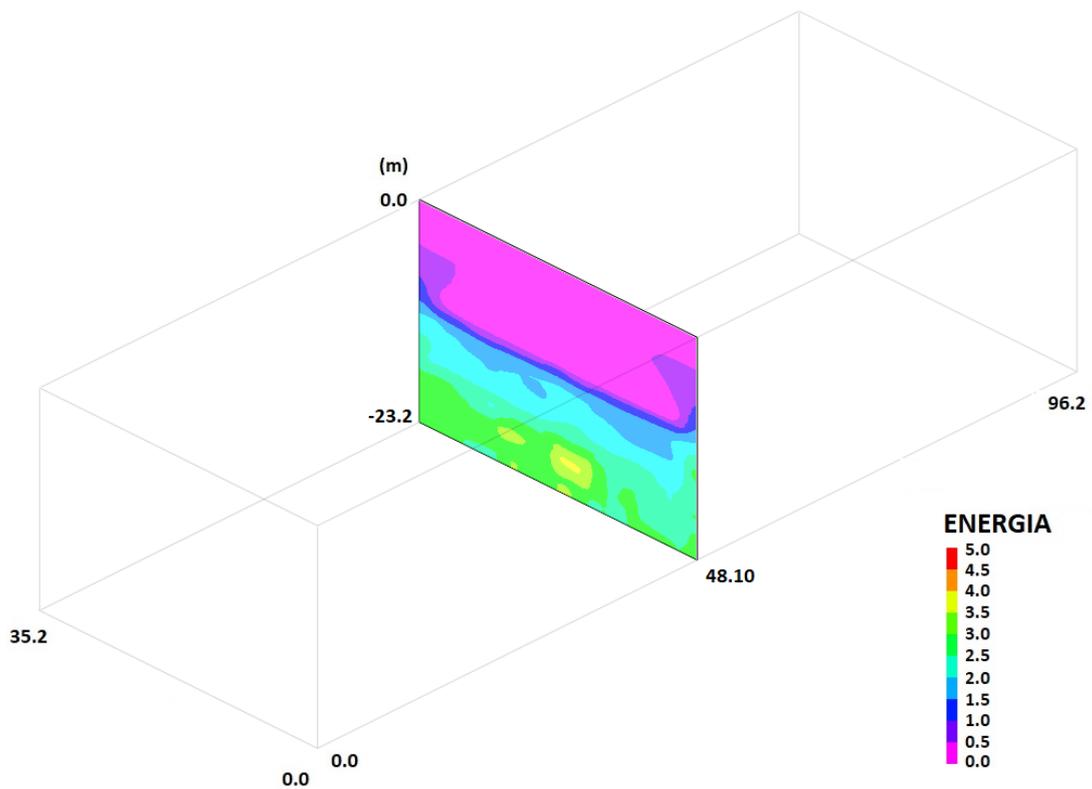
| Cortes 3D Energia - Estrutura de contenção | Coordenadas (m) |       |     |       |       |       |
|--|-----------------|-------|-----|-------|-------|-------|
|  | Xi              | Yi    | Zi  | Xf    | Yf    | Zf    |
| Etapa 1                                    | 0.0             | 0.0   | 0.0 | 0.0   | 35.20 | -23.2 |
|  | 0.0             | 0.0   | 0.0 | 96.20 | 0.0   | -23.2 |
|  | 96.20           | 0.0   | 0.0 | 96.20 | 35.20 | -23.2 |
|  | 0.0             | 35.20 | 0.0 | 96.20 | 35.20 | -23.2 |
|  | 24.05           | 0.0   | 0.0 | 24.05 | 35.20 | -23.2 |
|  | 48.10           | 0.0   | 0.0 | 48.10 | 35.20 | -23.2 |
|  | 72.15           | 0.0   | 0.0 | 72.15 | 35.20 | -23.2 |
| Etapa 2                                    | 0.0             | 18.0  | 0.0 | 96.20 | 18.0  | -23.2 |
|  | 48.10           | 0.0   | 0.0 | 48.10 | 35.20 | -23.2 |



**Figura 4.43** – Etapa 1: Espacialização da densidade de energia de execução (MJ/m<sup>3</sup>) de todas estacas



**Figura 4.44** – Etapa 2: Corte longitudinal da densidade de energia de execução (MJ/m<sup>3</sup>) de todas estacas



**Figura 4.45** – Etapa 3: Corte transversal da densidade de energia de execução (MJ/m<sup>3</sup>) de todas estacas

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

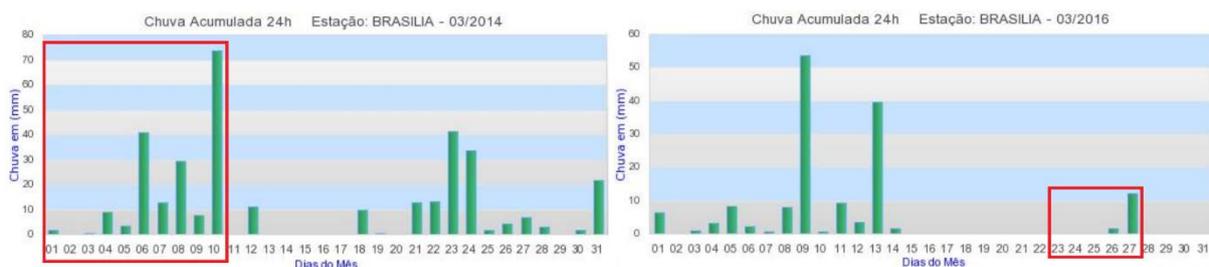
### 5.1 ESPACIALIZAÇÃO DE SPT E ESTRATIGRAFIA

Embora pouco frequente, mas de grande utilidade, o mapeamento da distribuição espacial do perfil estratigráfico do terreno elaborado com base nas sondagens tornam mais precisas as estimativas pontuais e em perfil da resistência do solo em pontos distintos dos que foram objeto das sondagens.

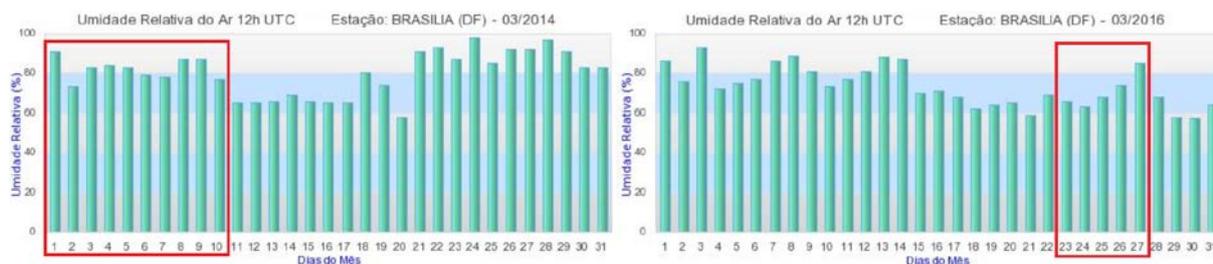
O tipo de ensaio utilizado é alvo de críticas devido à possibilidade de dispersão de resultados advinda de fatores humanos como, por exemplo, erro na contagem de golpes durante a execução ou falha na interpretação das características táctil-visuais da amostra do solo. Existem, no entanto, outros possíveis problemas relativos à realização dos ensaios e à situação da obra. Por exemplo, o aproveitamento ou realização de sondagens em períodos anteriores às escavações, passíveis de afetarem os resultados.

Partindo desse pressuposto, fica claro da análise dos perfis espacializados que há variação significativa entre os resultados das duas campanhas de sondagens, ainda que as mesmas tenham sido feitas em locais sobremaneira próximos. Tal diferença decorre, por um lado, da variação de tipificação táctil-visual das amostras coletadas feitas pelas duas equipes de sondagem responsáveis pelos estudos e por outro, das variações no número de golpes registrados entre as duas campanhas de sondagem em consequência do alívio de tensões. Esse alívio pode ser observado com a escavação do terreno e da variabilidade climática no decorrer dos períodos entre a execução das duas campanhas de sondagens, em especial no período mais próximo às execuções. Essa morfologia do terreno, afeta não só a distribuição de tensões como a de umidade e temperatura no manto não saturado.

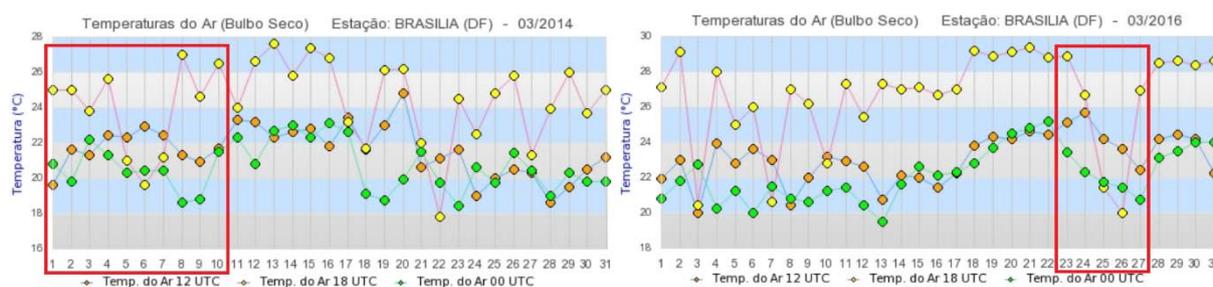
Analisando-se os dados de distribuição pluviométrica, umidade relativa e temperatura do ar, segundo dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), faz-se o comparativo entre as duas datas das campanhas de sondagens, conforme as Figuras 5.1 a 5.3.



**Figura 5.1** – Chuva acumulada entre os dias das campanhas de sondagens - Março/2014 e 2016



**Figura 5.2** – Umidade relativa do ar entre os dias das campanhas de sondagens - Março/2014 e 2016



**Figura 5.3** – Temperatura do ar entre os dias das campanhas de sondagens - Março/2014 e 2016

A influência no aspecto da dinâmica climática local é uma importante característica analisada a partir da oferta de precipitação, da variação da temperatura e da umidade relativa do ar. Verifica-se que, apesar das campanhas terem sido executadas no mesmo período, quando especificados os dias, diferem-se os resultados. Nota-se uma maior concentração de chuvas, maior umidade relativa e menor temperatura na primeira campanha de sondagem, o que conduziria a um comportamento pior. Vale destacar também como diferença dos resultados o possível fator associado ao processo executivo das sondagens em relação a circulação de água da primeira campanha.

Percebe-se que, segundo Reinert (2011), as incertezas geotécnicas podem estar presentes em qualquer investigação, principalmente pela variabilidade natural das formações geológicas, levando em conta que os processos de intemperização produzem transformações no perfil que acabam por dificultar a definição da estratigrafia do terreno e a previsão de determinados materiais que compõem o solo.

As identificações e classificações iniciais dos perfis geotécnicos do solo a partir da coleta das amostras dependeram da experiência e percepção dos responsáveis, agregando-se uma carga empírica aos resultados. Sendo assim, observaram-se inconsistências na hora de compatibilizá-los, ainda que as campanhas de sondagens tenham sido feitas em locais próximos, inviabilizando-se a princípio a modelagem desejada. Como solução, ao modelar as

camadas da estratigrafia, corrigiram-se algumas classificações pré-estabelecidas em campo. A modificação proposta estabeleceu-se por meio do entendimento dos resultados e dos métodos de interpolação presentes no software RockWorks®, implicando-se em quatro etapas:

- Observaram-se os tipos de solos predominantes: argila e silte;
- Interpretou-se a característica secundária principal de cada perfil: argiloso, siltoso ou arenoso;
- Relacionaram-se os dados listados com os valores de NSPT e como variavam com a profundidade, indicando-se quais camadas representariam o mesmo comportamento mecânico;
- Implementaram-se os dados no software.

As correções serviram para simplificação coerente das características presentes, pois com uma quantidade grande de variáveis (tipos de solos) e poucos pontos (sondagens mistas), inviabilizaria-se a interpolação e a espacialização. Com a compatibilização empregada, equalizaram-se os tipos de solo e o comportamento mecânico entre as duas campanhas de sondagens, permitindo-se a implementação no software. Observaram-se os resultados nas seções do item 4.2.1 e das espacializações em detalhes no item 4.3.

## **5.2 ENERGIA DE EXECUÇÃO**

Após a realização das espacializações em diferentes configurações da obra e seus contornos, pretende-se analisar o comportamento geotécnico em determinadas situações relativas aos procedimentos executivos, que normalmente são pouco aprofundados na prática e não é dada a devida importância.

### **5.2.1 EFEITO DA EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO**

Grande parte das análises feitas anteriormente em relação à compatibilização de sondagens teve certa influência do estado de tensões no terreno durante a execução dos ensaios.

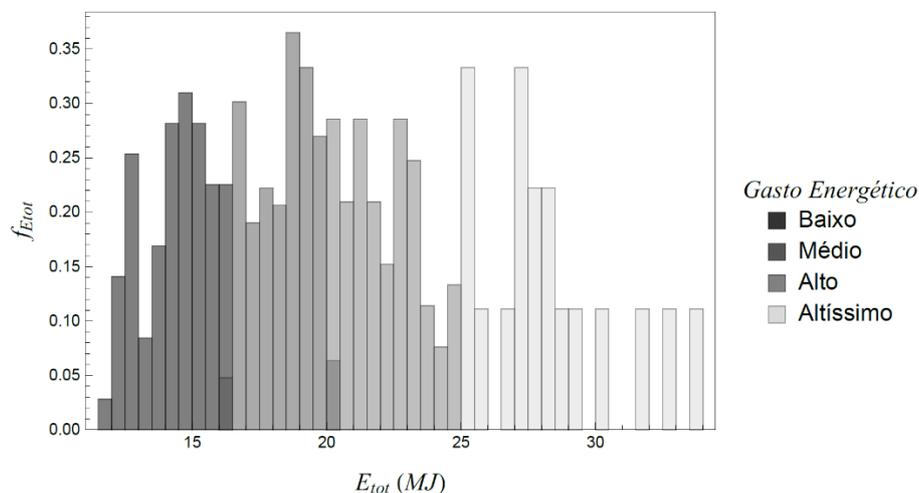
Para as análises de energia de execução, o estado de tensões se mostrou fundamental, verificando-se que a evolução da obra impacta nas tensões transmitidas à perfuratriz durante a execução das estacas.

É importante ressaltar que o entendimento proposto na presente pesquisa se fundamenta na tensão total horizontal como balizador da energia de execução. Em linhas gerais, um aumento na tensão horizontal total tende a aumentar a força de atrito que contrapõe o

movimento do helicóide em rotação, aumentando assim o trabalho dessa força dissipativa e consequentemente a energia de execução como um todo. A partir desse entendimento, a análise da variação das energias de execução das estacas será feita em tópicos posteriores.

### 5.2.2 ENERGIA COMO FERRAMENTA DE AVALIAÇÃO ESPACIAL DA RESISTÊNCIA DO TERRENO

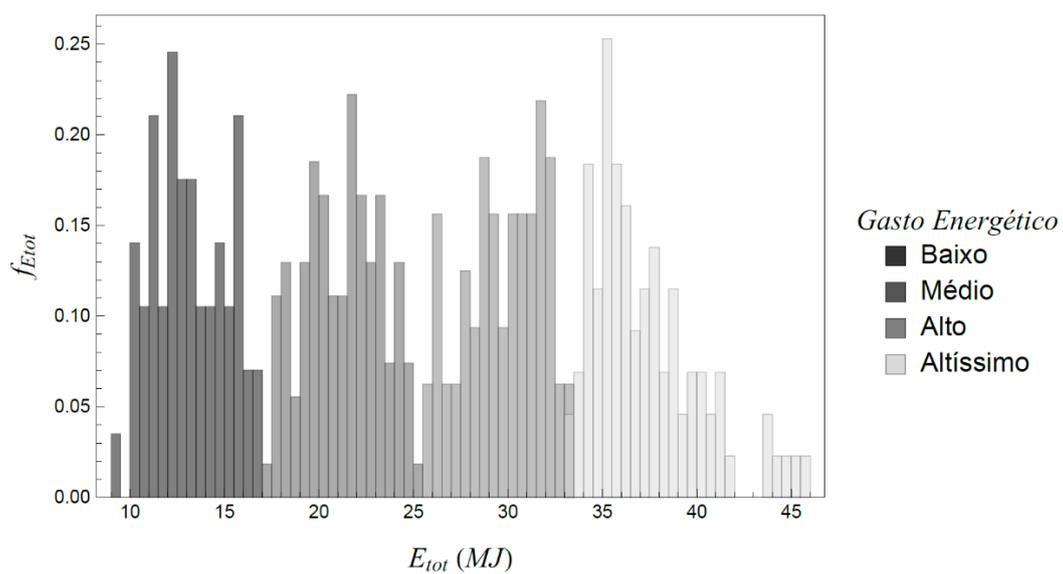
A representação da energia para avaliação do comportamento das estacas mostrou-se como uma ferramenta de grande importância, capaz de facilitar a interpretação e análise de dados, assim como uma nova forma de visualizar o terreno espacializado. Sendo assim, o gasto energético demandado de energia total para a estrutura de contenção pode ser visto de forma gráfica, conforme as Figura 5.4. É importante notar que, não apenas na Figura 5.4, mas também em outras que seguirão, foi utilizada a ideia de separação dos dados em grupos semelhantes. Esse processo, conhecido como *clustering*, aplica uma série de algoritmos que agrupam os dados de acordo com características comuns. Tal procedimento é necessário para indicar quais são os valores típicos de energia de execução em torno dos quais o restante dos valores se agrupam. Para realizar esse procedimento, utilizou-se a função *ClusteringComponents* do software *Mathematica*®.



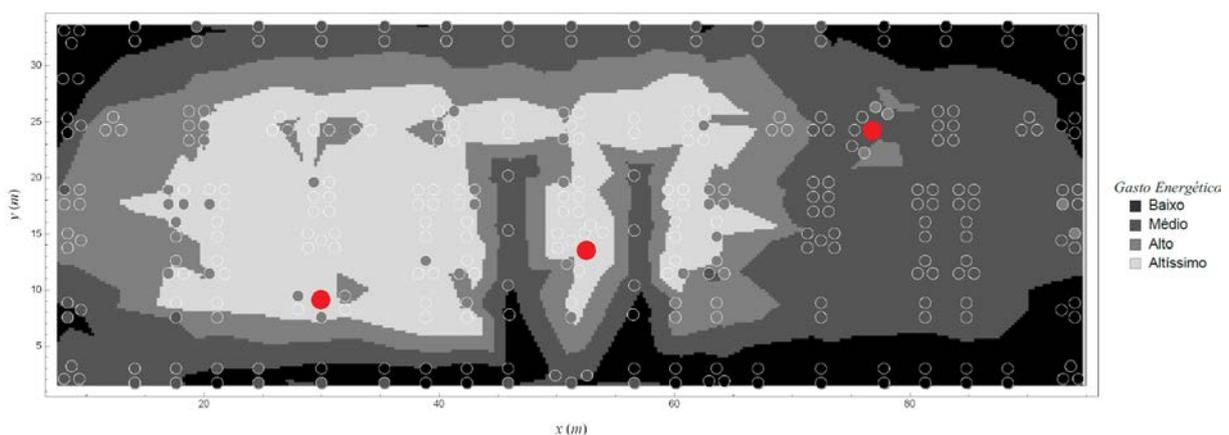
**Figura 5.4** – Frequência do gasto energético total demandado para a estrutura de contenção

Observando-se o gráfico de frequência do terreno para as estacas de contenção, é importante notar como variaram os gastos energéticos, pois essa análise influencia na escavação do terreno até atingir a profundidade necessária para a execução das fundações. De uma forma geral, como as estacas estão presentes no perímetro da obra, deve-se atentar então para os gastos energéticos pontuais das estacas.

As Figuras 5.5 e 5.6 ilustram de forma gráfica e espacial o gasto energético demandado de energia total para as estacas da estrutura de fundação. Em relação a Figura 5.6, também foi utilizada a técnica de *clustering*. No entanto, para esse caso, em vez de aplicar a função *ClusteringComponents* diretamente sobre os dados, aplicou-se esse algoritmo à imagem gerada ao se plotar um gráfico de densidade de valores de energia. Esse último tipo de gráfico é, na realidade, uma versão interpolada de um gráfico de isolinhas de energia. Essa construção foi, então, realizada ao aplicar a função *ClusteringComponents* à função *ListDensityPlot* do software *Mathematica*® para os dados em questão. Esse procedimento se repete em outras figuras a serem apresentadas.



**Figura 5.5** - Frequência do gasto energético total demandado para a estrutura da fundação



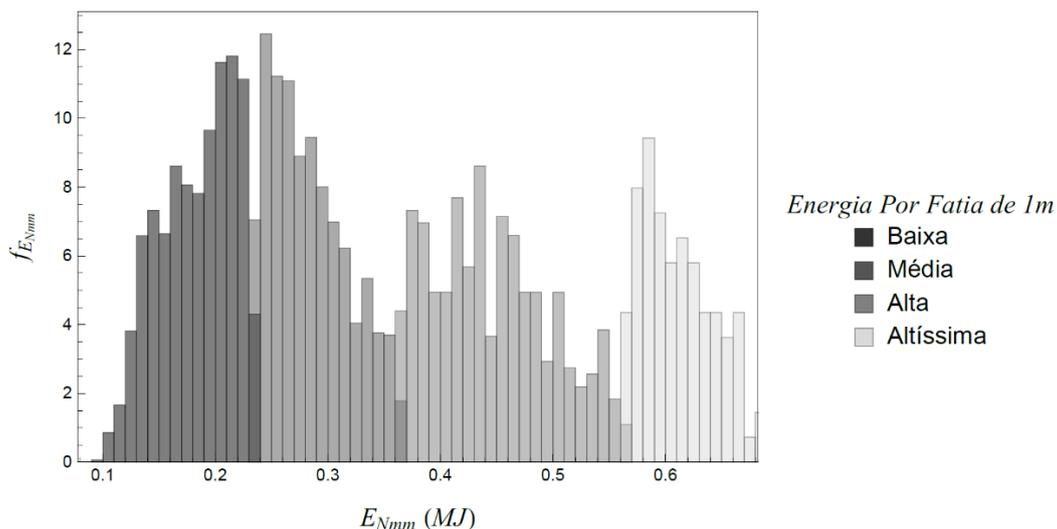
**Figura 5.6** – Espacialização do gasto energético total demandado para a estrutura de fundação

Comparando-se a espacialização das estacas de contenção com as de fundação, agora a variação do gasto energético no terreno fica factível, pois a distribuição das estacas engloba

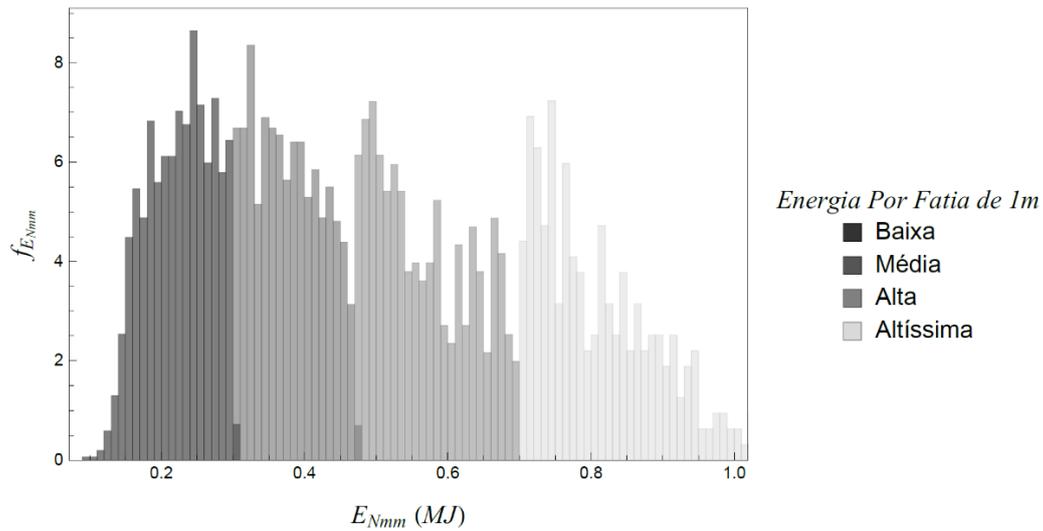
toda a superfície. Nota-se a presença de quatro regiões características, destacando-se três pontos:

- Baixo e médio gasto energético nas extremidades do terreno, possivelmente devido ao efeito de tensões horizontais em decorrência do descarregamento de solo pela escavação e pela influência cortina de contenção, mencionado pelas análises numéricas e experimentais expostas no item 2.6 e reforçado no item 5.2.1;
- Alto e altíssimo gasto energético na parte leste central do terreno, ficando claro o efeito das camadas de solo mais competentes ao comparar com a estratigrafia das sondagens SP4, SP3, SP2, SM1 e SM2 localizadas nessa região;
- Semelhança no comportamento das estacas das provas de carga PC2 e PC3 devido a posição em uma mesma região característica, quando comparado à PC1, todas destacadas em cor vermelha.

Tratando-se do gasto energético de energia metro a metro para a estrutura de contenção e fundação, plotaram-se os gráficos conforme as Figuras 5.7 e 5.8. Nota-se que nesses casos, a energia total metro a metro foi normalizada pela profundidade de cada fatia, de maneira a neutralizar o efeito da tensão confinante (julgada como de crescimento linear com a profundidade). Pode ainda haver o efeito da geometria referente à posição da estaca de fundação em relação a de contenção, que será estudo em análises posteriores.



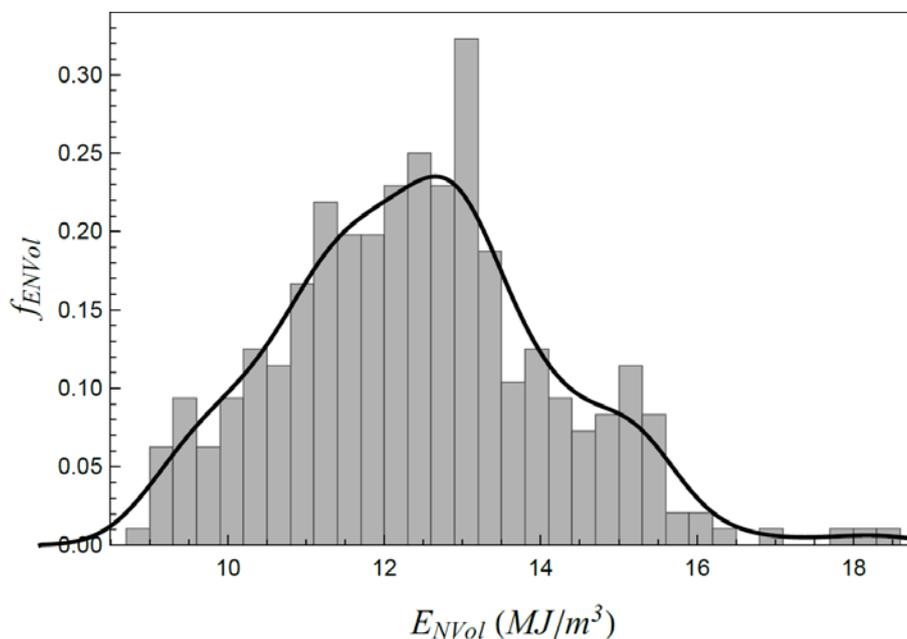
**Figura 5.7** - Frequência do gasto energético metro a metro para a estrutura de contenção



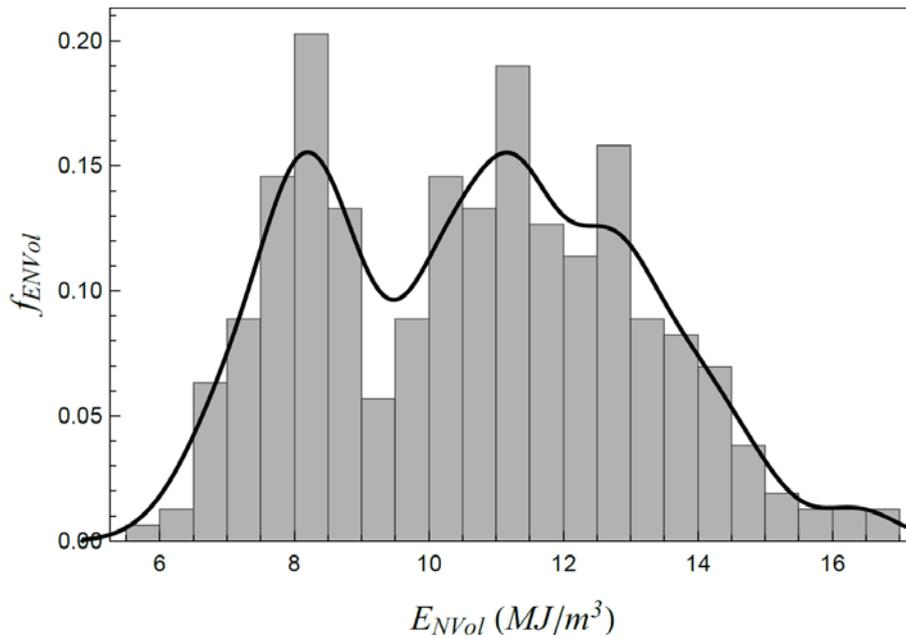
**Figura 5.8** – Frequência do gasto energético metro a metro para a estrutura de fundação

Pode-se notar da análise dos histogramas que quatro regiões bem definidas se fazem presentes, representando fatores como tipos de solo.

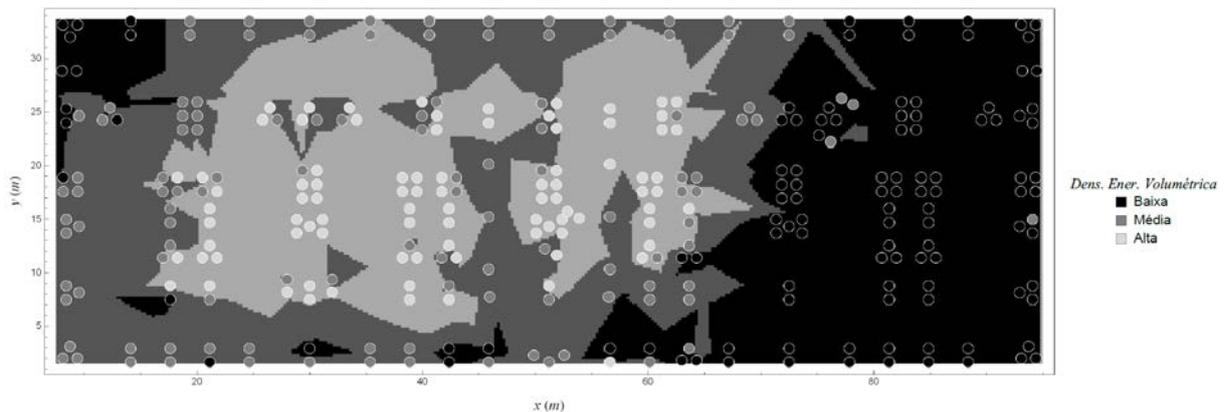
A partir do valor da energia acumulada, possibilita-se o cálculo da respectiva densidade de energia volumétrica em determinada região do terreno, no caso, essa energia é medida por unidade de volume. Sendo assim, normalizaram-se graficamente e espacialmente as densidades para as energias acumuladas das estacas, conforme as Figuras 5.9 a 5.11.



**Figura 5.9** - Frequência da densidade de energia volumétrica para as estacas de contenção



**Figura 5.10** - Frequência da densidade de energia volumétrica para as estacas de fundação



**Figura 5.11** – Espacialização da densidade de energia volumétrica para as estacas de fundação

Ao analisar os gráficos e as espacializações das densidades de energia de execução, percebeu-se semelhança na representação dos resultados quando comparados com a energia de execução. O fato é esperado, pois a influência do estado de tensões no solo e das camadas resistentes de solo mantém-se iguais, apenas alterando-se o efeito do comprimento da estaca, uma vez neutralizado para o presente caso. Observa-se outra diferença que, em termos de gasto energético, apresentaram-se três regiões características.

### 5.2.3 ENERGIA ALIADA AO MÉTODO BOOTSTRAP COMO FERRAMENTA DE AVALIAÇÃO PONTUAL DA RESISTÊNCIA DO TERRENO

Para os seguintes tópicos de análises de resultados, aliaram-se os resultados das energias de execução com o método de reamostragem Bootstrap. O objetivo consistiu em implementar

interpretações e análises das relações de determinadas amostras representativas de estacas, previamente estabelecidas em grupos. Dessa forma, buscou-se validar ou não o impacto das energias dos grupos de estacas de fundação entre si e em relação às estacas de contenção.

Selecionaram-se os dados dos grupos randomicamente pela técnica Bootstrap, calculando-se os parâmetros médios, coeficientes de variação e intervalo de confiança para as suas medidas estatísticas. Para isso, realizaram-se 10000 repetições ou reamostragens em todos os procedimentos estatísticos, mantendo-se a variabilidade dos dados originais próximas dos valores estimados. Assim, torna-se desnecessário a utilização de mais reamostragens, já que as mudanças nas estimativas aproximam-se a zero.

É interessante notar que o cálculo do intervalo de confiança com o método Bootstrap fornece valores assimétricos em relação à sua média. Além disso, o método sempre mantém o significado físico das variáveis (ambas definidas como positivas), haja vista os valores das estatísticas serem sempre calculados a partir dos dados amostrados. Ressalta-se que o intervalo de confiança que será mostrado nas análises é o de 95%, considerando-se a correção de tendência e aceleração BCa, e que será avaliado o teste de hipótese da igualdade de distribuição de duas amostras distintas.

Buscando-se o entendimento de interesse, avaliou-se primeiramente a influência do posicionamento e sequência de execução dos grupos por bloco de estacas de fundação. Posteriormente, realizou-se uma subdivisão do grupo de estacas próximo à estrutura de contenção para analisar o efeito de borda entre elas. Finalmente, a fim de compreender a relação entre as estacas de contenção e fundação, separou-se a área de influência entre elas, previamente especializada entre as cotas -9,2m e -15m.

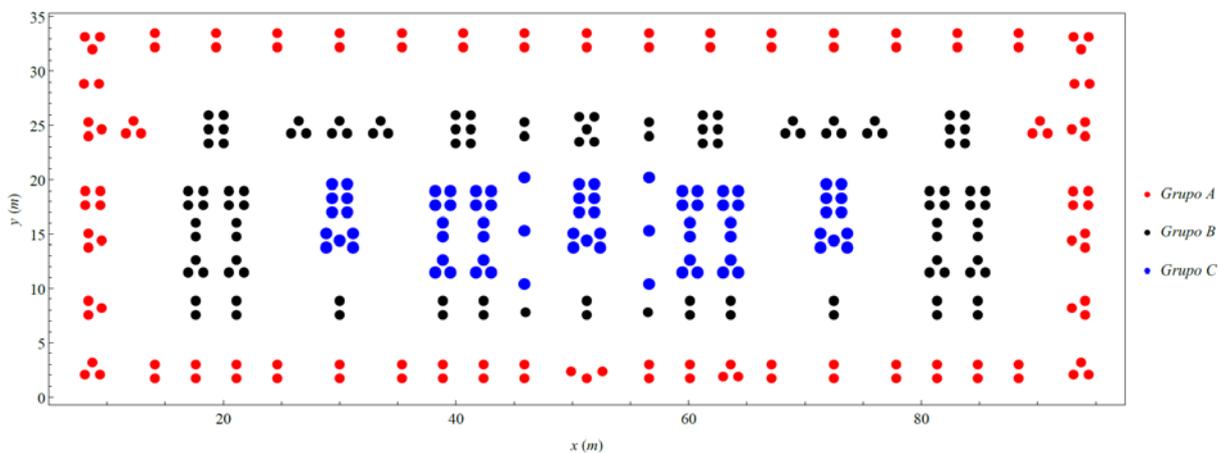
### **5.2.3.1 INFLUÊNCIA DO POSICIONAMENTO DAS ESTACAS**

Um dos principais cuidados que devem ser tomados durante a execução de um estaqueamento refere-se ao controle do posicionamento das estacas em relação à geomorfologia da obra ou do próprio local da obra, segundo o caso. Além disso, a disposição das estacas podem influenciar de forma significativa as demais estacas em termos de energia de execução (Collantes, 2017). Para a análise, dividiu-se o estaqueamento da fundação em três grupos com a intenção de verificar a influência do posicionamento dessas estacas próximas a estrutura de contenção e na medida em que se afastam, centralizando-se no terreno.

Encontram-se no Anexo A as informações com as nomenclaturas de todas as estacas contidas em cada grupo e da sequência de execução das estacas por bloco de fundação.

Os três grupos representam a totalidade das estacas de fundação, diferenciando-se pelas cores e posicionamento no terreno, conforme a Figura 5.12. Dividiram-se os grupos estrategicamente, especificando-se que:

- Grupo A: coloração vermelha e zona próxima à estrutura de contenção;
- Grupo B: coloração preta, zona afastada da estrutura de contenção e próxima ao centro do terreno;
- Grupo C: coloração azul, zona mais afastada da estrutura de contenção e localizadas no centro do terreno.

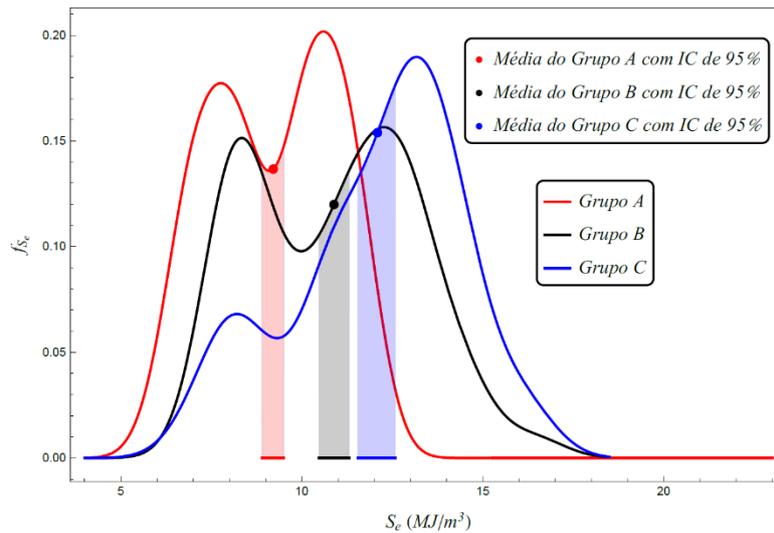


**Figura 5.12** – Divisão dos grupos de estacas de fundação

Na Tabela 5.1 constam os valores  $p$  referentes aos testes de hipóteses e na sequência, dado pela Figura 5.13, o histograma com o intervalo de confiança de 95% para as médias das energias por unidade de volume para cada grupo. Ressalta-se que as células de cor verde indicam que a hipótese nula é aceita e as de cor vermelha indicam que a hipótese alternativa é aceita, ou seja, nesse caso ocorre a rejeição da hipótese nula com 5% de tolerância.

**Tabela 5.1** – Resultados dos testes de hipóteses (valor  $p$ ): posicionamento das estacas

| Posicionamento das estacas | Grupo A | Grupo B | Grupo C |
|----------------------------|---------|---------|---------|
| Grupo A                    | 1       | 0       | 0       |
| Grupo B                    | 0       | 1       | 0,0007  |
| Grupo C                    | 0       | 0,0006  | 1       |



**Figura 5.13** – Intervalo de confiança de 95% para os grupos A, B e C

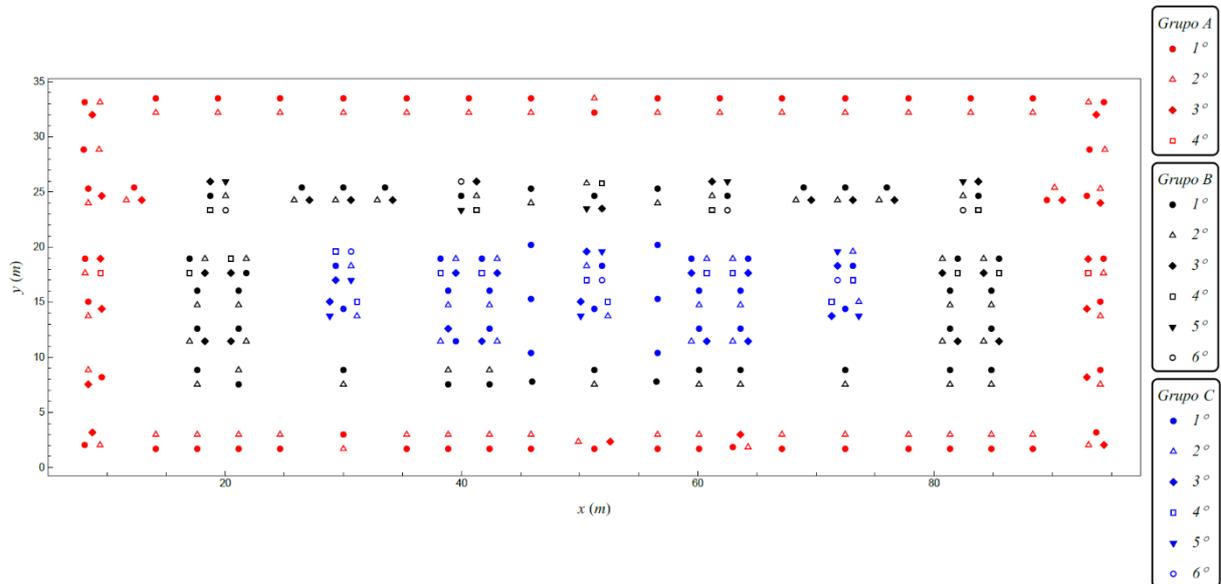
A leitura das tabelas de teste de hipóteses, como a Tabela 5.1, é simples: na primeira coluna, observa-se o grupo base, com o qual se vai comparar outro grupo. Nas colunas subsequentes, observa-se o grupo candidato, sobre o qual será verificada a hipótese nula de igualdade entre grupos. Por exemplo, na linha 2 da primeira coluna está o Grupo A. O valor  $p$  associado ao teste de igualdade de distribuição entre grupo A e Grupo C está na segunda linha e quarta coluna.

Como as análises implicam na avaliação da influência do posicionamento das estacas de fundação em relação à energia de execução, fica evidente que os grupos A, B e C não advêm da mesma distribuição, não podendo ser considerados estatisticamente iguais. Essa aferição faz total sentido, pois mostra que fisicamente são regiões com características diferentes. Dessa forma, constatou-se a influência do posicionamento das estacas dos três grupos.

### 5.2.3.2 INFLUÊNCIA DA SEQUÊNCIA DE EXECUÇÃO POR BLOCO DE FUNDAÇÃO

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), especificamente no anexo em que se trata dos procedimentos executivos das estacas hélice contínua monitorada, existem informações pertinentes a execução das estacas. O espaçamento mínimo entre elas quando executadas não deve ser inferior a cinco vezes o diâmetro e necessita-se do intervalo mínimo de 12 horas, justamente para prevenção de seccionamento de fustes e obtenção de estacas íntegras. Ressalta-se que, na prática, esse intervalo pode ser estendido em até 24 horas devido a situação de pega do concreto utilizado.

Com tais informações normativas, espera-se que não exista influência na sequência de execução das estacas quando realizadas em um mesmo bloco. No entanto, a fim de averiguar se a ordem executiva das estacas em termos de energia de execução, de fato, estão ou não estatisticamente relacionadas, manteve-se a análise para os três grupos, verificando-se na Figura 5.14 a ordem de execução das estacas.



**Figura 5.14** – Ordem de execução das estacas por bloco de fundação

Os grupos A, B e C mantiveram-se para esse tipo de análise, pois anteriormente verificou-se que existe influência entre eles, facilitando assim o entendimento das análises subsequentes. Dessa forma, para cada grupo observou-se estatisticamente as equivalências a partir das Tabela 5.2 a 5.4 dos valores  $p$ .

**Tabela 5.2** - Resultados dos testes de hipóteses (valor  $p$ ): sequência de execução do Grupo A

| Sequência de execução das estacas | 1ª     | 2ª     | 3ª     | 4ª     |
|-----------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 1ª                                | 1      | 0,1321 | 0,4913 | 0,0001 |
| 2ª                                | 0,1298 | 1      | 0,6165 | 0,0312 |
| 3ª                                | 0,4868 | 0,6183 | 1      | 0,0162 |
| 4ª                                | 0,0009 | 0,0292 | 0,0139 | 1      |

Analisando-se separadamente cada grupo, algumas considerações foram estabelecidas. O grupo A se enquadra na hipótese nula, com as estacas pertencendo à mesma distribuição estatística, indicando que não existe influência entre a ordem executiva delas. Ao observar na Tabela 5.2 a quarta estaca da sequência, todas as células estão em vermelho, sendo desprezadas nas análises. O motivo da exclusão deve-se ao quantitativo de amostra, tendo apenas dois blocos

com quatro estacas. Amostras pequenas implicam em dispersão dos dados para uma mesma confiabilidade.

**Tabela 5.3** - Resultados dos testes de hipóteses (valor  $p$ ): sequência de execução do Grupo B

| Sequência de execução das estacas | 1 <sup>a</sup> | 2 <sup>a</sup> | 3 <sup>a</sup> | 4 <sup>a</sup> | 5 <sup>a</sup> | 6 <sup>a</sup> |
|-----------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 <sup>a</sup>                    | 1              | 0,6883         | 0,3584         | 0,012          | 0,106          | 0,0075         |
| 2 <sup>a</sup>                    | 0,6924         | 1              | 0,7753         | 0,6322         | 0,7657         | 0,3294         |
| 3 <sup>a</sup>                    | 0,3484         | 0,7788         | 1              | 0,8073         | 0,8925         | 0,4125         |
| 4 <sup>a</sup>                    | 0,0145         | 0,6378         | 0,8006         | 1              | 0,9519         | 0,3872         |
| 5 <sup>a</sup>                    | 0,0988         | 0,763          | 0,9853         | 0,9498         | 1              | 0,5152         |
| 6 <sup>a</sup>                    | 0,007          | 0,32           | 0,4135         | 0,3959         | 0,514          | 1              |

O resultado do grupo B mostrou-se semelhante ao grupo A, deixando claro que não existe influência na ordem executiva das estacas desse grupo. Para as células em vermelho, pode-se atribuir a falha no teste de hipóteses a dois fatores: quantidade de estacas na amostra (existem apenas quatro blocos com quatro e seis estacas) e variações no procedimento executivo da fundação. Nota-se, no entanto, que para a quinta estaca houve o comportamento esperado.

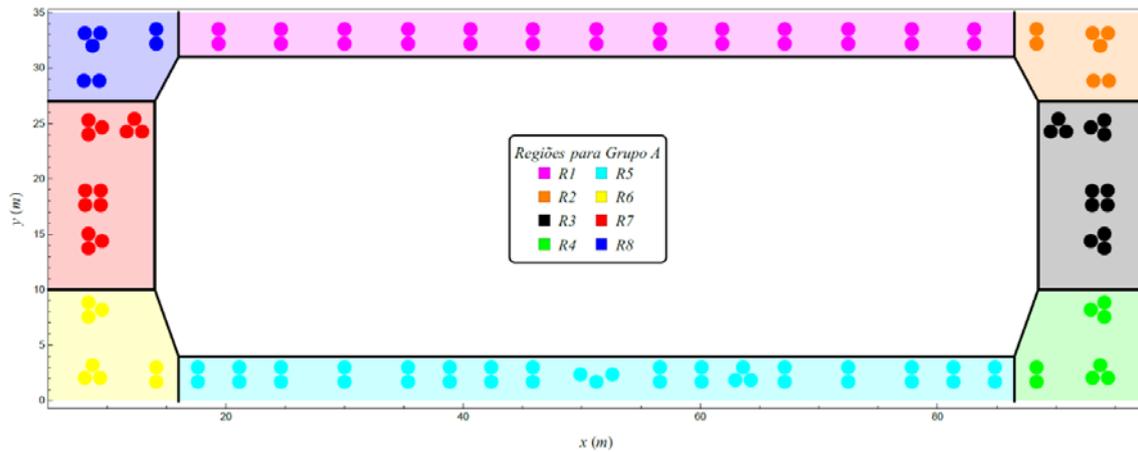
**Tabela 5.4** – Resultados dos testes de hipóteses (valor  $p$ ): sequência de execução do Grupo C

| Sequência de execução das estacas | 1 <sup>a</sup> | 2 <sup>a</sup> | 3 <sup>a</sup> | 4 <sup>a</sup> | 5 <sup>a</sup> | 6 <sup>a</sup> |
|-----------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 <sup>a</sup>                    | 1              | 0,5411         | 0,0005         | 0,6005         | 0,3691         | 0,0405         |
| 2 <sup>a</sup>                    | 0,5329         | 1              | 0,0518         | 0,8831         | 0,5821         | 0,1914         |
| 3 <sup>a</sup>                    | 0,0002         | 0,0544         | 1              | 0,0275         | 0,0348         | 0,018          |
| 4 <sup>a</sup>                    | 0,5857         | 0,8831         | 0,0304         | 1              | 0,6041         | 0,1487         |
| 5 <sup>a</sup>                    | 0,3647         | 0,5705         | 0,0365         | 0,5993         | 1              | 0,3867         |
| 6 <sup>a</sup>                    | 0,0445         | 0,194          | 0,0203         | 0,1511         | 0,4002         | 1              |

Assim como nos casos dos grupos A e B, para o grupo C o comportamento esperado foi, em geral verificado. Nota-se, no entanto, que para as terceiras e sextas estacas executadas, houve negativa no teste. Essas negativas podem ser atribuídas aos mesmos fatores comentados para o grupo B (quantidade e procedimentos executivos), haja vista fisicamente estarem descartadas.

### 5.2.3.3 INFLUÊNCIA DE BORDA NAS ESTACAS DO GRUPO A

Tratando-se ainda do Grupo A, optou-se por dividi-lo em oito regiões para este tópico de estudo, podendo ser observado na Figura 5.15. A intenção dessa análise consistiu em averiguar a existência de regiões características em termos de energia de execução entre elas, mas considerando-se a posição em relação a estrutura de contenção.

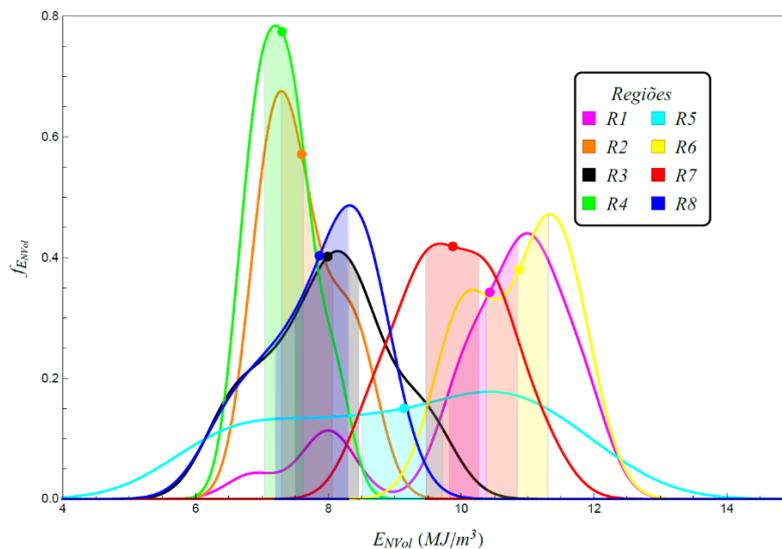


**Figura 5.15** – Regiões pertencentes ao grupo A

Analogamente aos itens nesta seção 5.2.2, encontra-se na Tabela 5.5 os resultados dos valores  $p$  de acordo com as análises das oito regiões e observa-se na Figura 5.16 o histograma completo de todos os intervalos ao nível de 95% de confiança.

**Tabela 5.5** – Resultados dos testes de hipóteses (valores  $p$ ): estacas das regiões do Grupo A

| Regiões para o Grupo A | R1     | R2     | R3     | R4     | R5     | R6     | R7     | R8     |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| R1                     | 1      | 0      | 0      | 0      | 0,0045 | 0,369  | 0,1619 | 0      |
| R2                     | 0      | 1      | 0,3051 | 0,237  | 0,0371 | 0,0001 | 0      | 0,4387 |
| R3                     | 0      | 0,2927 | 1      | 0,0648 | 0,0418 | 0      | 0      | 0,7514 |
| R4                     | 0      | 0,2358 | 0,0599 | 1      | 0,0092 | 0      | 0      | 0,0874 |
| R5                     | 0,0041 | 0,0363 | 0,0432 | 0,0096 | 1      | 0,0142 | 0,1703 | 0,0907 |
| R6                     | 0,3693 | 0      | 0      | 0,0001 | 0,0144 | 1      | 0,0097 | 0,0005 |
| R7                     | 0,1656 | 0      | 0,0002 | 0      | 0,1755 | 0,0094 | 1      | 0,0006 |
| R8                     | 0      | 0,4442 | 0,7536 | 0,0929 | 0,0888 | 0,0004 | 0,0003 | 1      |



**Figura 5.16** – Intervalo de confiança de 95% para as regiões do grupo A

Analisando-se os dados dos resultados acima, observa-se a existência de várias relações que podem ser consideradas estatisticamente equivalentes. Observando-se cada relação, todas ficam claras ao compará-las com a espacialização da densidade de energia volumétrica para as estacas de fundação, localizadas na Figura 5.11.

Fisicamente, prova-se que determinadas regiões tendem a apresentar características semelhantes em termos de energia de execução, a depender do posicionamento em relação a sua estratigrafia e do efeito do estado de tensão, fator importante a se considerar quanto ao estudo de confiabilidade em termos de capacidade de carga das estacas.

O foco principal de análise dessa seção é se as estacas executadas nos cantos sofrem influência significativamente diferente das estacas executadas ao longo dos lados do polígono delimitado pela contenção. Nota-se que, para a região 1, as regiões 6 e 7 podem ser consideradas estatisticamente equivalentes. Nesse caso, nota-se que essa similaridade está mais relacionada a camada de solo predominante do que pela posição em relação à contenção.

Por outro lado, para a região 2, há correspondência com as regiões 3, 4 e 8. A correspondência com as estacas da região 3 se dá, principalmente, em decorrência da camada de solo predominante ser a mesma. Por outro lado, para as regiões 4 e 8 fica clara a correspondência por influência das tensões (cantos). É fundamental notar que a região 6 (canto inferior esquerdo) não está relacionada às outras regiões de borda (2, 4 e 8) por não sofrer dos mesmos efeitos. Para a região 6, a rampa para entrada na garagem empurrou as contenções para mais longe das fundações, mudando o efeito de tensões sobre as estacas dessa região.

Para a região 3 há o mesmo tipo de correspondência descrita em relação às regiões 2, 4 e 8. O mesmo vale para a região 4 em relação às regiões 2, 3 e 8.

Por outro lado, para a região 5, há a correspondência em relação às regiões 7 e 8. Essa relação decorre principalmente do tipo de solo predominante no perfil escavado.

A região 6 só se relacionou com a região 1. Essa relação advém da similaridade de tensões a que ambos os grupos estão submetidos (efeito de vizinhança horizontal) e ao tipo de solo mais comum no perfil.

Para a região 7, nota-se similaridade em relação às regiões 1 e 5. Essa correspondência decorre principalmente da similaridade do estado de tensões entre essas regiões (vizinhança dos lados do polígono definido pela contenção).

Por fim, para a região 8, foi encontrada a similaridade em relação às regiões 2, 3, 4 e 5. Para as regiões de 2 a 4, as relações já foram explicadas (principalmente devido ao estado de tensões semelhante). Em relação a região 5, o tipo de solo predominante foi o fator principal de correlação.

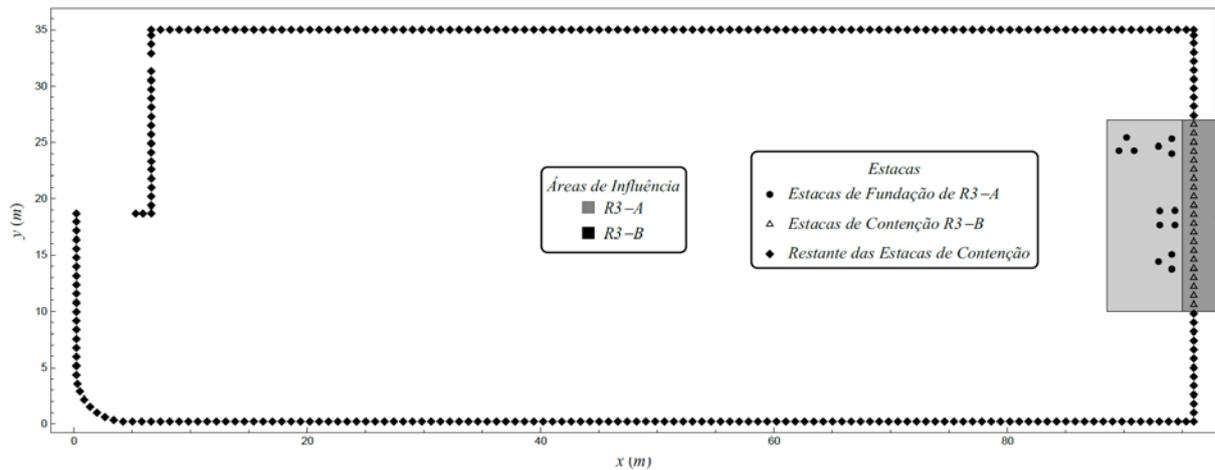
#### **5.2.3.4 ÁREA DE INFLUÊNCIA DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO SOBRE AS FUNDAÇÕES**

Durante o procedimento executivo de uma estrutura de contenção ou, a depender do caso, apenas após a sua execução, inicia-se a escavação para a implementação das fundações. Esse processo de escavação provoca o alívio de tensões no solo, implicando em redistribuições de tensões até o restabelecimento do equilíbrio do mesmo. Ao buscar na literatura, notam-se poucos estudos a respeito dos possíveis impactos provocados pelas estruturas de contenção sobre as estacas de fundação da obra.

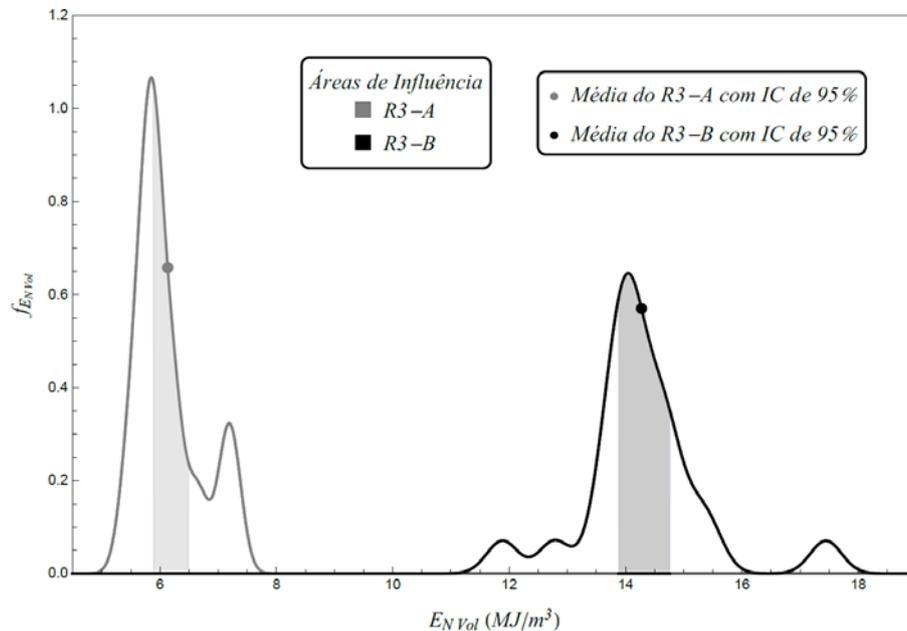
A obra em apreço seguiu a seguinte sequência executiva: implantou-se a cortina com elementos estruturais de fundação do tipo hélice contínua até a profundidade de -17 m, sendo a cota -15m para as estacas de contenção com a cota menos elevada; após a implantação da cortina executou-se a escavação até atingir a cota -9,2 m; realizada a escavação procedeu-se a execução das fundações do tipo hélice contínua até a cota aproximada de -23 m. As estacas da cortina foram executadas na seguinte sequência: executando-se uma e pulando-se pelo menos uma para executar a seguinte. A escavação frente à cortina teve início após concluída a execução da cortina, iniciando-se no trecho das primeira estacas de contenção executadas. Realizou-se em três etapas com profundidades de 2,4m, sendo implantadas três linhas de grampos na metade de cada profundidade, com comprimento variando-se entre 9-12m. Deu-se início a implantação das fundações aproximadamente 1 mês após a conclusão da escavação.

Na presente pesquisa, conforme descrito, há um trecho em perfil, em que tanto estacas de contenção quanto de fundação coexistem. Esse trecho está entre as cotas de -9,2m, correspondente ao fundo da escavação, e -15m de profundidade, correspondente à profundidade da cortina. Serão analisadas as prováveis influências da cortina sobre a energia dispendida na execução das fundações. Para isso, selecionou-se uma área representativa de interesse dentro do terreno, conforme a Figura 5.17. Essa área conta com a maior aproximação espacial e número de estacas suficientes para a análise estatística. Já na Figura 5.18, observa-se o histograma dos intervalos de confiança das médias das energias por unidade de volume ao nível de 95% de confiança entre a estacas de fundação, nomeadas R3-A, e as estacas de contenção,

R3-B. Basicamente, para o trecho de coincidência (aproximadamente 6 metros para as estacas escolhidas), a média da energia de execução por unidade de volume dos últimos 6 metros das estacas de contenção foi comparada com a média da energia de execução por unidade de volume dos primeiros 6 metros das estacas de fundação. Os valores médios dessas médias é que estão apresentados no histograma da Figura 5.18.



**Figura 5.17** – Trecho correspondente a área de influência



**Figura 5.18** – Intervalo de confiança de 95% das estacas pertencentes a área de influência

Os resultados para esta seção demonstraram que, em termos comparativos, as energias utilizadas para a escavação entre ambas as estruturas não são equivalentes. Fisicamente, esse resultado demonstra que essas características distintas podem estar ligadas ao efeito do estado de tensão total horizontal devido ao processo de descarregamento do solo e movimento da

cortina de contenção, indicando que existe grande influência entre as estacas de fundação próximas as de contenção. Além disso, esse resultado também indica que testes realizados antes e depois da escavação, como o SPT, sofrem grande influência pelo alívio de tensões.

### **5.3 CAPACIDADE DE CARGA**

Segundo Silva (2011), a energia de execução, independentemente do critério de ruptura adotado, é uma proporção direta da capacidade de carga da estaca, seja ela prevista por métodos de dimensionamentos, seja aferida por meio de provas de carga. Pretende-se validar essa relação a partir dos dados obtidos na pesquisa, gerando-se análises do comportamento geomecânico do solo mais próximo com a realidade.

#### **5.3.1 RELAÇÃO DO NSPT COM A ENERGIA DE EXECUÇÃO**

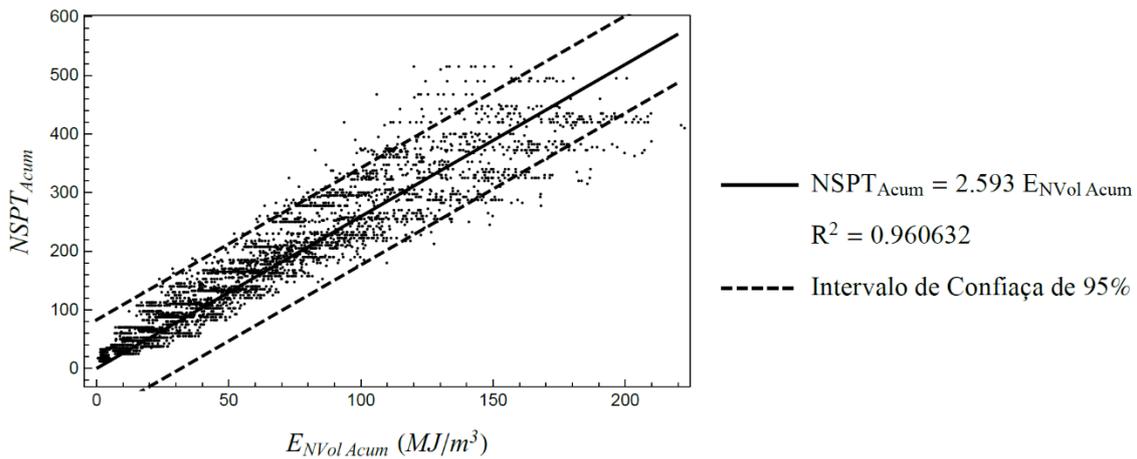
Um dos objetivos dos ensaios de sondagem é indicar fisicamente a energia necessária ou o trabalho realizado para cravação de 30cm do amostrador a cada metro sondado, características então que também guardam relação direta com a capacidade de carga da estaca.

Partindo desse princípio e levando em conta os resultados das energias de execução das estacas geradas por um conjunto máquina-operador com a escavação sistematizada, verificou-se a relação entre o NSPT e a energia de execução. Utilizaram-se nas análises os dados acumulados, ou seja, valores totais de energia devido a cada metro de execução.

Nesse caso, mostrou-se que há uma correlação boa entre a densidade de energia de execução acumulada como função do NSPT acumulado. Como forma de alcançar os resultados e ilustrar essa relação, necessitou-se dos seguintes passos:

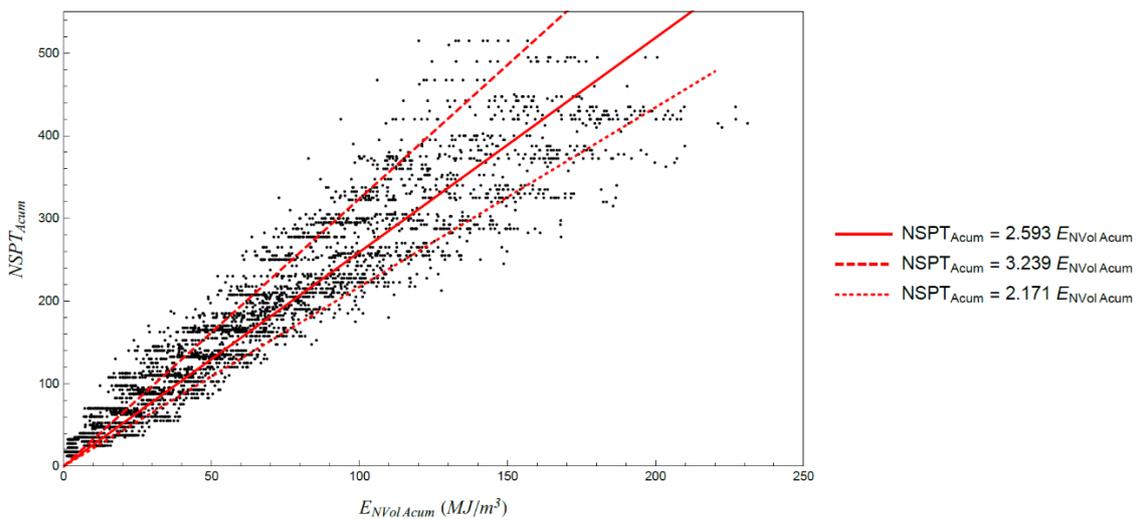
- A partir da espacialização do modelo NSPT (Figura 4.23), obteve-se o perfil tridimensional para cada estaca ao posicioná-las no respectivo modelo;
- A partir do cálculo de densidade de energia de execução, obteve-se os valores para cada estaca;
- Com os valores individuais gerados de NSPT e densidade de energia de execução, determinou-se a curva que relaciona o NSPT acumulado a densidade de energia de execução acumulada.

Utilizou-se a curva do ajuste médio  $NSPT_{Acum} = 2,593EN_{VolAcum}$ , com  $R^2 = 0.96$  e demonstrada com o intervalo de confiança ao nível de 95%, conforme a Figura 5.19.



**Figura 5.19** – Relação NSPT acumulado e densidade de energia acumulada com IC de 95%

É possível ver que o ajuste linear é representativo da relação, pois o  $R^2$  é próximo de 1. Por outro lado, pode-se traçar curvas de máximo e de mínimo dos valores. Essas curvas podem ser visualizadas na Figura 5.20.



**Figura 5.20** – Relação entre NSPT acumulado e densidade de energia acumulada

Verifica-se nas três curvas do gráfico a presença do comportamentos linear ao ajustar os dados da relação NSPT e densidade de energia. Nota-se uma diferença de 16,2% de variação do menor valor para o valor central e de 19,9% do valor central para o maior valor. São variações pequenas e, na presente pesquisa, utilizar-se-á o ajuste central.

### 5.3.2 RELAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM OS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Encontram-se na literatura diversos métodos semi-empíricos desenvolvidos para o cálculo da capacidade de carga de estacas hélice contínua, sendo alguns conservadores e outros

que vão contra segurança. Conforme mencionado por Amann (2010), por mais que o método seja “consagrado” pela literatura técnica e pela prática de projeto, a sua aplicabilidade e eficiência pode variar de acordo com o solo local.

Dentre os métodos utilizados nessa dissertação, cita-se o método de Aoki e Velloso (1975), de Décourt e Quaresma (1978) com posterior modificação em 1996 e de Antunes e Cabral (1996).

### 5.3.2.1 MÉTODO UTILIZADO

Com base nos valores espacializados para o número de golpes NSPT das três estacas ensaiadas em campo por meio de provas de carga estática do tipo lento, calculou-se por meio dos métodos semi-empíricos a previsão da capacidade de carga em termos de ruptura, comparando-os com os valores gerados pelas provas de carga. Observa-se na Tabela 5.6 os resultados.

**Tabela 5.6** – Resultados dos métodos adotados para a carga de ruptura

| Prova de carga / Estaca | Carga de ruptura (tf) – Métodos utilizados |                       |                           |                         |
|-------------------------|--|-----------------------|---------------------------|-------------------------|
|                         | NBR 6122:2010                              | Aoki e Velloso (1975) | Décourt e Quaresma (1996) | Antunes e Cabral (1996) |
| PC1 / P2DC              | 175,8                                      | 147,7                 | 297,6                     | 202,4                   |
| PC2 / P12CE             | 214,0                                      | 167,9                 | 339,8                     | 230,6                   |
| PC3 / P38AA             | 204,0                                      | 167,5                 | 354,6                     | 228,0                   |

Comparando-se os resultados das cargas de ruptura pelas três provas de carga estáticas ensaiadas com todos os resultados gerados pelos métodos semi-empíricos, destaca-se que o método de Antunes e Cabral (1996) foi o que mais se aproximou do resultado final experimental, resultando assim no motivo da sua escolha. Para garantir ainda mais a aproximação dos resultados, ajustou-se os coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$  para minimizar o erro médio entre a carga de ruptura prevista pelo método e a carga aferida na prova de carga. Os valores ajustados em função do tipo de solo podem ser vistos na Tabela 5.7.

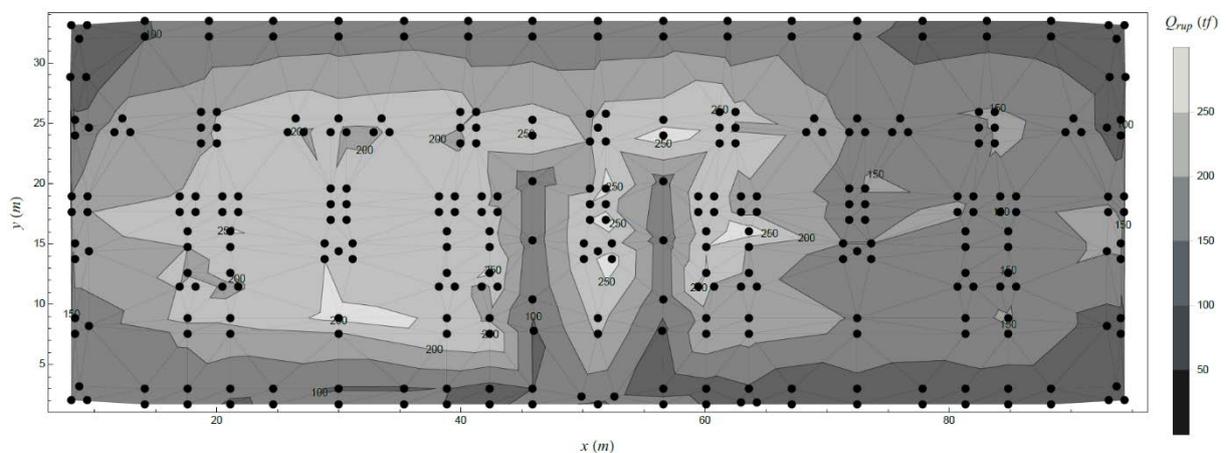
**Tabela 5.7** – Valores dos coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$  ajustados

| Tipo de solo   | $\beta_1$ (%) | $\beta_2$ |
|----------------|---------------|-----------|
| Silte          | 0,025         | 1,5       |
| Silte Argiloso | 0,025         | 1,5       |
| Argila Siltosa | 0,0235        | 1,25      |

### 5.3.3 CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA POR MEIO DA ENERGIA DE EXECUÇÃO

Uma vez obtida a relação da densidade de energia de execução acumulada com o NSPT acumulado, tendo um método ajustado com a capacidade de carga real das estacas ensaiadas, tornou-se possível determinar a capacidade de carga por meio da energia de execução.

Após os cálculos para todas as estacas de fundação, resultaram-se os valores específicos de carga de ruptura. Para cada cálculo, os perfis espacializados foram utilizados, juntamente com os coeficientes ajustados mostrados na Tabela 5.7. De forma a facilitar a visualização dos valores, espacializou-se na Figura 5.21 todas as cargas de ruptura no terreno.



**Figura 5.21** – Espacialização das cargas de ruptura por meio da densidade de energia de execução

#### 5.3.3.1 FATOR DE SEGURANÇA

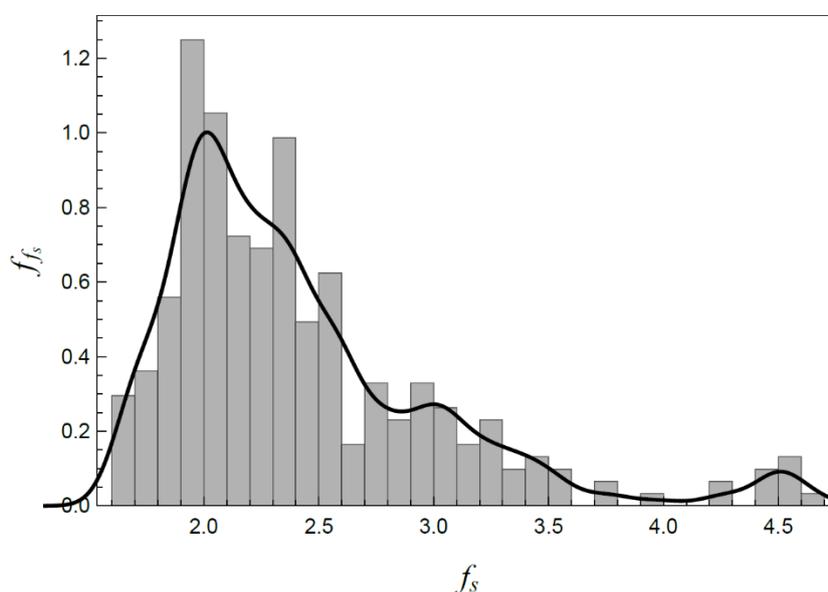
Existem dois cenários para os quais as solicitações e as resistências definem-se de forma determinística: o de segurança e o de ruína. Caso o projeto de fundação ou a própria execução fossem elaborados e controlados a partir de suas características estatísticas, representadas por valores médios junto as suas respectivas variâncias, poderia identificar-se cenários que transitariam entre os estados de segurança e ruína.

Os fatores de segurança aqui presentes referem-se as tensões de ruptura previamente calculadas, englobando-se no cálculo as cargas de trabalho previamente estabelecidas pelo projeto de cargas nos pilares, observadas no Anexo B. Assim, para cada bloco de fundação, dividiu-se a carga final de trabalho para cada estaca em relação à sua carga de ruptura, gerando-se um histograma com as frequências dos fatores de segurança encontrados e a sua respectiva espacialização no terreno abrangendo todos os valores.

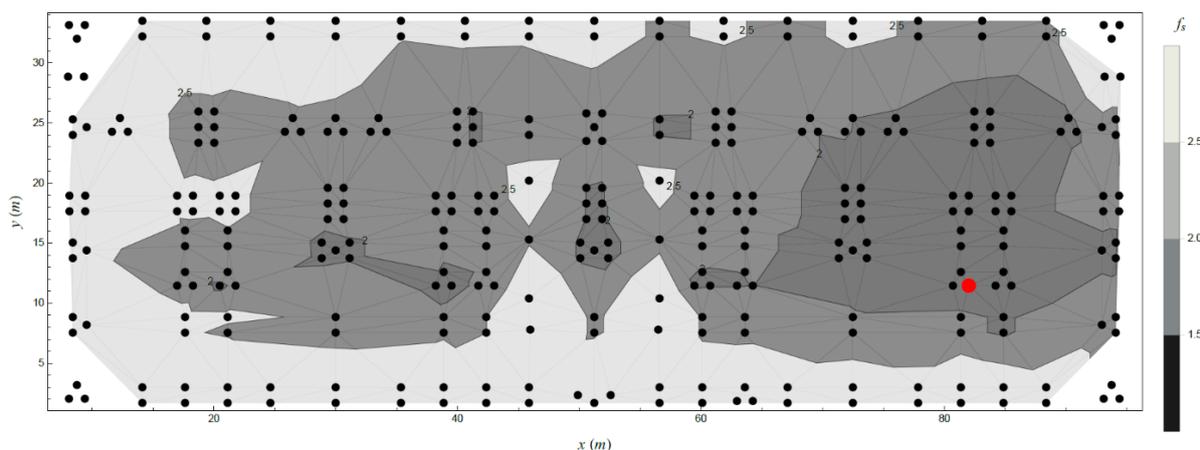
É importante salientar que as análises para os cálculos dos fatores de segurança (FS) deram-se de duas formas distintas:

- Previsão dos FS a partir da capacidade de carga gerada por meio dos valores NSPT espacializados;
- Previsão dos FS a partir da capacidade de carga gerada por meio da densidade de energia de execução das estacas.

Dessa forma, facilitou-se o entendimento ao compará-las. Observa-se a primeira previsão nas Figuras 5.22 e 5.23, destacando-se de vermelho a estaca com o menor valor.



**Figura 5.22** – Frequência dos fatores de segurança (NSPT)

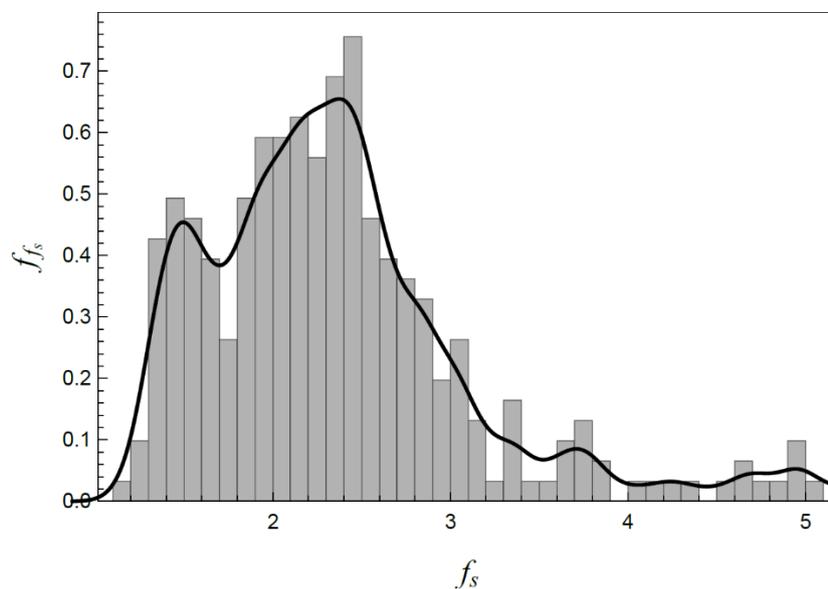


**Figura 5.23** – Espacialização dos fatores de segurança determinados a partir do NSPT

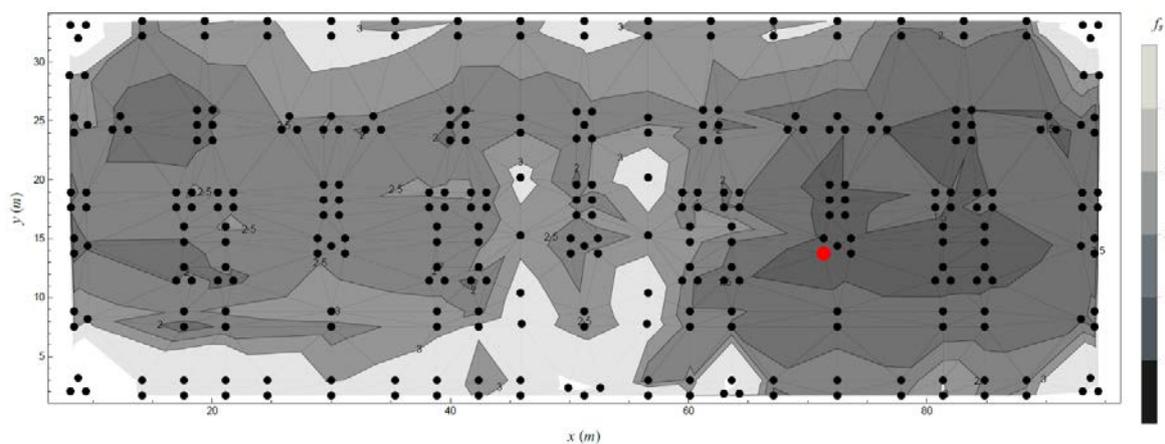
Com os resultados, percebeu-se que todos os valores dos fatores de segurança encontraram-se acima do valor mínimo exigido, de 1,6. Notou-se uma grande frequência de

valores na região do centro do terreno variando entre 1,7 e 2,5 e nas extremidades encontraram-se valores elevados, justificado pelas pequenas solicitações ao redor das cortinas de contenção. Com olhares mais atentos, percebe-se o poder e as possibilidades de interpretação em diversos debates relacionados ao projeto de fundação previamente estabelecido e o executivo, tratando-se nesse caso de valores práticos gerados a partir do NSPT.

Desde o início, buscou-se mensurar os dados em termos de energia de execução, trazendo maior confiabilidade para o estaqueamento e aceitabilidade para as tomadas de decisão quanto à segurança da obra. Analogamente a primeira previsão e visando a comparação com os seus dados práticos, realizou-se a segunda previsão de acordo com as Figuras 5.24 e 5.25.



**Figura 5.24** – Frequência dos fatores de segurança a partir da densidade de energia de execução



**Figura 5.25** – Espacialização dos fatores de segurança a partir da densidade de energia de execução

Imediatamente ao compará-los, percebeu-se uma esperada semelhança, pois obteve-se previamente uma boa relação entre os dados. Logo em seguida, a segunda previsão remete a uma maior distribuição de valores de FS e, devido ao fato de serem valores reais gerados pelo sistema mecanizado de perfuração ao longo de todo o terreno, transparece maior confiabilidade para a análise, pois a capacidade do sistema atendeu às solicitações que atuam sobre ele. Isso decorre ao fato que a primeira previsão contou com valores de NSPT espacializados a partir das duas campanhas de sondagens realizadas, diferentemente da segunda, em que cada estaca possuía o seu valor inicial de energia de execução a partir da escavação de cada elemento de fundação.

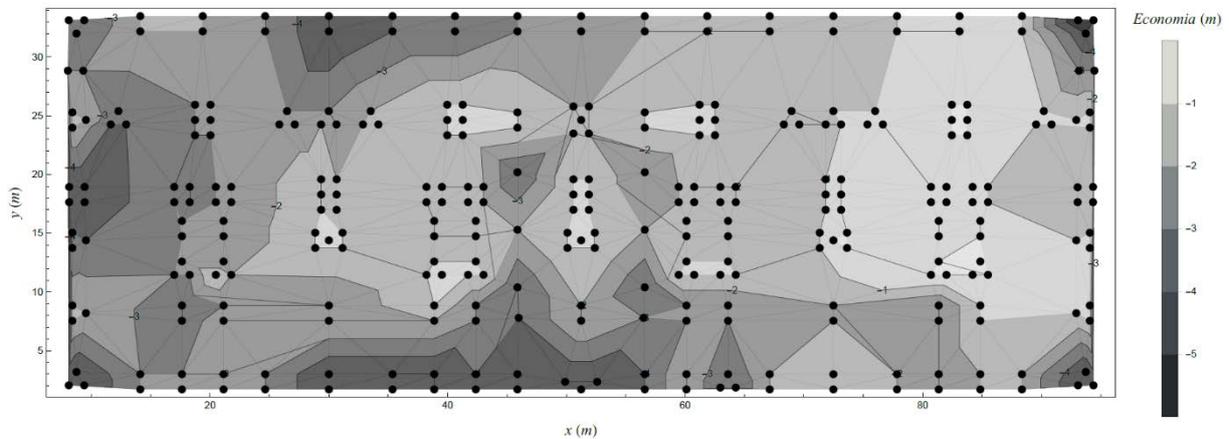
Os menores valores dos FS calculados nesse caso mostraram-se abaixo do mínimo permitido, mas acima de 1. Ressalta-se que essa diferença é justificável pela dispersão de dados entre a relação no NSPT acumulado e a densidade de energia de execução. Segundo Aoki (2008), a condição geral para não ocorrência de ruína exige que o valor médio do FS seja maior que um. Para o autor, o FS do projeto considerado ótimo necessita atender três aspectos de engenharia: o fator de segurança relacionado à probabilidade de ruína, o fator de segurança mínimo da norma e o custo da obra referente ao risco da ruína.

#### **5.4 ECONOMIA DAS FUNDAÇÕES E ADEQUAÇÃO AO FS**

A segurança, confiabilidade e o custo devem ser parâmetros de estudo conjunto e que requer muita atenção. Conforme mencionado na seção anterior, apenas a prática recorrente do uso do fator de segurança não garante a análise e a eficácia apropriada em função dos riscos associados ao projeto e à execução da obra. Quando se trata de uma obra, especificamente na etapa da fundação, idealiza-se como referência uma estrutura que ofereça o máximo de segurança ou mínimo de risco possível, assim como o máximo de economia em relação aos custos.

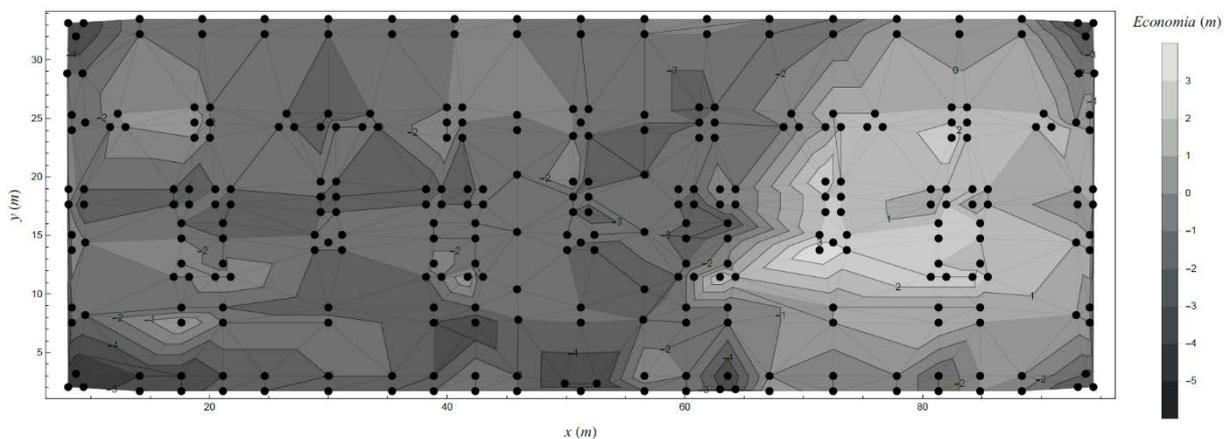
Tratando-se de custo, ao adotar medidas de segurança em relação a cada estaca executada na fundação, percebeu-se que a partir de critérios de paralização e correções das estacas baseadas na energia demandada individualmente, poderia obter-se uma economia plausível. Sendo assim, reduzindo-se o comprimento das estacas a partir da distribuição estatística com valores aceitáveis de FS e com base nos critérios de capacidade de carga adotados, determinou-se quantitativamente os valores de interesse.

Com a mesma sequência das previsões vistas anteriormente, primeiramente calculou-se a economia para os FS previstos a partir da capacidade de carga gerada pelos valores NSPT. A Figura 5.26 ilustra o resultado.



**Figura 5.26** – Economia gerada por critérios de correção das estacas de fundação (NSPT)

Em termos econômicos, reduziria-se segundo essa análise em termos de NSPT um total de 669m de estacas e, calculando-se o volume necessário para a concretagem, essa redução implicaria na economia de 131,36m<sup>3</sup> de concreto. Tratando-se agora os dados de capacidade de carga a partir da energia de execução, ilustra-se na Figura 5.27 a diferença.



**Figura 5.27** – Economia gerada por critérios de correção das estacas de fundação (Densidade de energia de execução)

Observa-se que nesse caso, não ocorreu apenas a redução do comprimento de determinadas estacas, mas também o aumento daquelas que estavam com valores de FS abaixo do permitido pela norma, atendendo-se aos critérios de segurança e ruína. Dessa forma, mensurando-se os valores pelos dois critérios, o risco como consequência de uma ruptura de uma estaca possui uma probabilidade de 0% de ocorrência.

Pelos fatores citados, a redução mostrou-se inferior para a análise em função da energia de execução, mas ainda com a quantidade significativa de 564m de execução de estacas e conseqüentemente 110,74m<sup>3</sup> de concreto. O mais relevante, no entanto, parece ser o fato de que as análises em função do NSPT não apontaram para a necessidade de ajustes, enquanto as análises mais realistas em termos de energia mostraram a sua necessidade. Essa economia também implica em diversos fatores na prática, principalmente:

- Redução do quantitativo de itinerários dos caminhões betoneira, responsáveis pelo transporte do concreto para a obra;
- Redução do tempo de execução das fundações;
- Redução da previsão orçamentária inicial;
- Atenção à logística a partir dos critérios de paralização, devendo-se planejar treinamentos com as equipes operantes.

## 6 CONCLUSÕES

Para esta dissertação, seguindo a proposta metodológica, desenvolveram-se diversas maneiras de análise do comportamento geotécnico do desempenho de estacas do tipo hélice contínua. As análises foram realizadas em termos de energia de execução total acumulada e metro a metro, sendo posteriormente normalizadas por volume e relacionadas com a capacidade de carga, probabilidade de ruína e economia em relação aos custos.

As análises realizadas ao longo dessa dissertação indicam que o conhecimento prévio da geologia e geomorfologia local é importante para a realização de qualquer tipo de modelagem, seja ela tridimensional ou bidimensional. Além disso, para que se tenha algum nível de aproveitamento dos dados gerados, antes da espacialização tem-se que executar possíveis adaptações nos dados. Pode-se chamar esse tratamento de equalização ou homogeneização de dados. Aliando-se esse conhecimento com a experiência do profissional, reduz-se consideravelmente as incertezas provenientes da variabilidade natural do solo.

Inicialmente, as espacializações das estratigrafias do terreno, dos NSPT e das energias de execução mostraram-se de grande valia para o entendimento prévio dos comportamentos relativos ao maciço, sendo fundamentais para as análises específicas em relação a capacidade de carga das estacas hélice contínua. As análises das sondagens mostraram a importância da competência técnica dos executores dos serviços e da realização do estudo segundo as normas vigentes, sendo inaceitáveis diferenças nos resultados oriundas de avaliações equivocadas ou de detalhes executivos não observados. Vale ressaltar que as decisões e o senso crítico sobre a característica e resistência do solo estimadas por meio do resultado das sondagens deverão estar inteiramente sob responsabilidade de um engenheiro e/ou geólogo qualificado para o serviço, como forma de mitigar ao máximo as possibilidades de interpretações errôneas.

Os resultados apresentados mostraram que a metodologia SCCAP pode ser implementada para o cálculo de energia de execução de estacas nas condições de um conjunto máquina-operador sistematizado, permitindo-se o monitoramento dos processos executivos das estacas. Aliando-se os resultados das energias de execução com a utilização do método de reamostragem Bootstrap, percebeu-se que existe influência do posicionamento das estacas na obra, assim como a proximidade das estacas de contenção com as de fundação. Em contrapartida, não constatou-se nenhuma influência na ordem de execução por bloco de fundação e na execução de estacas em uma mesma região característica, cabendo destacar, no entanto, que em estudo específico sobre radier estaqueado Carolina (2017) mostrou que a

posição da estaca em relação à sequência executiva pode afetar a sua capacidade de carga e o seu potencial de recalque.

Quanto à execução de estacas, conclui-se que a energia demandada é influenciada pelo tipo e resistência do solo apresentado no perfil estratigráfico. Nas regiões onde as fundações se encontram próximas à fundação, verificou-se a sua diminuição generalizada, haja visto o entendimento de que as tensões totais horizontais são reduzidas em função do efeito ou da redistribuição de tensões. Na medida em que se afasta da estrutura de contenção, as reduções são menores, prevalecendo-se a energia em função da competência do perfil estratigráfico.

Especificamente em relação aos ensaios de campo, verificou-se a existência de uma boa correlação entre a densidade de energia de execução acumulada e os valores de NSPT acumulados, sendo possível averiguar a capacidade de carga a partir dos resultados das provas de carga.

Após os cálculos de capacidade de carga e das duas previsões de fatores de segurança, concluiu-se que os valores da primeira previsão, em função do NSPT, alcançaram o requisito mínimo exigido pela norma. Já na segunda análise, os valores dos fatores de segurança previstos pela densidade de energia de execução mostraram-se abaixo do esperado, sendo eles, no entanto, mais representativos da obra, ou seja, o atendimento da norma com base no NSPT não condiz com o real desempenho das fundações estimados a partir das análises de energia. Destaca-se, que nas análises em termos de energia, os fatores de segurança calculados se mostraram adequados aos requisitos mínimos em termos de segurança e probabilidade de ruína. Dessa forma, as previsões serviram também como base para análise de custo, onde verificou-se a máxima redução de custos por meio da redução do comprimento das estacas.

A Engenharia Geotécnica, em especial o ramo dedicado a fundações, tem evoluído de maneira substancial nos últimos anos. Essa evolução é devida em grande parte ao advento de tecnologias que permitem simular e testar modelos mais precisos de comportamento do maciço. Nota-se, no entanto, que os avanços apresentados para a prática da engenharia de fundações estão mais relacionados a qualidade executiva do que a um entendimento mais amplo dos fenômenos envolvidos durante a execução da fundação propriamente dita e que muitas vezes permanecerão durante a vida útil da obra. Nesse sentido, a presente pesquisa buscou não apenas elencar, mas também discutir uma série de pontos fundamentais no processo de execução e segurança de fundações do tipo estaca hélice contínua. Mostrou-se que cada estaca é única, com histórico de tensões, perfil estratigráfico e qualidade executiva distintos. Essa unicidade não é

levada em conta em projetos de fundações tradicionais, em que poucas "estacas tipo" são projetadas, sob a justificativa de que o terreno é aproximadamente uniforme na área de implantação da fundação. Mostrou-se que nem mesmo as sondagens realizadas podem ser prontamente combinadas para uma análise global. Para esses casos, uma análise de uniformização e histórico de tensões é importante. Em resumo, buscou-se por meio da presente pesquisa mostrar que o projetista de fundações deve refletir sobre o conjunto da obra de maneira integrada, buscando entender como a estratigrafia, o histórico de tensões e a qualidade de execução devem ser integrados com a posição das estacas no terreno a fim de garantir soluções confiáveis, seguras e economicamente e ambientalmente sustentáveis.

## **6.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Como sugestões para pesquisas futuras, com base em todo conteúdo que foi apresentado, estão relacionados os seguintes tópicos:

- Analisar a metodologia proposta em uma maior quantidade de obras com a utilização de estacas tipo hélice contínua;
- Incorporar ao software de rotina de controle a espacialização em tempo real;
- Implementar, a partir dos códigos desenvolvidos, bancos de dados a nível representativo da região do Distrito-Federal, considerando-se os diferentes tipos de estratigrafia;
- Desenvolver um modelo físico para a relação entre capacidade de carga e energia de execução;
- Desenvolver um modelo físico para a relação entre a energia de execução e parâmetros mecânicos do solo escavado (módulo de Young, resistência à compressão etc.).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 12131. (2006). Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT NBR 13208. (2007). Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT NBR 6122. (2010). Projeto e Execução de fundações. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6484. (2001). Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- Albuquerque., B. C., & Campos, D. J. (2015). Analytical Slope Stability Analysis Based on the Statistical Characterization of Soil Shear Strength. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 1429 - 1434.
- Alonso, U. R. (1983). Exercícios de fundações (13ª Reimpressão ed.). São Paulo, SP: EDGAR BLÜCHER LTDA.
- Alonso, U. R. (2013). Provas de Carga Estática - Evolução dos Sistemas de Reação e da Norma. Publicação ABMS, São Paulo, SP.
- Amann, K. A. (2010). Metodologia semi-empírica unificada para estimativa de capacidade. Tese de Doutorado em Engenharia. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP. 430 p.
- Andrews, D. W., & Buchinsky, M. (2002). On the number of bootstrap repetitions for BCa confidence intervals. *Em Econometric Theory* (Vols. v.18, n.4., pp. 962-984).
- Ang, A. H.-S., & Tang, W. H. (1984). Probability concepts in engineering planning and design: decision, risk and reliability (Vol. 2). New York, USA: John Wiley & Sons Inc, First Edition.
- Aoki, N. (2005). Segurança e confiabilidade de fundações profundas. Anais do Congresso Brasileiro de Pontes e Estrutura. Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, (pp. 1-12). Rio de Janeiro, RJ.
- Aoki., N. (2008). Dogma do fator de Segurança. VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, (p. 22). São Paulo, SP.

- Assis, A. P., Espósito, T. J., Gardoni, M. G., & Silva, P. D. (2001). Métodos Estatísticos Aplicados a Geotecnia. Brasília, DF: Apostila: Publicação G.AP-002/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. 177 p.
- Benjamin, J. R., & Cornell, C. A. (1970). Probability, Statistics, and Decisions for Civil Engineers. McGraw-Hill. 670 p.
- Bjerrum, L., Clausen, C., & Duncan, J. (1972). Stability of flexible structures. Procedure to 5th European Conference Soil Mechanical Foundation. Spain, Madrid.
- Borjes, J. M. (1995). Aterros Sobre Solos Moles Reforçados Com Geossintéticos: Análise e Dimensionamento. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, Porto.
- Caldeira, L. (2005). Metodologias de Análise de Risco. Aplicações em Geotecnia. II Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia: Modelação e Segurança em Geotecnia, (pp. 31-55).
- Camapum de Carvalho, J. C., Silva, C., Paolucci, H., González, ..., & Valencia, L. (2008). Considerações sobre a Análise dos Resultados de Prova de Carga Estáticas. SEFE IV – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo - SP.
- Camapum de Carvalho, J. M. (1993). Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência de um aterro. 27ª Reunião Anual de Pavimentação, (pp. 255-263). Belém, PA.
- Camapum de Carvalho, J. M. (1994). Aspectos relativos à colapsividade da argila porosa de Brasília. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, (pp. 1157-1163). Foz do Iguaçu, PR.
- Camapum de Carvalho, J., Sales, M. M., Mortari, D., Fázio, J. A., Motta, N. O., & Francisco Apolinário, R. (2006). Processos erosivos na região Centro-Oeste. FINATEC, (pp. 40-91). Brasília, DF.
- Cardoso, A. S., & Fernandes, M. M. (2001). Characteristic Values of Ground Parameters and Probability of Failure in Design according to Eurocode 7. Geotechnique 51, 519-531.
- Cardoso, F. B. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 001A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 357 p.

- Chang, M. F., Teh, C. I., & Cao, L. (1999). Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam Clay model. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 36, 876-890.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. Oficina de textos, São Paulo, SP. 96 p.
- CODEPLAN. (1984). *Atlas do Distrito Federal*. Governo do Distrito Federal, Brasília, Distrito Federal.
- Collantes, C. A. (2017). *Avaliação da influência da posição da estaca integrando um radier estaqueado em sua capacidade de carga lateral*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 286/17. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 98 p.
- Corless, R. M., Gonnet, G. H., Hare, D. E., Jeffrey, D. J., & Knuth, D. E. (1996). On the Lambert W function. *Advances in Computational Mathematics*, 5, 329–359.
- Costa, P. M. (2005). *scavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, Porto. 284 p.
- Décourt L.; Albiero J.H.; Cintra J.C.A. (1996). *Fundações: Teoria e Prática (2 ed.)*. São Paulo, SP, 265-322: PINI Ltda.
- Décourt, L. (1987). *Fundações: Teoria e prática (2ª ed.)*. São Paulo, SP: PINI Ltda, 265 p.
- Eckhardt, R. (1987). Stan Ulam, John von Neumann, and the Monte Carlo Method. *Los Alamos Science, Special Issue*, 131 - 143.
- Efron, B. &. (1993). *An Introduction to the Bootstrap*. Chapman & Hall, Reino Unido. 436 p.
- Efron, B. (1979). Bootstrap method: another look at the Jackknife. *The Analysis of Statistics* 7 (1). 1-26.
- Efron, B. (1982). *The Jackknife, The Bootstrap and Other Resampling Plans*. Society for Industrial and Applied Mathematics CBMS-NSF Monographs 38. Estados Unidos.
- Engesol. (2014). Carga admissível estrutural. *Revista Engesol - Fundações e Contensões*, 21.

- Genevois, B. (1991). Efeito da variabilidade espacial dos parâmetros do solo na capacidade de carga de uma fundação superficial. *Solos e Rochas*, 45-52.
- Geodigitus. (2010). Manual de instruções SACI2 e SoftSACI2. (F. E. Ltda, Editor) Acesso em 15 de Dezembro de 2017, disponível em Site da Geodigitus: <http://www.geodigitus.com.br/>
- Giltirana Jr, G. F. (2005). Weather-Related Geo-Hazard Assessment Model for Railway Embankment Stability. Thesis Doctor. Department and Geological Engineering. University of Saskatchewan. Saskatoon, Saskatchewan, Canada. 411 p.
- Guimarães, R. (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, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 183 p.
- Hachich, W., & Santos, M. S. (2006). Reavaliação da Segurança de Estacas com Provas de Carga. XIII COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia, (p. 8). Curitiba.
- Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J. L., Frota, R. G., Carvalho, C. S., & Niyama, S. (1998). Fundações: Teoria e prática (2ª ed.). São Paulo, SP: PINI Ltda. 751 p.
- Hortegal, M. V. (2016). Aplicação da Lógica Fuzzy no Controle do Desempenho de Estacas Hélice Contínua. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-126/2016, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 157 p.
- Inc., W. R. (2017). Mathematica. Versão 11. Champaign, Estados Unidos.
- Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). (2018). Página Web: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=tempo/graficos>>. Acesso em: Jan. 2018.
- Kottogoda, N., & Rosso, R. (1997). Statistics, probability, and reliability for civil and environmental engineers. New York, USA: McGraw-Hill Publishing Company.
- Luis Antonio Naresi Junior. (Junho de 2010). Naresi. Acesso em 10 de Agosto de 2017, disponível em <https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/estaca-helice-continua-monitorada>

- Magalhães, P. H. (2005). Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-141/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 243 p.
- Moore, D. S., McCabe, G. P., Duckworth, W. M., & Sclove, S. (1996). The practice of Business Statistics: Using data for decisions. LTC: Rio de Janeiro: 1ª. Ed.
- Ozelim, L. C. (2014). Concepção e Validação de um Modelo Matemático-Digital para o Meio Poroso por meio de Microtomografia, Autômatos Celulares e Impressões 3D. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-001/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 108 p.
- Ozelim, L., Cavalcante, A., Pacheco de Assis, A., & and Ribeiro, L. (2014). Analytical Slope Stability Analysis Based on Statistical Characterization of Soil Primary Properties. Int. J. Geomech. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000382, 06014018
- Palmieri, F., & Larach, J. O. (1996). Pedologia e Geomorfologia. Em Geomorfologia e Meio Ambiente. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, Brasil, pp. 59-89.
- Pedro V. S. Mascarenhas, Bernardo C. P. Albuquerque, Darym J. F. Campos, Lucas L. Almeida, Vinícius R. Domingues, & Luan C. S. M. Ozelim. (2017). Evaluation of the Mechanical Behavior of a Retaining Wall Structure on a Weathered Soil Through Probabilistic Methods. International Journal of Civil and Environmental Engineering 11(11), 5.
- Penna, A.S.D.; Caputo, A.N.; Maia, C.M.; Palermo, G.; Gotlied, Mauri; Paraiso, S.C.; Alonso, U.R. (1999). Estaca Hélice Contínua – A experiência atual. São Paulo, SP: ABMS/ABEF.
- Perez, C. C. (2017). Avaliação da influência da posição da estaca integrando um radier estaqueado em sua capacidade de carga lateral. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 286/17 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 98 p.
- Priest, S., & Brown, E. (1983). Probabilistic stability analysis of variable rock slopes. Em Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy, Section A: Mining Industry (Vol. 92, pp. 1-12). London, UK.

- Ramos, R. E. (2011). Análise do Comportamento Energético de Estacas Monitoradas Tipo Hélice Contínua. Monografia de projeto final. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 96 p.
- Reinert, J. (2011). Estudo do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 182 p.
- Richards, D. J., Powrie, W., Roscoe, H., & Clark, J. (2007). Pore water pressure and horizontal stress changes measured during construction of a contiguous bored pile multi-propped retaining wall in Lower Cretaceous clays . *Géotechnique* 57, No. 2, 197-205.
- Rowe, W. D. (1987). Alternative risk evaluation paradigms. In: HAIMES, Yacov Y. & STAKHIV, Eugene Z. Risk analysis and management of natural and man-made hazards. American Society of Civil Engineers, 1-21.
- Santos, R. N. (2006). Enquadramento das Análises de Riscos em Geotecnia. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, PT.
- 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.
- Silva, C. M., Camapum de Carvalho, J., & Cavalcante, A. L. (2014). The SCCAP Methodology Applied to Design Continuous Flight Auger Pilings. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 16909-16919.
- Silva, C. M., Cavalcante, A. L., & Camapum de Carvalho, J. (2012). On Modelling Continuous Flight Auger Pilings by means of Energy. *International Journal of Science and Engineering Investigations*, 11-16.
- Silva, C. P. (2011). Cartografia Geotécnica Tridimensional do Setor Noroeste de Brasília. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-072/2011, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 265 p.
- Silva, C., & 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. 1, pp. 1-12. Gramado: ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos.
- TERZAGHI, K., & PECK., R. B. (1980, Tradução nossa). Mecánica de suelos en la ingeniería práctica (II ed.). Barcelona: El Ateneo.
- Toledo, M. C., Fairchild, T. R., & Taioli, F. (2000). Intemperismo e formação do solo. Em Decifrando a Terra. São Paulo: Oficina de Textos. Cap. 8, p. 139-165.
- Van Der Veen, C. (1953). The bearing capacity of a pile. 3rd International Conference on Soils Mechanics and Foundations Engineering (pp. 84-90). Zurich: 2.
- Van Impe, W. F. (1994). Influence of screw pile installation parameters on the overall behaviour. Workshop “Piled foundations: full scale investigations, analysis and design”. (p. 41). Naples, Italy.
- Van Impe, W. F.; Van Impe, P.O.; Viggani, C.; Russo, G.; Bottiau, M. (1998). Load settlement behaviour versus distinctive pile execution parameters. Em A. Rotterman: A.Balkema (Ed.), In: International Geotechnical Seminar: Deep Foundations On Bored And Auger Piles (pp. 355-366). Ghent-Belgium: 3rd.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2002). Fundações: Teoria e prática (2ª ed.). São Paulo, SP: PINI Ltda. 211-215.
- W. R. Antunes.; H. Tarozzo. (1996). Fundações: Teoria e prática (2ª ed.). São Paulo, SP: PINI Ltda.
- Whitman, R. V. (1984). Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. Journal of Geotechnical Engineering, 110(2), 143-188.

## ANEXO A - GRUPOS A, B e C DAS ESTACAS DE FUNDAÇÃO

| Código | Número de estacas<br>por bloco | GRUPO A – Ordem de execução das estacas |       |       |      |
|--------|--------------------------------|---|-------|-------|------|
|        |                                | 1ª                                      | 2ª    | 3ª    | 4ª   |
| 1      | 3                              | P18A                                    | P18B  | P18C  |      |
| 2      | 2                              | P19A                                    | P19B  |       |      |
| 3      | 2                              | P20A                                    | P20B  |       |      |
| 4      | 2                              | P25A                                    | P25B  |       |      |
| 5      | 2                              | P24A                                    | P24B  |       |      |
| 6      | 2                              | P23A                                    | P23B  |       |      |
| 7      | 2                              | P22A                                    | P22B  |       |      |
| 8      | 2                              | P21A                                    | P21B  |       |      |
| 9      | 2                              | P35A                                    | P35B  |       |      |
| 10     | 3                              | P1AA                                    | P1AC  | P1AB  |      |
| 11     | 3                              | P2AA                                    | P2AB  | P2AC  |      |
| 12     | 2                              | P26BB                                   | P26BA |       |      |
| 13     | 2                              | P27A                                    | P27B  |       |      |
| 14     | 2                              | P28A                                    | P28B  |       |      |
| 15     | 2                              | P29A                                    | P29B  |       |      |
| 16     | 2                              | P30CA                                   | P30CB |       |      |
| 17     | 2                              | P31A                                    | P31B  |       |      |
| 18     | 2                              | P32A                                    | P32B  |       |      |
| 19     | 2                              | P33A                                    | P33B  |       |      |
| 20     | 3                              | P34B                                    | P34A  | P34C  |      |
| 21     | 2                              | P36A                                    | P36B  |       |      |
| 22     | 3                              | P1DB                                    | P1DA  | P1DC  |      |
| 23     | 3                              | P4DB                                    | P4DA  | P4DC  |      |
| 24     | 4                              | P6DB                                    | P6DD  | P6DA  | P6DC |
| 25     | 3                              | P12DA                                   | P12DC | P12DB |      |
| 26     | 3                              | P41A                                    | P41C  | P41B  |      |
| 27     | 3                              | P62A                                    | P62B  | P62C  |      |
| 28     | 2                              | P61B                                    | P61A  |       |      |
| 29     | 2                              | P60B                                    | P60A  |       |      |
| 30     | 2                              | P59B                                    | P59A  |       |      |
| 31     | 2                              | P58B                                    | P58A  |       |      |
| 32     | 2                              | P57B                                    | P57CA |       |      |
| 33     | 3                              | P55B                                    | P55C  | P55A  |      |
| 34     | 2                              | P54B                                    | P54A  |       |      |
| 35     | 2                              | P56B                                    | P56A  |       |      |
| 36     | 2                              | P53B                                    | P53A  |       |      |
| 37     | 3                              | P52BB                                   | P52A  | P52B  |      |
| 38     | 2                              | P51B                                    | P51A  |       |      |
| 39     | 2                              | P50B                                    | P50A  |       |      |
| 40     | 4                              | P6AA                                    | P6AC  | P6AB  | P6AD |
| 41     | 3                              | P12AA                                   | P12AC | P12AB |      |
| 42     | 3                              | P42B                                    | P42C  | P42A  |      |
| 43     | 2                              | P43B                                    | P43A  |       |      |
| 44     | 2                              | P44B                                    | P44A  |       |      |
| 45     | 2                              | P49B                                    | P49A  |       |      |
| 46     | 2                              | P46B                                    | P46A  |       |      |
| 47     | 3                              | P37B                                    | P37A  | P37C  |      |
| 48     | 2                              | P47AA                                   | P47AB |       |      |
| 49     | 2                              | P48B                                    | P48A  |       |      |
| 50     | 2                              | P45B                                    | P45A  |       |      |

| Código | Número de estacas por bloco | GRUPO B – Ordem de execução das estacas |       |       |      |      |      |
|--------|-----------------------------|---|-------|-------|------|------|------|
|        |                             | 1ª                                      | 2ª    | 3ª    | 4ª   | 5ª   | 6ª   |
| 51     | 3                           | P4AA                                    | P4AB  | P4AC  |      |      |      |
| 52     | 6                           | P3CD                                    | P3CC  | P3CA  | P3CE | P3CB | P3CF |
| 53     | 6                           | P3AC                                    | P3AD  | P3AA  | P3AE | P3AB | P3AF |
| 54     | 3                           | P5AA                                    | P5AB  | P5AC  |      |      |      |
| 55     | 3                           | P2BA                                    | P2BB  | P2BC  |      |      |      |
| 56     | 6                           | P3BC                                    | P3BD  | P3BB  | P3BF | P3BE | P3BA |
| 57     | 4                           | P8AD                                    | P8AB  | P8AC  | P8AA |      |      |
| 58     | 2                           | P2CA                                    | P2CB  |       |      |      |      |
| 59     | 5                           | P1BC                                    | P1BA  | P1BE  | P1BB | P1BD |      |
| 60     | 2                           | P4BA                                    | P4BB  |       |      |      |      |
| 61     | 2                           | P16CA                                   | P16CB |       |      |      |      |
| 62     | 2                           | P17CA                                   | P17CB |       |      |      |      |
| 63     | 2                           | P17BB                                   | P17BA |       |      |      |      |
| 64     | 2                           | P16BB                                   | P16BA |       |      |      |      |
| 65     | 6                           | P3DD                                    | P3DC  | P3DB  | P3DF | P3DA | P3DE |
| 66     | 2                           | P17DA                                   | P17DB |       |      |      |      |
| 67     | 2                           | P16DA                                   | P16DB |       |      |      |      |
| 68     | 3                           | P15DA                                   | P15DB | P15DC |      |      |      |
| 69     | 3                           | P14DA                                   | P14DB | P14DC |      |      |      |
| 70     | 4                           | P7DB                                    | P7DA  | P7DC  | P7DD |      |      |
| 71     | 4                           | P8DB                                    | P8DA  | P8DC  | P8DD |      |      |
| 72     | 2                           | P10DA                                   | P10DB |       |      |      |      |
| 73     | 2                           | P11DA                                   | P11DB |       |      |      |      |
| 74     | 2                           | P40CA                                   | P40CB |       |      |      |      |
| 75     | 3                           | P4CA                                    | P4CB  | P4CC  |      |      |      |
| 76     | 3                           | P5CA                                    | P5CB  | P5CC  |      |      |      |
| 77     | 3                           | P2DA                                    | P2DB  | P2DC  |      |      |      |
| 78     | 1                           | PR8                                     |       |       |      |      |      |
| 79     | 2                           | P39BA                                   | P39BB |       |      |      |      |
| 80     | 1                           | PR4                                     |       |       |      |      |      |
| 81     | 2                           | P11AA                                   | P11AB |       |      |      |      |
| 82     | 4                           | P7AA                                    | P7AB  | P7AD  | P7AC |      |      |
| 83     | 2                           | P10AA                                   | P10AB |       |      |      |      |
| 84     | 3                           | P14AA                                   | P14AB | P14AC |      |      |      |
| 85     | 2                           | P16AA                                   | P16AD |       |      |      |      |
| 86     | 3                           | P15AA                                   | P15AC | P15AB |      |      |      |
| 87     | 2                           | P17AB                                   | P17AA |       |      |      |      |
| 88     | 2                           | P38AA                                   | P38AB |       |      |      |      |

| Código | Número de estacas por bloco | GRUPO C – Ordem de execução das estacas |       |       |       |       |      |
|--------|-----------------------------|---|-------|-------|-------|-------|------|
|        |                             | 1ª                                      | 2ª    | 3ª    | 4ª    | 5ª    | 6ª   |
| 89     | 4                           | P7BA                                    | P7BB  | P7BD  | P7BC  |       |      |
| 90     | 4                           | P8BA                                    | P8BB  | P8BD  | P8BC  |       |      |
| 91     | 2                           | P10BA                                   | P10BB |       |       |       |      |
| 92     | 2                           | P11BA                                   | P11BB |       |       |       |      |
| 93     | 6                           | P9AC                                    | P9AD  | P9AE  | P9AA  | P9AF  | P9AB |
| 94     | 5                           | P13AC                                   | P13AE | P13AA | P13BB | P13AD |      |
| 95     | 4                           | P7CA                                    | P7CB  | P7CC  | P7CD  |       |      |
| 96     | 6                           | P6BD                                    | P6BC  | P6BA  | P6BE  | P6BB  | P6BF |
| 97     | 5                           | P12BC                                   | P12CE | P12CA | P12BB | P12BD |      |
| 98     | 3                           | P15BA                                   | P15BC | P15BB |       |       |      |
| 99     | 3                           | P14BC                                   | P14BB | P14BA |       |       |      |
| 100    | 1                           | PR1                                     |       |       |       |       |      |
| 101    | 1                           | PR2                                     |       |       |       |       |      |
| 102    | 1                           | PR3                                     |       |       |       |       |      |
| 103    | 2                           | P10CA                                   | P10CB |       |       |       |      |
| 104    | 3                           | P14CA                                   | P14CB | P14CC |       |       |      |
| 105    | 4                           | P8CB                                    | P8CA  | P8CD  | P8CC  |       |      |
| 106    | 2                           | P11CA                                   | P11CB |       |       |       |      |
| 107    | 3                           | P15CA                                   | P15CB | P15CC |       |       |      |
| 108    | 1                           | PR5                                     |       |       |       |       |      |
| 109    | 1                           | PR6                                     |       |       |       |       |      |
| 110    | 1                           | PR7                                     |       |       |       |       |      |
| 111    | 6                           | P9CD                                    | P9CB  | P9CC  | P9CF  | P9CA  | P9CE |
| 112    | 5                           | P13CC                                   | P13CB | P13CD | P13CA | P13CE |      |

## ANEXO B – PLANTA DE CARGA DOS PILARES DOS GRUPOS A, B e C

| Código | Número de estacas<br>por bloco | GRUPO A – Planta de cargas nos pilares (tf) |                  |
|--------|--------------------------------|---|------------------|
|        |                                | Carga por bloco                             | Carga por estaca |
| 1      | 2                              | 35  | 11.67            |
| 2      | 2                              | 84  | 42               |
| 3      | 2                              | 82  | 41               |
| 4      | 2                              | 84  | 42               |
| 5      | 2                              | 82  | 41               |
| 6      | 2                              | 84  | 42               |
| 7      | 2                              | 76  | 38               |
| 8      | 2                              | 84  | 42               |
| 9      | 2                              | 50  | 25               |
| 10     | 3                              | 130   | 43.33            |
| 11     | 3                              | 275   | 91.67            |
| 12     | 2                              | 76  | 38               |
| 13     | 2                              | 84  | 42               |
| 14     | 2                              | 82  | 41               |
| 15     | 2                              | 84  | 42               |
| 16     | 2                              | 76  | 38               |
| 17     | 2                              | 84  | 42               |
| 18     | 2                              | 82  | 41               |
| 19     | 2                              | 84  | 42               |
| 20     | 3                              | 35  | 11.67            |
| 21     | 2                              | 50  | 25               |
| 22     | 3                              | 130   | 43.33            |
| 23     | 3                              | 275   | 91.67            |
| 24     | 4                              | 332   | 83               |
| 25     | 3                              | 294   | 98               |
| 26     | 3                              | 125   | 41.67            |
| 27     | 3                              | 41  | 13.67            |
| 28     | 2                              | 56  | 28               |
| 29     | 2                              | 53  | 26.5             |
| 30     | 2                              | 49  | 24.5             |
| 31     | 2                              | 58  | 29               |
| 32     | 2                              | 66  | 33               |
| 33     | 3                              | 52  | 17.33            |
| 34     | 2                              | 62  | 31               |
| 35     | 2                              | 58  | 29               |
| 36     | 2                              | 63  | 31.5             |
| 37     | 3                              | 66  | 22               |
| 38     | 2                              | 63  | 31.5             |
| 39     | 2                              | 62  | 31               |
| 40     | 4                              | 331   | 82.75            |
| 41     | 3                              | 294   | 98               |
| 42     | 3                              | 41  | 13.67            |
| 43     | 2                              | 56  | 28               |
| 44     | 2                              | 53  | 26.5             |
| 45     | 2                              | 52  | 26               |
| 46     | 2                              | 58  | 29               |
| 47     | 3                              | 125   | 41.67            |
| 48     | 2                              | 66  | 33               |
| 49     | 2                              | 58  | 29               |
| 50     | 2                              | 49  | 24.5             |

| Código | Número de estacas<br>por bloco | GRUPO B – Planta de cargas nos pilares (tf) |                  |
|--------|--------------------------------|---|------------------|
|        |                                | Carga por bloco                             | Carga por estaca |
| 51     | 3                              | 275   | 91.67            |
| 52     | 6                              | 605   | 100.83           |
| 53     | 6                              | 614   | 102.33           |
| 54     | 3                              | 266   | 88.67            |
| 55     | 3                              | 278   | 92.67            |
| 56     | 6                              | 605   | 100.83           |
| 57     | 4                              | 374   | 93.50            |
| 58     | 2                              | 200   | 100.00           |
| 59     | 5                              | 448   | 89.60            |
| 60     | 2                              | 200   | 100.00           |
| 61     | 2                              | 165   | 82.50            |
| 62     | 2                              | 171   | 85.50            |
| 63     | 2                              | 161   | 80.50            |
| 64     | 2                              | 176   | 88.00            |
| 65     | 6                              | 614   | 102.33           |
| 66     | 2                              | 177   | 88.50            |
| 67     | 2                              | 171   | 85.50            |
| 68     | 3                              | 303   | 101.00           |
| 69     | 3                              | 316   | 105.33           |
| 70     | 4                              | 374   | 93.50            |
| 71     | 4                              | 375   | 93.75            |
| 72     | 2                              | 192   | 96.00            |
| 73     | 2                              | 205   | 102.50           |
| 74     | 2                              | 174   | 87.00            |
| 75     | 3                              | 278   | 92.67            |
| 76     | 3                              | 266   | 88.67            |
| 77     | 3                              | 275   | 91.67            |
| 78     | 1                              | 26  | 26.00            |
| 79     | 2                              | 168   | 84.00            |
| 80     | 1                              | 26  | 26.00            |
| 81     | 2                              | 195   | 97.50            |
| 82     | 4                              | 372   | 93.00            |
| 83     | 2                              | 203   | 101.50           |
| 84     | 3                              | 310   | 103.33           |
| 85     | 2                              | 182   | 91.00            |
| 86     | 3                              | 308   | 102.67           |
| 87     | 2                              | 167   | 83.50            |
| 88     | 2                              | 174   | 87               |

| Código | Número de estacas<br>por bloco | GRUPO C – Planta de cargas nos pilares (tf) |                  |
|--------|--------------------------------|---|------------------|
|        |                                | Carga por bloco                             | Carga por estaca |
| 89     | 4                              | 374   | 93.5             |
| 90     | 4                              | 359   | 89.75            |
| 91     | 2                              | 192   | 96               |
| 92     | 2                              | 186   | 93               |
| 93     | 6                              | 598   | 99.67            |
| 94     | 5                              | 520   | 104              |
| 95     | 4                              | 361   | 90.25            |
| 96     | 6                              | 598   | 99.67            |
| 97     | 5                              | 506   | 101.2            |
| 98     | 3                              | 297   | 99               |
| 99     | 3                              | 316   | 105.33           |
| 100    | 1                              | 38  | 38               |
| 101    | 1                              | 45  | 45               |
| 102    | 1                              | 32  | 32               |
| 103    | 2                              | 184   | 92               |
| 104    | 3                              | 305   | 101.67           |
| 105    | 4                              | 372   | 93               |
| 106    | 2                              | 195   | 97.5             |
| 107    | 3                              | 308   | 102.67           |
| 108    | 1                              | 38  | 38               |
| 109    | 1                              | 45  | 45               |
| 110    | 1                              | 32  | 32               |
| 111    | 6                              | 598   | 99.67            |
| 112    | 5                              | 520   | 104              |