

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS**  
CAMPUS SERTÃO  
EIXO DE TECNOLOGIA  
ENGENHARIA CIVIL

**THIAGO SILVA COSTA DE BASTO**

**Análise da confiabilidade de projeto de fundação por estaca escavada, a partir de metodologia semiempírica aplicada em caso real de obra.**

**Delmiro Gouveia – AL**  
**2019**

**THIAGO SILVA COSTA DE BASTO**

**Análise da confiabilidade de projeto de fundação por estaca escavada, a partir de metodologia semiempírica aplicada em caso real de obra.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador(a): Profª DSc. Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira

**Delmiro Gouveia – AL**

**2019**

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca do Campus Sertão**  
**Sede Delmiro Gouveia**

Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza – CRB-4/2209

B327a Basto, Thiago Silva Costa da

Análise da confiabilidade de projeto de fundação por estaca escavada, a partir de metodologia semiempírica aplicada em caso real de obra / Thiago Silva Costa de Basto. – 2019.

96 f. : il.

Orientação: Profa. Dra. Rafaela Faciola Coelho de Souza.  
Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2019.

1. Fundações. 2. Investigação geotécnica. 3. Solo. 4. Probabilidade de ruína. 5. Centro de convergência. 6. Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. I. Título.

CDU: 624.15

## Folha de Aprovação

Thiago Silva Costa de Basto

**Análise da confiabilidade de projeto de fundação por estaca escavada, a partir de metodologia semiempírica aplicada em caso real de obra.**

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil, e aprovado em 23 de maio de 2019 na Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão.

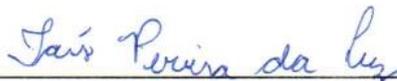
**Banca Examinadora:**



Prof.ª DSc. Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira, UFAL. (Orientadora)



Prof.º MSc. Vinicius Costa Correia, UFAL. (Examinador Interno)



Eng.ª Tais Pereira da Luz (Examinador Externo)

*“Veni, vidi, vici.”*

*(Júlio César)*

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar, agradeço a Deus por me permitir ingressar e concluir essa graduação com êxito. Por me conceder forças, proteção e me guiar ao longo dessa caminhada, me permitindo enfrentar e superar os obstáculos que surgiram.

Agradeço aos meus pais Agostinho e Eliane, e meu irmão Davi, pelo incentivo em todos os momentos, por confiarem e não medirem esforços para que eu pudesse alcançar meus objetivos, e por toda educação e princípios que me foram ensinados.

Agradeço aos amigos e amigas, da vida e da faculdade, que sempre acreditaram e confiaram na minha capacidade, e que estiveram ao meu lado, me motivando e apoiando em momentos de dificuldade. Grato também pelos momentos de alegria, vitórias, distração, companheirismo e pela compreensão ao longo desses anos. Desejo que todos alcancem seus objetivos pessoais, e tenham sucesso no âmbito profissional.

Agradecimento em especial à minha orientadora, Professora Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira, por todo o incentivo, dedicação e paciência em me acompanhar nesta importante etapa do curso. Obrigado por todos os ensinamentos transmitidos tanto durante a orientação deste trabalho, quanto ao longo da jornada acadêmica.

Profunda gratidão por todos os professores da universidade, com os quais tive o prazer de conviver e aprender no âmbito acadêmico. Obrigado por transmitir todo conhecimento necessário, e contribuir consideravelmente para o meu desenvolvimento intelectual, me possibilitando concluir essa graduação.

Por fim, agradeço a todos que participaram direta ou indiretamente desta importante etapa da minha vida.

## RESUMO

A garantia de segurança em projetos de Engenharia Civil não está fundamentada nos cenários em que o risco de ruína seja inexistente. Mesmo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) preconizando a utilização de coeficientes de segurança, são desconsiderados diversos aspectos relevantes e incertezas que possuem fundamental influência sob a confiabilidade de um projeto de fundação, tais como a heterogeneidade do solo. Cintra e Aoki (2010) defendem a utilização de uma abordagem probabilística, em que seja determinada a probabilidade de ruína inerente a cada projeto de fundação, e avaliado até que ponto os riscos são considerados aceitáveis para aquele cenário. Nesta perspectiva, o presente trabalho faz uma análise de confiabilidade do projeto de fundação executado no Bloco 31 da obra do Centro de Convergência da Universidade Federal do Rio de Janeiro, na Cidade Universitária, localizada na Ilha do Fundão, zona norte da cidade do Rio de Janeiro. O projeto analisado possui 50 estacas do tipo hélice contínua, com diâmetros de 60 e 80 centímetros, e três sondagens de simples de reconhecimento, a partir das quais foram estimadas as capacidades de cargas das estacas, utilizando metodologia semiempírica. Através do conceito de probabilidade de ruína, foi avaliada a confiabilidade do referido projeto de fundação, comparando-se as três metodologias de projeto para cargas admissíveis propostas por Cintra e Aoki (2010), e analisada a eficiência dos fatores de segurança em garantir que os riscos envolvidos estejam numa faixa aceitável. Os resultados da abordagem probabilística indicam a Metodologia 1 como a mais adequada ao projeto analisado, a qual tem como critério de avaliação a carga de catálogo da estaca a ser dimensionada. Além disso, os resultados permitem concluir que as metodologias semiempíricas para determinação da capacidade de carga são sensíveis à variabilidade das camadas do subsolo. Mesmo com a adoção de coeficientes de segurança e de correção, tais práticas são insuficientes para garantir uma probabilidade de ruína aceitável, e conseqüentemente, a segurança e viabilidade econômica de um projeto.

**Palavras-chave:** probabilidade de ruína, fundações, variabilidade, segurança.

## ABSTRACT

The safety assurance in Civil Engineering projects is not based on scenarios where the risk of ruin is non-existent. Even the Brazilian Association of Technical Standards (ABNT) advocating the use of safety coefficients, several relevant aspects and uncertainties are not considered, that have a fundamental influence on the reliability of a foundation project, such as soil heterogeneity. Cintra and Aoki (2010) advocate the use of a probabilistic approach, in which the ruin probability inherent to each foundation project is determined, and evaluated to what extent the risks are considered acceptable for that scenario. In this perspective, the present work makes a reliability analysis of the foundation project executed in Block 31 of the work of the Convergence Center of the Federal University of Rio de Janeiro, in Cidade Universitária, located on Ilha do Fundão, north zone of the city of Rio de Janeiro. The analyzed design has 50 stakes of the continuous propeller type, with diameters of 60 and 80 centimeters, and three probes of simple of recognition, from which the capacities of the loads of the piles were estimated, using semiempirical methodology. Through the concept of probability of ruin, the reliability of that foundation project was evaluated, comparing three design methodologies for admissible loads proposed by Cintra and Aoki (2010), and analyzed the efficiency of safety factors in ensuring that risks are in an acceptable range. The results of the probabilistic approach indicate Methodology 1 as the most appropriate to the analyzed project, which evaluates the catalog load of the stake to be dimensioned. In addition, the results allow to conclude that semiempirical methodologies for the determination of the load capacity are sensitive to the variability of the subsurface layers. Even with the adoption of security and correction coefficients, such practices are insufficient to ensure a probability of acceptable ruin, and hence the safety and economic viability of a project.

**Keywords:** ruin probability, foundations, variability, security.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01: Ilustração do equipamento de ensaio.....	25
Figura 02: Torre com roldana e martelo padronizado .....	26
Figura 03: Material sendo coletado do amostrador bipartido .....	27
Figura 04: Relatório final de ensaio de campo .....	29
Figura 05: Fundação superficial e profunda .....	30
Figura 06: Tipos de fundações superficiais .....	32
Figura 07: Tipos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão .....	33
Figura 08: Tipos de fundações mistas: (a) sapata sobre estaca; (b) sapata sobre estaca, com material compressível entre elas; (c) radier sobre estaca; (d) radier sobre tubulão .....	34
Figura 09: Estimativa do uso de estacas no mundo .....	35
Figura 10: Muro de contenção com 472 estacas tipo hélice contínua.....	37
Figura 11: Processo executivo da estaca hélice contínua.....	37
Figura 12: Etapa de perfuração da estaca hélice contínua .....	38
Figura 13: Etapa de concretagem da estaca hélice contínua.....	40
Figura 14: Armadura sendo inserida com auxílio da pá carregadeira .....	41
Figura 15: Perfuratriz empregada na execução de estacas hélice contínua .....	43
Figura 16: Disposição dos sensores na perfuratriz .....	44
Figura 17: Relatório final da monitoração de estacas hélice contínua .....	45
Figura 18: Parcelas de resistência da capacidade de carga .....	47
Figura 19: Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação .....	59
Figura 20: Curva de probabilidade de ruína .....	60
Figura 21: Menor variabilidade de Resistência (curva mais fechada) .....	61

Figura 22: Função margem de segurança .....	62
Figura 23: Imagem de satélite da Ilha do Fundão, e indicação do local estudado ....	65
Figura 24: Planta do Centro de Convergência da UFRJ .....	66
Figura 25: Obra do Centro de Convergência da UFRJ abandonada.....	66
Figura 26: Planta das sondagens para reconhecimento do solo.....	68
Figura 27: Verificação da normalidade dos dados de solicitações .....	71
Figura 28: Verificação da normalidade dos dados da Metodologia 1 .....	75
Figura 29: Verificação da normalidade dos dados da Metodologia 2 .....	76
Figura 30: Verificação da normalidade dos dados da Metodologia 3 .....	77
Figura 31: Planta de locação das estacas do Bloco 31 .....	92
Figura 32: Boletim de sondagem do furo SP-07 (pág. 1/2) .....	93
Figura 33: Boletim de sondagem do furo SP-07 (pág. 2/2) .....	94
Figura 34: Boletim de sondagem do furo SP-08.....	95
Figura 35: Boletim de sondagem do furo SP-09.....	96

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Fatores de segurança conforme Wright (1969) .....	23
Tabela 02: Fatores de segurança conforme Vésic (1975).....	24
Tabela 03: Especificações da armação para estacas hélice contínua .....	42
Tabela 04: Características dos equipamentos .....	43
Tabela 05: Fatores de correção $F_1$ e $F_2$ atualizados .....	51
Tabela 06: Valores dos coeficientes $K$ e $\alpha$ .....	52
Tabela 07: Coeficiente característico do solo $C$ .....	54
Tabela 08: Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo .....	54
Tabela 09: Valores do fator $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo .....	55
Tabela 10: Cargas de catálogo para estacas hélice contínua .....	68
Tabela 11: Cargas de solicitação por estaca .....	69
Tabela 12: Parâmetros estatísticos das solicitações.....	70
Tabela 13: Capacidade de carga das estacas pela sondagem SP-07 .....	71
Tabela 14: Capacidade de carga das estacas pela sondagem SP-08.....	72
Tabela 15: Capacidade de carga das estacas pela sondagem SP-09.....	73
Tabela 16: Características das estacas hélice contínua consideradas no projeto ....	73
Tabela 17: Tensões resistentes pela Metodologia 1 .....	74
Tabela 18: Tensões resistentes pela Metodologia 2 .....	75
Tabela 19: Tensões resistentes pela Metodologia 3 .....	77
Tabela 20: Resumo da análise de confiabilidade pela metodologia 1 .....	78
Tabela 21: Resumo da análise de confiabilidade pela metodologia 2.....	80
Tabela 22: Resumo da análise de confiabilidade pela metodologia 3.....	82
Tabela 23: Comparativo da probabilidade de ruína e índice de confiabilidade .....	85

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01: Curva de distribuição normal das solicitações .....	70
Gráfico 02: Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para a metodologia 1 e diâmetro de 60cm .....	79
Gráfico 03: Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para a metodologia 1 e diâmetro de 80cm .....	79
Gráfico 04: Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para a metodologia 2 e diâmetro de 60cm .....	81
Gráfico 05: Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para a metodologia 2 e diâmetro de 80cm .....	81
Gráfico 06: Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para a metodologia 3 e diâmetro de 60cm .....	83
Gráfico 07: Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para a metodologia 3 e diâmetro de 80cm .....	83

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Fundações e Serviços Geotécnicos Especializados

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CFA – Continuous Flight Auger

CPT – Cone Penetration Test

CPTU – Piezocone Penetration Test

DMT – Dilatometer Test

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

PMT – Pressuremeter Ménard Test

SPT – Standard Penetration Test

VST – Vane Shear Test

$R$  – capacidade de carga

$R_L$  – resistência lateral

$R_p$  – resistência de ponta

$U$  – perímetro da estaca

$r_L$  – incógnita geotécnica lateral

$\Delta_L$  – comprimento da camada

$r_p$  – incógnita geotécnica da ponta

$A_p$  – área da ponta da estaca

$q_c$  – resistência de ponta do cone

$f_s$  – atrito lateral

$K$  – coeficiente de tipo de solo

$N_{SPT}$  – índice de resistência à penetração

$F_1$  – fator de correção da parcela de ponta

$F_2$  – fator de correção da parcela lateral

$N_p$  – índice de resistência à penetração na ponta

$N_L$  – índice de resistência à penetração médio ao longo da camada

$C$  – coeficiente característico do solo

$L$  – comprimento do fuste

$P_a$  – carga admissível

$R_{méd}$  – resistência média

$F_S$  – fator de segurança

$S_{méd}$  – solicitação média

$P_e$  – carga de catálogo

$L_{máx}$  – comprimento máximo

$N_{Lim}$  – limite do índice de resistência à penetração

$f_R(R)$  – densidade de probabilidade da resistência

$f_S(S)$  – densidade de probabilidade da solicitação

$\sigma_R$  – desvio padrão da resistência

$\sigma_S$  – desvio padrão da solicitação

$\nu_R$  – coeficiente de variação da resistência

$\nu_S$  – coeficiente de variação da solicitação

$p_f$  – probabilidade de ruína

$f_Z(Z)$  – função margem de segurança

$Z$  – margem de segurança

$\sigma_Z$  – desvio padrão da margem de segurança

$Z_{méd}$  – margem de segurança média

$\beta$  – índice de confiabilidade

$\nu_Z$  – coeficiente de variação da margem de segurança

$\Phi$  – distribuição normal

$n$  – número de estacas

$p_{f máx}$  – probabilidade de ruína máxima

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	17
1.1. Objetivo geral .....	18
1.2. Objetivos específicos .....	19
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	20
2.1. Histórico .....	20
2.2. Investigação Geotécnica .....	21
2.3. Fundações .....	30
2.3.1. Estacas escavadas do tipo hélice contínua .....	35
2.4. Capacidade de carga .....	47
2.4.1. Métodos semiempíricos para estimativa da capacidade de carga .....	49
2.4.1.1. Método Aoki-Velloso (1975).....	50
2.4.1.2. Método Décourt-Quaresma (1978).....	53
2.5. Carga admissível .....	55
2.6. Verificação da normalidade.....	58
2.7. Probabilidade de ruína.....	58
<b>3. ESTUDO DE CASO</b> .....	65
3.1. Sondagens e reconhecimento do solo.....	67
3.2. Estaqueamento e carga nos pilares .....	68
3.3. Previsão da capacidade de carga das estacas .....	71
3.3.1. Metodologia 1 .....	74
3.3.2. Metodologia 2 .....	75
3.3.3. Metodologia 3 .....	76
<b>4. RESULTADOS</b> .....	78
4.1. Análise de confiabilidade e probabilidade de ruína.....	78
<b>5. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	87
5.1. Sugestões para trabalhos futuros .....	88

<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>89</b>
<b>ANEXO A.....</b>	<b>92</b>
<b>ANEXO B.....</b>	<b>93</b>

## 1. INTRODUÇÃO

No âmbito da construção civil, toda superestrutura tem a necessidade de um projeto de fundação. As fundações constituem um sistema de interação entre elementos estruturais, que são responsáveis por transmitir as cargas provenientes da superestrutura, e o maciço de solo, que confere a resistência necessária às cargas atuantes. Portanto, a execução de projetos desse tipo requer conhecimentos de cálculo estrutural e geotecnia.

Segundo Velloso e Lopes (2010), toda a análise e dimensionamento estrutural desses elementos de fundação são feitos com base em algumas suposições e correlações usuais que possibilitam ao engenheiro extrapolar tais considerações aos mais variados casos de obra, desde que seja feita com critério e devidamente avaliadas as condições atuais de projeto. No entanto, para o engenheiro de fundações nem sempre é possível conciliar adequadamente as previsões estruturais do projeto, devido a problemas de geotecnia que impõem um grau de incerteza consideravelmente maior. Ou seja, fica a cargo do profissional da área lidar com um material limitado de informações de comportamento e propriedades específicas, sobre as quais ele pouco pode atuar.

O conhecimento das características geotécnicas do solo está quase sempre restrito a coleta de dados provenientes de sondagens à percussão de simples reconhecimento. No entanto, em nosso país, ainda não há um tratamento científico adequado quanto à técnica de fundações. Embora a norma brasileira de fundações (NBR 6122/2010) preconize a importância do acompanhamento das obras, esta recomendação ainda é pouco praticada. Quando feita, se resume a simples medições de recalques, ignorando cargas reais atuantes na estrutura, e imposição de dificuldades para executar provas de carga (VELLOSO E LOPES, 2010).

No campo da Engenharia Civil, mesmo adotando todas as medidas de prevenção de acidentes em favor da segurança, é um engano mencionar que um projeto de fundação tenha risco zero. Desde os parâmetros do solo até as cargas a serem consideradas no projeto, sempre existem incertezas, as quais constituem os principais problemas no ramo das fundações. Embora tenha comportamento determinante para as fundações, as investigações de solo que servem de

embasamento para os projetos, não cobrem todos os pontos da área de projeção da superestrutura. Dessa forma, é inevitável a ocorrência de surpresas, seja ainda na fase de execução ou após a conclusão de toda a obra. Portanto, se faz importante estabelecer uma margem de segurança que leve em consideração a presença de materiais menos resistentes nas camadas de solo, que não puderam ser detectados nos ensaios de sondagens (MEYERHOF, 1970).

A adoção de alguns fatores de segurança e coeficientes de ajuste, visando contornar tais incertezas, são comumente empregados de maneira mais eficiente no cálculo estrutural, no qual se trabalham com materiais homogêneos e, portanto, com propriedades mecânicas bem conhecidas (VELLOSO E LOPES, 2010).

Cintra e Aoki (2010) consideram que os métodos que fazem uso de fatores de segurança global ou parciais, os quais tem por finalidade a verificação do estado limite último, são insuficientes quando se trata de uma análise mais ampla da segurança em projetos de fundação. Então, recomendam uma abordagem probabilística, promovendo uma análise de confiabilidade a partir da verificação da probabilidade de ruína.

### **1.1. Objetivo geral**

O presente trabalho de conclusão de curso tem como objetivo principal analisar a probabilidade de ruína de estacas em um estudo de caso real, a partir de ensaios de investigação geotécnica e aplicação de metodologia semi-empírica para estimativa da capacidade de carga. A análise de confiabilidade possibilita verificar até que ponto os fatores de segurança propostos por norma podem garantir a segurança de um projeto de fundação, e se os riscos reais estão numa faixa de valor aceitável.

## 1.2. Objetivos específicos

- Estimar a capacidade de carga das estacas do tipo hélice contínua a partir de metodologia semi-empírica, e investigações geotécnicas realizadas no estudo de caso considerado;
- A partir dos dados estimados por metodologia semi-empírica, determinar a carga admissível utilizando as três metodologias de projeto propostas por Cintra e Aoki (2010);
- Analisar a confiabilidade do estaqueamento, proposta por Cintra e Aoki (2010), determinando e comparando a probabilidade de ruína a partir dos dados de cargas admissíveis obtidos pelas três metodologias de projeto.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Histórico

Toda grande obra de engenharia exige a elaboração de um projeto de fundação robusto e adequado às condições geotécnicas locais, visando não somente a segurança, mas também a viabilidade econômica.

No Brasil, a partir do século XX, com o advento da técnica do concreto armado, as obras de engenharia tornavam-se cada vez maiores e, conseqüentemente, passaram a imprimir elevados carregamentos ao solo sobre o qual eram alocadas. Diante daquela perspectiva, constataram-se a necessidade de se reforçar as fundações, as quais eram responsáveis por transmitir todos os esforços provenientes da estrutura ao solo.

Segundo Vargas (1998), por volta de 1934 foram iniciados estudos específicos voltados a engenharia de solos em geral, por meio do Instituto de Pesquisas Tecnológicas. A princípio, tais estudos se limitavam a pavimentação de estradas e estruturas de fundações de pontes e edifícios. No decorrer dos anos, percebeu-se a necessidade de expandir os estudos à exploração do subsolo com o emprego de técnicas de sondagens.

Dali em diante, surgiram no Brasil dois métodos de sondagens que se tornaram referências para estudos de solos e projetos de fundações: um desenvolvido pelo IPT, e outro pela Geotécnica S/A, a primeira empresa especializada nas referidas áreas. Embora ambos apresentassem procedimentos de execução similares ao “Standard Penetration Test”, divulgado internacionalmente a partir dos livros de Terzaghi e Peck, a falta de uma padronização na metodologia do ensaio, culminava em diferenças significativas nos resultados obtidos a partir das diferentes técnicas de sondagens. As variedades de aparelhagens utilizadas, e correlações na determinação da resistência à penetração, originaram cada vez mais métodos diferentes em todo mundo.

No Brasil, entretanto, os tipos de ensaios adotados e tomados como referências nos estudos foram os citados anteriormente. Além disso, passou a existir uma tendência nos estudos em comparar os diferentes métodos ao SPT. Até que em 1979 a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), sob a norma MB-1211

“Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos”, padronizou toda a metodologia de ensaio de sondagem ao SPT, o qual continua sendo adotado até os dias de hoje (VARGAS, 1998).

É possível observar que durante aquele período, a área de fundações não era tratada como uma especialidade da engenharia civil. Assim como as investigações geotécnicas, os estudos de fundações eram vistos apenas como mais um ramo da Mecânica dos Solos. Além disso, as pesquisas eram amplamente voltadas à análise do comportamento do solo, e sua caracterização. Não havia nenhuma linha de estudo que tivesse como foco principal a análise da estrutura de fundação.

A partir da década de 40 passaram a ocorrer a realização de estudos e projetos na área de fundações, separadamente da mecânica dos solos, e sob o ponto de vista da engenharia civil. No entanto, a separação dessas duas áreas foi consolidada somente em 1980, com a criação da ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Fundações e Serviços Geotécnicos Especializados, a qual tinha como principal objetivo promover a congregação das empresas especializadas em Engenharia das Fundações. E anos mais tarde, com auxílio dos avanços da computação eletrônica, desencadearam-se trabalhos sobre as interações entre solo e estrutura (*ibid*, 1998).

Todo esse processo foi fundamental, e subsidiou todo progresso para que a Engenharia de Fundações consolidasse sua importância no âmbito da Engenharia Civil. Além disso, teve contribuição considerável na evolução dos projetos e obras do setor da construção civil, permitindo que estruturas fossem cada vez mais robustas e complexas.

## **2.2. Investigação Geotécnica**

O desenvolvimento de todo e qualquer projeto de fundações exige o reconhecimento adequado dos perfis de solo envolvidos, além da determinação e avaliação das suas propriedades mecânicas. É possível obter tais informações a partir de ensaios de laboratório ou de campo, os quais são classificados como investigações de subsuperfície. No entanto, na prática há uma predominância dos ensaios de campo, e em contrapartida, os ensaios laboratoriais somente são empregados em casos mais específicos de tipo de solo, ou quando deseja-se obter informações

adicionais, e que corroborem os dados coletados nos ensaios “*in situ*” (QUARESMA *et. al.*, 1998). Entre os variados tipos de ensaio de campo existentes, destacam-se:

- Standard Penetration Test – SPT;
- Ensaio de penetração de cone – CPT;
- Ensaio de penetração de cone, com medida de pressões neutras (piezocone) – CPTU;
- Ensaio dilatométrico – DMT;
- Ensaio pressiométrico – PMT;
- Ensaio de palheta ou Vane Test – VST

Dentre as principais informações obtidas a partir das investigações geotécnicas, além das citadas anteriormente, existem ainda aquelas que são primordiais às várias etapas de um projeto. Dados que permitem identificar qual técnica será mais adequada para a intervenção do terreno; a necessidade ou não de tratamento de estabilização dos maciços; volumes necessários de escavação ou aterro; indicar o melhor posicionamento para alocação da estrutura.

A etapa inicial de um projeto de construção civil visa coletar informações, com base em estudos do contexto regional, que possibilitem a criação de um inventário ou plano diretor. Neste ponto, são mais empregados métodos de investigação de superfície, que contemplam consultas à mapas geológicos, cartas geotécnicas, fotografias aéreas, imagens de satélite e históricos de ensaios geofísicos da região.

O segundo passo busca avaliar a viabilidade do projeto, a partir das alternativas de construção do empreendimento. Esta etapa de anteprojeto faz necessário o emprego de investigações preliminares de campo, e de laboratório, em casos mais específicos.

A etapa seguinte consiste em preparar o projeto básico, o que abrange os cronogramas, contratações necessárias, e planilhas de custos, os quais subsidiam todo o projeto executivo. Tais fases de projeto requerem que sejam intensificadas as investigações geotécnicas por meio de ensaios de campo pontuais e detalhados, como as sondagens, por exemplo. Além disso, a ocorrência de qualquer tipo de comportamento anômalo do terreno pode exigir a execução de ensaios adicionais mais sofisticados, e a depender dos resultados, estabelecer alterações do projeto original.

Diante dessa perspectiva, evidencia-se o nível de importância das investigações geotécnicas no planejamento de projetos de engenharia seguros e econômicos. Segundo Schnaid e Odebrecht (2010), os gastos inerentes a procedimentos de reconhecimento do subsolo, tais como sondagens, normalmente variam entre 0,2% e 0,5% do custo total de uma obra convencional. Logo, as avaliações minuciosas e precisas dos parâmetros constituintes do solo poderão contribuir de forma significativa na otimização da relação custo-benefício do projeto.

Além disso, Wright (1969) e Vésic (1975) mencionam ainda a existência de uma relação de interdependência entre os fatores de segurança adotados e o grau de exploração do solo e tipo de obra, a qual permite avaliar o impacto econômico. A premissa para esta proposta é de que a adoção de um programa de investigação mais detalhado implicará em menores incertezas de projeto, e conseqüentemente, na redução dos fatores de segurança a serem adotados. No Brasil, é possível observar o emprego desse conceito na Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) 6122/2010, que regulamenta os projetos e execução de fundações.

**Tabela 01:** Fatores de segurança conforme Wright (1969).

<b>Tipo de estrutura</b>	<b>Investigação precária</b>	<b>Investigação normal</b>	<b>Investigação precisa</b>
Monumental	3,5	2,3	1,7
Permanente	2,8	1,9	1,5
Temporária	2,3	1,7	1,4

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

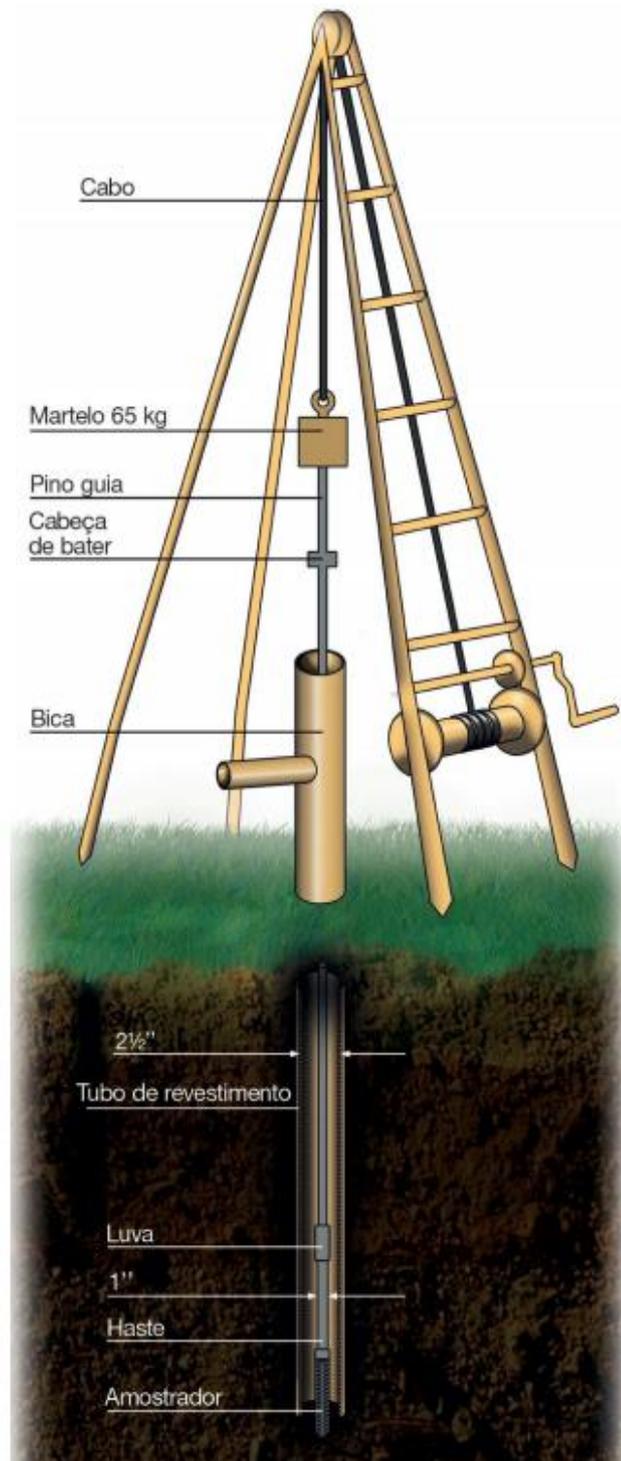
**Tabela 02:** Fatores de segurança conforme Vésic (1975).

<b>Categoria</b>	<b>Características da categoria</b>	<b>Estruturas típicas</b>	<b>Exploração do subsolo completa</b>	<b>Exploração do subsolo limitada</b>
A	Carga máxima de projeto ocorre frequentemente; consequências desastrosas – colapso	Pontes ferroviárias, silos; armazéns; estruturas hidráulicas e de arrimo	3,0	4,0
B	Carga máxima ocorre ocasionalmente; consequências sérias	Pontes rodoviárias; edifícios públicos e industriais	2,5	3,5
C	Carga máxima de projeto ocorre raramente	Edifícios de escritório e residenciais	2,0	3,0

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Dentre os ensaios de campo mencionados anteriormente, o Standard Penetration Test (SPT) é notoriamente o método de investigação geotécnica mais difundido no Brasil e em todo mundo, pois além da relativa simplicidade do seu equipamento (Figura 1) e processo de execução, demonstra-se bastante econômico. O SPT consiste em uma sondagem de simples reconhecimento à percussão capaz, também, de medir a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada. Seus principais objetivos se resumem em recolher amostras deformadas do solo e obter a respectiva resistência à cravação do amostrador padrão em cada metro perfurado. E como consequência do processo, também oferece a possibilidade de identificar o posicionamento do nível d'água. No Brasil, o ensaio está normatizado sob a NBR 6484/2001, elaborada pela ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (QUARESMA *et al.*, 1998).

**Figura 01:** Ilustração do equipamento de ensaio.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2010).

A execução do ensaio se inicia pela locação dos furos de sondagens no terreno, sendo cada furo marcado com a cravação de um piquete, que deve contar com a identificação do mesmo. Então, a perfuração do primeiro metro de sondagem é

executada com auxílio de um trado tipo concha ou cavadeira manual, acompanhada pela instalação de um segmento do tubo de revestimento. Deve ser coletada uma amostra do solo colhido com o trado para análise posterior. Em seguida, com o tripé de sondagem posicionado sobre o furo, o amostrador-padrão, conectado à composição de cravação, é descido livremente até ser apoiado no fundo. Então, acopla-se a cabeça de bater e, utilizando o tubo de revestimento como referência, marcam-se na haste três trechos iguais de 15 cm. Após isso, o martelo padronizado, com cerca de 65 kg, é apoiado suavemente sobre a cabeça de bater, e anota-se a penetração do amostrador decorrente do peso próprio do martelo. Se esta for menor do que 45 cm, deve-se dar continuidade à cravação do amostrador-padrão através de impactos sucessivos do martelo, caindo livremente de uma altura de 75 cm, anotando-se o número de golpes necessários à cravação do amostrador em cada trecho de 15 cm, até completar os 45 cm. Terminada esta etapa, o índice de resistência à penetração (N) do metro ensaiado, é obtido a partir da soma do número de golpes necessários para a penetração dos últimos 30 cm, ou seja, do segundo e terceiro trecho de 15 cm. Para continuidade do ensaio ao próximo metro de camada, após a retirada do amostrador-padrão do furo, é necessária a remoção dos 55 cm de camada de solo restante (NBR 6484 – ABNT, 2001)

**Figura 02:** Torre com roldana e martelo padronizado.



Fonte: O autor (2015).

O amostrador-padrão utilizado na sondagem é constituído por um tubo bipartido, que permite a inspeção tátil e visual das amostras de solo em cada metro (Figura 3). Assim que o material é coletado do interior do amostrador, deve ser imediatamente acondicionado em recipientes herméticos, de modo a conservar as características do solo. Cada recipiente deve conter informações como local da obra, número da sondagem, número da amostra, profundidade e número de golpes, e as respectivas penetrações do amostrador. As amostras serão analisadas minuciosamente, procurando identificar características como granulometria, cor, plasticidade e origem do solo, visando, posteriormente, a elaboração do perfil geológico-geotécnico da sondagem (NBR 6484 – ABNT, 2001).

**Figura 03:** Material sendo coletado do amostrador bipartido.



Fonte: O autor (2015).

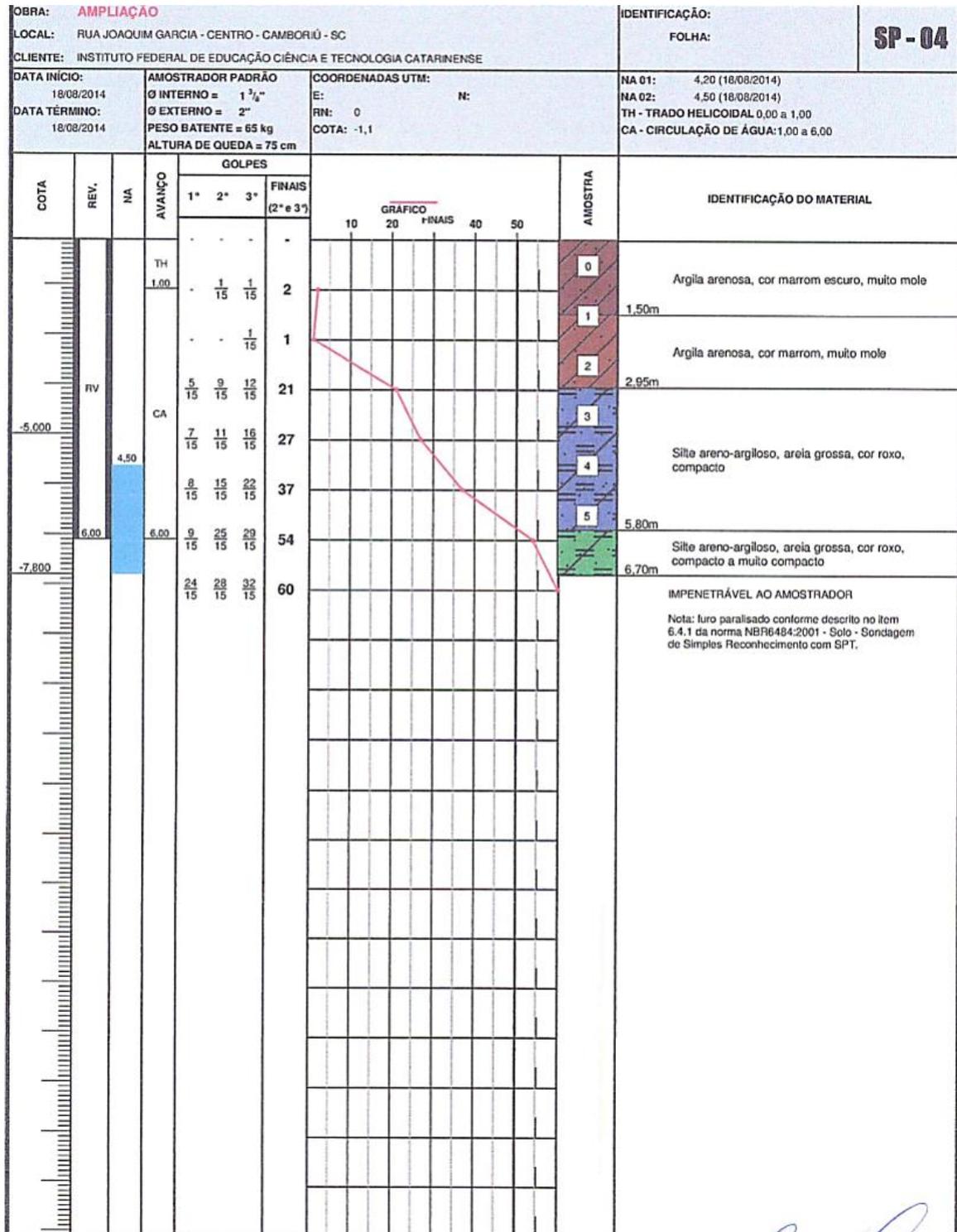
Conforme a NBR 6484/2001, é preciso ressaltar que durante o processo de cravação do amostrador-padrão existem condições que determinam a continuidade do mesmo, devendo ser interrompido nos seguintes casos: o número de golpes ultrapassar 30 em qualquer dos três segmentos de 15 cm; um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda cravação; ou quando não se observar penetração do amostrador-padrão após aplicação de cinco golpes consecutivos do martelo. Nestes casos, o resultado da cravação deve ser expresso como relação entre o número de golpes e a penetração para cada trecho de 15 cm. Caso durante a etapa de perfuração do ensaio seja alcançado o nível d'água, é necessário prosseguir utilizando um

sistema de circulação de água, em conjunto com o trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Além disso, é preciso realizar o monitoramento da variação de níveis d'água durante o dia, e anotá-las no relatório final. Ao término do ensaio, deve-se rebaixar a coluna d'água do interior do furo o máximo possível.

Segundo a NBR 6484/2001, no relatório final do ensaio em campo (Figura 4) devem constar as seguintes informações:

- Nome da empresa e do interessado;
- Número do trabalho;
- Local do terreno;
- Número da sondagem;
- Data e hora de início e de término da sondagem;
- Métodos de perfuração empregados e as respectivas profundidades;
- Avanços do tubo de revestimento;
- Profundidades das mudanças das camadas de solo e do final da sondagem;
- Numeração e profundidades das amostras coletadas no amostrador-padrão e/ou trado;
- Anotação das amostras colhidas por circulação de água, quando da não recuperação pelo amostrador-padrão;
- Descrição tátil-visual das amostras, na sequência:
  - granulometria principal e secundária;
  - origem;
  - cor;
- Número de golpes necessários à cravação de cada trecho nominal de 15 cm do amostrador em função da penetração correspondente;
- Resultados dos ensaios de avanço de perfuração por circulação de água;
- Anotação sobre a posição do nível d'água, com data, hora, profundidade aberta do furo e respectiva posição do revestimento, quando houver;
- Nome do operador e vistos do fiscal;
- Outras informações de interesse colhidas durante a execução da sondagem;
- Procedimentos especiais utilizados, previstos pela NBR 6484/2001.

Figura 04: Relatório final de ensaio de campo.



Fonte: Departamento de Administração do IFC Campus Camboriú (2014).

Vale salientar que um dos inconvenientes desse método de investigação geotécnica é justamente seu processo de execução mecanizado. Em virtude disso, fica demasiadamente sujeito à interferência humana, e conseqüentemente, sensível

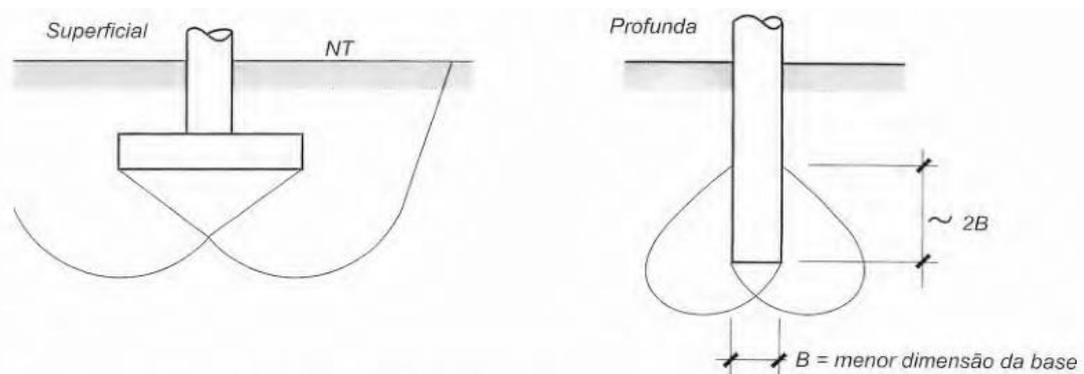
a erros significativos nos resultados finais. Como exemplo mais prático, o levantamento do martelo até a altura de 75 cm, durante o procedimento de cravação do amostrador, é uma tarefa que frequentemente é negligenciada. Por tratar-se de um processo manual e repetitivo, quando o operador começa a sentir exausto, tende a ignorar os procedimentos padrões de ensaio. Dessa forma, os resultados de resistência à penetração tornam-se suscetíveis a erros.

### 2.3. Fundações

As fundações são elementos estruturais que têm como principal objetivo transmitir ao solo, de forma segura, os esforços provenientes de uma estrutura. Segundo Cintra e Aoki (2010), é preciso ressaltar que o elemento de fundação é constituído basicamente por duas partes. Uma é a parcela estrutural, que compreende elementos tais como estaca, sapata ou tubulão, por exemplo. A outra parcela é o elemento geotécnico, que abrange o maciço de solo.

No geral, as fundações são classificadas em dois grupos: fundações rasas ou superficiais, e fundações profundas (Figura 5). No entanto, de forma menos convencional, existe ainda um terceiro grupo, as fundações mistas, que caracterizam-se pela associação dos dois grupos anteriores (VELLOSO E LOPES, 2010).

**Figura 05:** Fundação superficial e profunda.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, adaptada).

De acordo com a NBR 6122/2010, uma fundação superficial é um elemento de fundação em que as cargas são transmitidas ao maciço de solo pelas tensões distribuídas sob a base do elemento estrutural. Isso explica o fato de serem chamadas, também, de fundações diretas. Além disso, ainda segundo a norma, a profundidade do assentamento de uma fundação superficial em relação ao terreno adjacente deve ser inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Em relação aos tipos de fundações superficiais, existem (Figura 6):

- **Bloco**

Um elemento de fundação superficial de concreto simples, ou ciclópico, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele atuantes sejam resistidas pelo concreto, sem que haja necessidade de armadura.

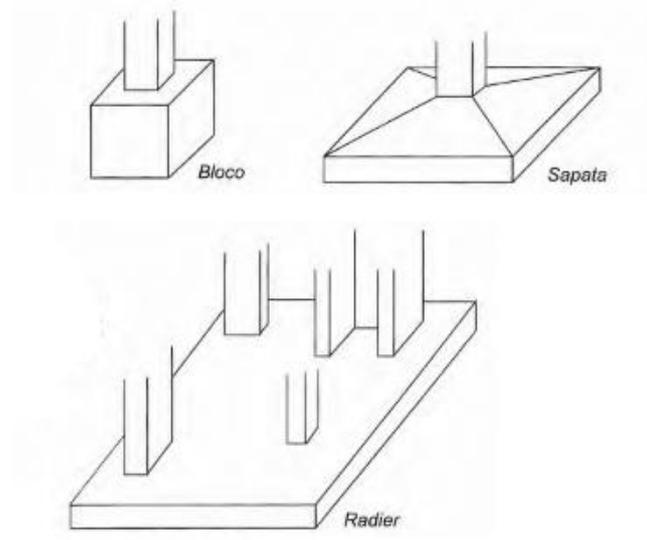
- **Sapata**

Corresponde a uma fundação superficial de concreto armado, dimensionada de maneira que as cargas de tração atuantes sejam resistidas pela armadura de aço. Além da sapata isolada, existem ainda duas variações desse tipo de fundação: a sapata corrida e a sapata associada. A sapata corrida é sujeita à ação de um carregamento distribuído linearmente. E pela norma atual, ela passou a abranger também a definição de viga de fundação. A sapata associada é aquela comum a mais de um pilar.

- **Radier**

A norma atual define radier como uma estrutura de fundação superficial que recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura. Pela antiga norma (NBR 6122/1996), caso a fundação recebesse apenas parte dos pilares da estrutura, era denominada de sapata associada ou radier parcial.

**Figura 06:** Tipos de fundações superficiais.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, adaptada).

A fundação profunda pode ser definida como:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m (NBR 6122 – ABNT, 2010).

Ainda segundo a NBR 6122/2010, as fundações profundas, por sua vez, são classificadas basicamente em dois grupos (Figura 7):

- **Tubulões**

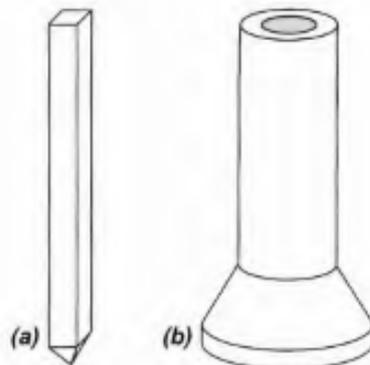
São elementos de fundação profunda de forma cilíndrica, que transmitem o carregamento ao solo predominantemente pela base, que determina sua elevada resistência de ponta. Além disso, é necessária a descida de um operário em alguma fase do seu processo de execução, que normalmente se dá na etapa final, para que seja feito o alargamento da base ou limpeza do fundo da escavação.

Podem ser executados a céu aberto ou sob ar comprimido (pneumático), sendo recomendado, para o primeiro, a utilização de revestimento nas paredes da escavação, que poderá ser recuperado ou não ao término do processo.

- **Estacas**

As estacas caracterizam-se pelo emprego de equipamentos ou ferramentas em todas as fases do seu processo de execução, sem necessidade de descer um operário. Podem ser escavadas ou cravadas no solo. No caso das escavadas, as mais comuns são: tipo broca, hélice contínua, Franki, Strauss, raiz e Ômega. Para as estacas cravadas, é comum o emprego de pré-moldadas de concreto, madeira ou aço (perfis metálicos).

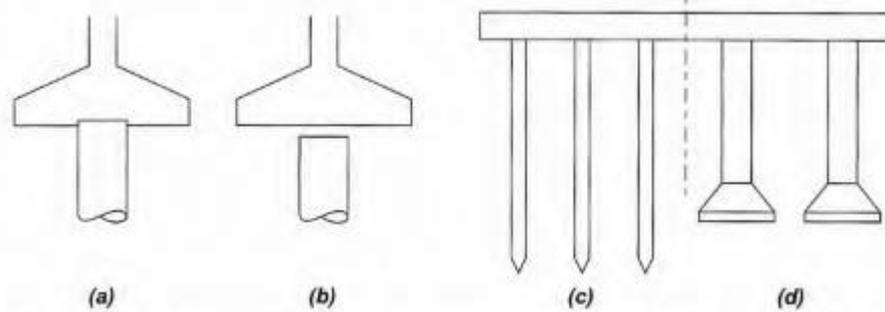
**Figura 07:** Tipos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, adaptada).

No que se refere as fundações mistas, esse tipo de fundação é pouco executado devido à sua complexidade, mas quando empregados, são utilizadas sapatas sobre estacas, ou radiers sobre estacas ou tubulões, como ilustrado na Figura 8.

**Figura 08:** Tipos de fundações mistas: (a) sapata sobre estaca; (b) sapata sobre estaca, com material compressível entre elas; (c) radier sobre estaca; (d) radier sobre tubulão.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, adaptada).

Além de serem o tipo de fundação analisada neste trabalho, as fundações profundas por estacas são amplamente utilizadas no ramo da construção civil, não só pela sua elevada capacidade de resistir aos carregamentos aplicados, mas também pela sua variabilidade de execução.

Antes de garantir a segurança, um projeto de fundação correto deve ser planejado e avaliar minuciosamente toda a problemática em torno das ações a serem executadas, pois qualquer erro no projeto pode comprometer toda a estrutura. A interpretação adequada do problema baseia-se em critérios de escolha do tipo de fundação, que resultam na obtenção das melhores soluções possíveis. Por exemplo, é preciso atentar quanto a problemas nas regiões vizinhas em casos de cravação de estacas, pois além do desconforto causado à população local, existe ainda o risco de danos às estruturas vizinhas. Também é necessário verificar a possibilidade de execução no que diz respeito à disponibilidade e viabilidade da contratação de uma empresa especializada no tipo de fundação a ser definido em projeto.

Como mencionado anteriormente, as estacas escavadas podem ser consideradas a técnica de fundação mais difundida no âmbito da engenharia civil. E ainda são empregadas como soluções em algumas obras de contenção e reforço de taludes. Segundo Van Impe (2003 *apud* ANJOS, 2006) há uma expressiva tendência mundial para esse tipo de fundação, a qual já representa mais da metade da preferência, cerca de 52% pela representação gráfica da Figura 9.

**Figura 09:** Estimativa do uso de estacas no mundo.



Fonte: Van Impe, 2003 (*apud* ANJOS, 2006).

Em escala global, o advento de inovações tecnológicas e os constantes avanços em pesquisas e estudos científicos, propiciam cada vez mais os surgimentos e aperfeiçoamentos das técnicas construtivas. Diante desta perspectiva, a engenharia de fundações tem apresentado uma notável evolução, buscando elementos que contemplem características como elevada capacidade de carga, alta produtividade, viabilidade econômica e um processo de execução com controle de qualidade, e com o mínimo de ruídos e vibrações possíveis.

O caso de obra em análise neste trabalho, determinou em projeto de fundação o uso de estacas escavadas do tipo hélice contínua. Dessa forma, a seguir serão detalhados o processo executivo e outros aspectos relevantes deste tipo de estaca, a qual tem se apresentado como uma alternativa cada vez mais explorada

### **2.3.1. Estacas escavadas do tipo hélice contínua**

A estaca hélice contínua pode ser definida como:

Estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca (NBR 6122 – ABNT, 2010).

O emprego de estacas escavadas executadas com trado helicoidal contínuo (*Continuous Flight Auger – CFA*) surgiu nos Estados Unidos, ainda na década de 50. Os equipamentos utilizados no processo de execução eram constituídos por guindastes de torre acoplada, dotados de mesa perfuradora, que se limitavam a estacas de 27,5 cm, 30 cm e 40 cm. E a partir da década de 70 essa técnica foi introduzida na Alemanha, de onde se espalhou para o resto da Europa e Japão (PENNA, *apud* ANDRADE, 2009).

Na década de 80 em diante, as estacas hélice contínua apresentaram considerável desenvolvimento graças ao emprego de pequenos equipamentos adaptados, e posteriormente, ao advento de equipamentos apropriados e específicos para execução destas. Tais inovações propiciaram mudanças importantes como a substituição do concreto por argamassa, desenvolvimento de instrumentos que auxiliavam no monitoramento da execução da estaca, e surgimento de novos valores de diâmetros e profundidades exequíveis, viabilizados pelo aumento de torque nas máquinas, que também permitiu que essa estaca pudesse ser utilizada em vários tipos de solo (CAPUTO *et al.*, *apud* ALMEIDA NETO, 2002).

No que se refere ao Brasil, a estaca hélice contínua foi executada pela primeira vez em 1987, com equipamentos fabricados aqui mesmo, sob guindastes de esteiras. O torque máximo de 35 kNm permitia a execução de estacas somente com os diâmetros de 27,5 cm, 35 cm e 42,5 cm, limitadas por uma profundidade de até 15 metros. Entretanto, a partir da década de 90 houve uma invasão de equipamentos importados no cenário brasileiro, oriundas na sua maioria da Itália. Os novos equipamentos, mais robustos, eram capazes de promover torques na ordem de até 200 kNm, com diâmetros de hélice de até 100 cm, e executar estacas até uma profundidade de 24 metros (ANTUNES E TAROZZO, 1998).

Atualmente, a estaca hélice contínua tem se destacado frente as demais opções de estacas utilizadas no Brasil, conquistando cada vez mais adeptos devido as suas vantagens. Segundo a Geofix Fundações (2015), empresa especialista na Engenharia de Fundações e Geotecnia, as frequentes inovações e aquisições tecnológicas já permitem a execução de estacas com dimensões de até 38 metros de comprimento e 150 cm de diâmetro, estendendo, ainda, sua aplicação a paredes de contenção (Figura 10) contíguas (sem ligação entre estacas) ou secantes (estrutura contínua com estacas sobrepostas).

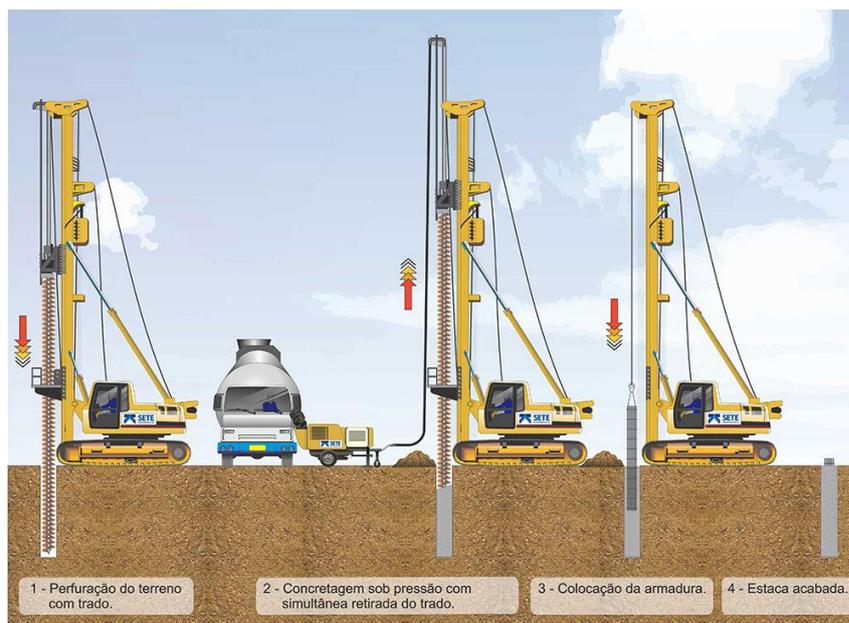
**Figura 10:** Muro de contenção com estacas tipo hélice contínua e tirantes.



Fonte: Sete Engenharia (2016, adaptada).

Para Antunes e Tarozzo (1998), a metodologia executiva deste tipo de estaca pode ser dividida basicamente em três etapas sequenciais (Figura 11): perfuração, concretagem simultânea à extração do trado helicoidal do terreno, e colocação da armadura.

**Figura 11:** Processo executivo da estaca hélice contínua.



Fonte: Sete Engenharia (2016).

- **Perfuração**

Esta etapa consiste na cravação do trado helicoidal no terreno (Figura 12), por meio da aplicação de um torque específico, proveniente de uma mesa rotativa situada na extremidade superior, o qual permite que a hélice vença a resistência do solo até atingir a profundidade estabelecida em projeto. Todo este processo ocorre de forma contínua, ou seja, sem que a hélice seja retirada do furo em momento algum, o que confere a este tipo de estaca uma das suas principais características que é impedir o alívio significativo do terreno, permitindo sua execução em solos coesivos, arenosos e até mesmo na presença do lençol freático (ANTUNES E TAROZZO, 1998).

A hélice possui um conjunto de dentes em sua extremidade inferior que facilitam a sua penetração no terreno, e que em casos de solos mais resistentes, podem ser substituídos por pontas de vídia. Além disso, há uma tampa metálica de proteção posicionada na face inferior, que impede a entrada de solo no tubo central vazado. Esta é expulsa por pressão quando se inicia a concretagem da estaca, e quando recuperável, é presa à extremidade por uma pequena corrente.

**Figura 12:** Etapa de perfuração da estaca hélice contínua.



Fonte: Batec Fundações (2018).

É necessário atentar que durante o processo de perfuração devem ser tomados alguns cuidados no que se refere a velocidade de penetração do trado e rotação, visando minimizar os riscos de desconfinamento de solo. Quando a velocidade de penetração do trado é muito maior, a probabilidade de prendê-lo é grande. Em contrapartida, quando essa velocidade é muito menor, o trado funciona como um transportador provocando, assim, o desconfinamento do solo circundante com a consequente perda de capacidade de carga (PENNA *et al.*, *apud* MUCHETI, 2008).

- **Concretagem**

A etapa de concretagem da estaca (Figura 13) se inicia logo após ser atingida a profundidade estabelecida em projeto. Paralisa-se a perfuração, e o concreto é bombeado pelo interior do tubo central, o qual devido à pressão, expulsa a tampa metálica provisória mencionada anteriormente. A partir desse momento, o trado helicoidal é retirado lentamente, mas de forma contínua, e sem girar, ou em casos de terrenos arenosos, sob baixa rotação no mesmo sentido da perfuração. Um aspecto relevante deste processo é garantir uma pressão adequada de injeção de concreto em sincronia com a velocidade de extração da hélice, permitindo que haja sempre um sobreconsumo de concreto. Tais medidas buscam assegurar a ausência de vazios entre a retirada da hélice do terreno e o preenchimento do furo com concreto, visando garantir a devida continuidade e integridade do fuste da estaca, evitando qualquer tipo de estrangulamento do mesmo (ANTUNES E TAROZZO, 1998).

**Figura 13:** Etapa de concretagem da estaca hélice contínua.



Fonte: Sete Engenharia (2016, adaptada).

Durante a extração do trado helicoidal, é preciso efetuar a limpeza do solo retido nas lâminas da hélice, a qual pode ser feita de forma manual ou com auxílio de um limpador de acionamento hidráulico acoplado ao equipamento. O material proveniente da limpeza é removido da área em torno da estaca em concretagem com a utilização de uma pá carregadeira (*ibid*, 1998).

- **Colocação da armadura**

Este tipo de estaca exige que a etapa de instalação da armadura seja imediatamente após a conclusão da concretagem, o que constitui um problema em relação aos outros tipos de estacas, pois limita o comprimento da armadura, e pode impossibilitar a utilização destas quando sujeitas a esforços de tração. Os métodos para instalação da armadura podem ser simplesmente por gravidade, com emprego de um pilão ou por vibração, sendo este último o método recomendado pela literatura internacional. Entretanto, no Brasil a metodologia mais empregada é a inserção da armadura com auxílio de um

pilão, ou da pá carregadeira utilizada na etapa de limpeza do material escavado (ALMEIDA NETO, 2002).

**Figura 14:** Armadura sendo posicionada para inserção no fuste.



Fonte: Batec Fundações (2018).

Além de possuir formato de gaiola, para facilitar a instalação da armadura e evitar sua deformação durante a execução desta etapa, esta deve ser constituída por barras de aço grossas, estribo helicoidal soldado (ponteados) nas barras longitudinais e a extremidade inferior levemente afunilada. Algumas especificações para armadura desse tipo de estaca estão descritas na Tabela 3. Caso a estaca exija o emprego de armaduras longas, deve-se priorizar o uso de espirais em substituição aos estribos, e evitar emendas por transpasse. Além disso, para auxiliar na centralização da armação ao longo do fuste e garantir o recobrimento mínimo, são utilizados espaçadores tipo pastilha ou roletes (ANTUNES E TAROZZO, 1998).

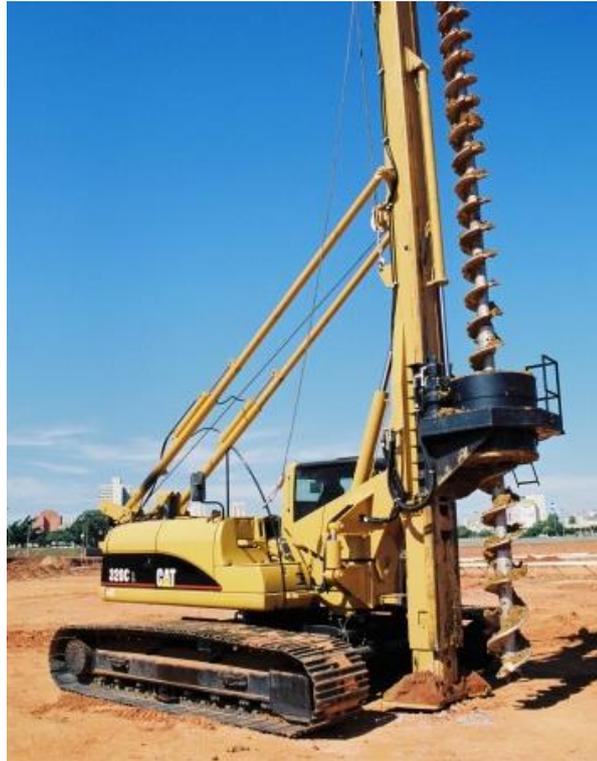
**Tabela 03:** Especificações da armação para estacas hélice contínua.

Ø Estaca	N1 - Longitudinal			N2 - Estribos
	Quantidade	Ø Bitola	Comprimento	Ø Bitola
cm	nº	mm	m	mm
25 a 40	4	16,0	4,0	6,30
50	6			
60	8			
70	10			
80	8	20,0	4,0	8,0
90	11			
100	13			
110	16			
120	18			
130	22			
140	16	25,0	4,0	12,50
150	18			

Fonte: Geofix (2015).

Atualmente os equipamentos empregados no processo executivo das estacas hélice contínua (Figura 15) consiste em uma torre metálica, com altura adequada a profundidade da estaca, com a extremidade dotada de duas guias, sendo a inferior substituível pela ferramenta de limpeza do trado; mesa rotativa de acionamento hidráulico, a qual é responsável por imprimir o torque apropriado ao diâmetro e profundidade da estaca a ser executada; sistema eletrônico de monitoramento, e guincho compatível aos esforços necessários para a retirada do trado ao término da escavação. Existe, ainda, uma haste central no trado por onde o concreto é bombeado durante a etapa de concretagem do fuste. Os equipamentos de execução são classificados em grupos (Tabela 4) conforme as características dos mesmos, como por exemplo a capacidade executiva e torque compatível.

**Figura 15:** Perfuratriz empregada na execução de estacas hélice contínua.



Fonte: Sete Engenharia (2018, adaptada).

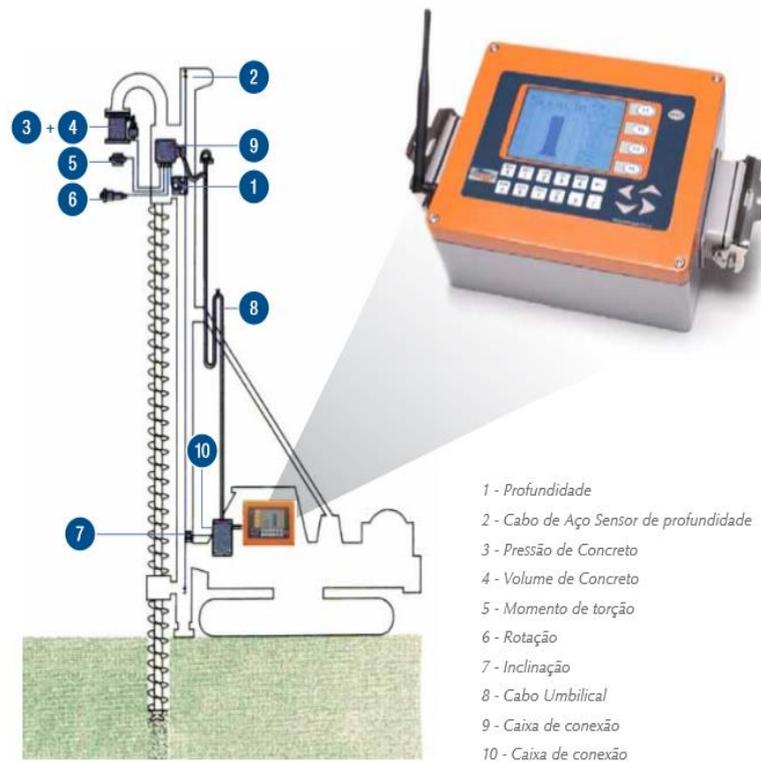
**Tabela 04:** Características dos equipamentos.

<b>Torque</b> kNm	<b>Arranque</b> kN	<b>Dimensões das estacas</b> cm
< 80	400	Ø até 50 cm com comprimento até 17 m
80 a 150	400	Ø até 80 cm com comprimento até 27 m
≥ 160	700	Ø até 120 cm com comprimento até 30 m

Fonte: NBR 6122/2010 (ABNT, 2010).

Uma das principais características das estacas hélice contínua é a possibilidade de monitorar eletronicamente o seu processo de execução, através de um equipamento instalado na cabine do operador da máquina. Sensores dispostos em pontos específicos da perfuratriz, conforme a Figura 16, possibilitam a obtenção de dados como profundidade, inclinação do trado, velocidades de rotação e penetração do trado, torque, tempo de execução, pressão e volume de concreto, e velocidade de extração do trado.

**Figura 16:** Disposição dos sensores na perfuratriz.

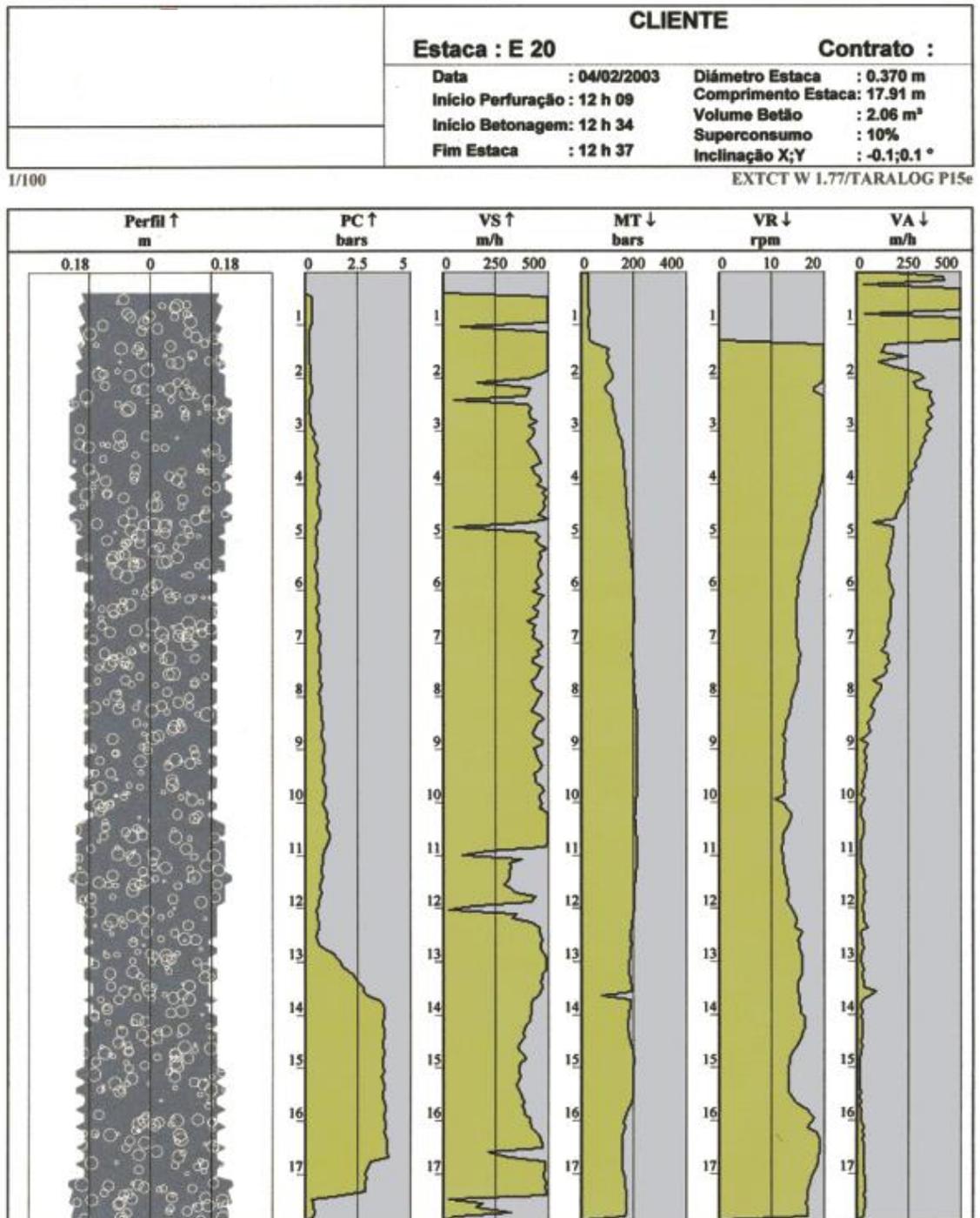


Fonte: Geofix (2015).

Atualmente, os equipamentos mais utilizados, em escala mundial, para realizar o monitoramento da execução de tais estacas são o Taracord CE e o Taralog. Fabricado pela Jean Lutz S.A., o Taracord CE é de origem francesa e consiste em um computador, o qual é alimentado pela bateria do equipamento, com um mostrador digital instalado na cabine, o qual está interligado aos sensores por meio de cabos elétricos. Os parâmetros indicados no mostrador digital são armazenados em um dispositivo de memória e transferidos a um microcomputador, através de um drive especial, para que posteriormente, com auxílio de um software, seja possível imprimir um relatório (Figura 17) da execução da estaca. Além dos dados citados anteriormente, o relatório final apresenta informações tais como o desenho do perfil da estaca executada, número e diâmetro da mesma, nome do cliente, número do contrato, entre outras (ANTUNES E TAROZZO, 1998).

O Taralog é um equipamento bastante similar ao Taracord CE, e realiza o monitoramento dos mesmos parâmetros, diferindo apenas na forma como tais dados são apresentados na tela do computador (ALMEIDA NETO, 2002).

Figura 17: Relatório final da monitoração de estacas hélice contínua.



Fonte: FUNDESP (2009).

No entanto, vale salientar que os dados obtidos a partir do monitoramento estão sujeitos a erros e imprecisões, decorrentes de má calibração, danos ou posicionamento errôneo dos sensores responsáveis pela coleta dos dados; ou ainda por sistemas de transmissão de dados danificados (ALMEIDA NETO, 2002).

- **Vantagens**

Segundo Almeida Neto (2002) e, Antunes e Tarozzo (1998), é possível citar como as principais vantagens das estacas hélice contínua:

- Elevada produtividade, mesmo trabalhando apenas com uma equipe enxuta, possibilitando a redução no cronograma da obra;
- Baixa produção de ruídos e vibrações durante o seu processo executivo, que em muitos casos, definem a opção por este tipo de estaca para obras em grandes centros urbanos;
- Possibilidade de execução em vários tipos de solo, inclusive na presença de lençol freático;
- Apresenta elevada capacidade de carga;
- Monitoramento eletrônico;
- Dispensa o uso de fluidos estabilizantes, como lama bentonítica, para contenção das paredes do furo.

- **Desvantagens**

Segundo Antunes e Tarozzo (1998), algumas das principais desvantagens inerentes ao emprego deste tipo de estaca são:

- Necessidade de planificar o terreno e garantir uma área de fácil movimentação devido ao porte da perfuratriz;
- Viabilidade econômica dependente de um número mínimo de estacas, o qual deve compensar o custo com a mobilização de todo equipamento envolvido na sua execução;
- Exige fornecimento contínuo de uma central de concreto nas proximidades da obra, devido a elevada produtividade do equipamento e o sobreconsumo de concreto empregado na execução;
- Necessidade de uma pá carregadeira no local de trabalho para remoção do material extraído pela perfuratriz;
- Limitação do comprimento da estaca, e da armação;

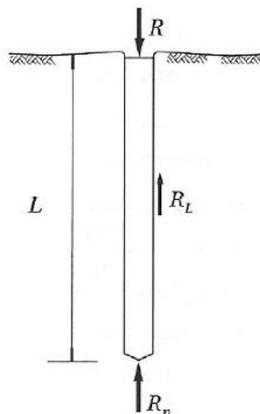
- A qualidade da estaca depende da sensibilidade e experiência do operador da perfuratriz, e do concreto fornecido.

## 2.4. Capacidade de carga

Como mencionando anteriormente, as fundações são responsáveis por transmitir ao solo todas as cargas provenientes da estrutura. Entretanto, segundo Cintra & Aoki (2010), a capacidade de carga ( $R$ ) de um elemento de fundação por estaca pode ser definida como o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema estaca-solo pode oferecer. Esta, por sua vez, é composta por duas parcelas distintas: resistência lateral ( $R_L$ ) e resistência de ponta ( $R_p$ ), conforme esquematizado na Figura 18.

Em primeiro caso, ocorre uma mobilização gradativa da parcela de atrito lateral ao longo do fuste da estaca. A resistência lateral, então, assume diversos valores ao longo da estaca, os quais são função das propriedades geotécnicas das diferentes camadas e da profundidade. Somente após mobilizar a máxima resistência lateral, a parcela de resistência de ponta passa a atuar de forma significativa. Fisicamente, apesar da mobilização da ponta ocorrer desde o início do carregamento, simultaneamente à mobilização do atrito lateral, ela é insignificante naquele momento. Dessa forma, a hipótese sugere que primeiramente deve-se esgotar todo o atrito lateral para depois começar a mobilizar a resistência de ponta.

**Figura 18:** Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga



Fonte: Cintra e Aoki (2010, adaptada).

Cada elemento de fundação por estaca oferece uma capacidade de resistência às forças verticais, até o limite de condição representada pela ruptura iminente, denominada capacidade de carga ( $R$ ), a qual equivale a resistência máxima disponível. Entretanto, nesse caso, o termo ruptura se restringe aos aspectos geotécnicos, sendo o material da estaca considerado suficientemente resistente para que não ocorra ruptura da própria. Embora haja casos em que a capacidade de carga seja superior a resistência a compressão da estaca, sempre deve prevalecer como valor limite o menor entre os dois (CINTRA & AOKI, 2010).

O equacionamento para deduzir a expressão da capacidade de carga, como mencionado anteriormente, se dá a partir da soma de duas parcelas de resistência, a lateral e de ponta. Realizando o equilíbrio de forças, tem-se:

$$R = R_L + R_p \quad (2.1)$$

A parcela que contribui com o atrito lateral resulta de um somatório de forças resistentes laterais, atuantes em todo o perímetro ( $U$ ) da estaca e provenientes dos vários segmentos desta, ao longo de diferentes horizontes de solo, os quais são subdivididos em segmentos de diferentes alturas ( $\Delta_L$ ), como mostra a equação a seguir:

$$R_L = U \sum r_L \Delta_L \quad (2.2)$$

Segundo Cintra e Aoki (2010), a maioria das estacas escavadas e as de perfis metálicos cravadas atuam predominantemente a partir da resistência lateral. Tais casos particulares, em que a resistência de ponta pode ser considerada desprezível na situação limite, denominam-se de estacas de atrito ou estacas flutuantes.

A parcela contribuinte com a resistência de ponta, por sua vez, é obtida a partir do produto da variável geotécnica de resistência da ponta ( $r_p$ ), em unidades de tensão, pela área da seção transversal da base da estaca ( $A_p$ ), conforme observado na equação 2.3:

$$R_p = r_p A_p \quad (2.3)$$

Existem, também, alguns casos particulares de estacas em que a parcela de resistência lateral é desprezível, denominadas estacas de ponta, nas quais há predominância da resistência de ponta, o que geralmente ocorre com estacas cravadas mais robustas e estacas Franki, apoiadas em rocha sã (CINTRA E AOKI, 2010).

A partir das duas parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga, substituindo as equações 2.2 e 2.3 na equação 2.1, tem-se:

$$R = U \sum r_L \Delta_L + r_p A_p \quad (2.4)$$

A expressão representa a capacidade de carga do elemento de fundação, e a existência dos dois conjuntos de variáveis, da estaca e geotécnicas, chamam a atenção para o fato de que é inadequado a utilização de termos como capacidade de carga da estaca ou capacidade de carga do solo; visto que a expressão abrange o sistema formado pelo elemento geotécnico, representado pelo maciço de solo, e o elemento estrutural, representado pela estaca, corroborando, assim, o emprego do termo capacidade de carga do elemento de fundação.

#### **2.4.1. Métodos semiempíricos para estimativa da capacidade de carga**

No contexto da engenharia de fundações, a utilização de métodos teóricos na previsão da capacidade de carga de elementos de fundação é bastante limitada, tendo em vista a pouca confiabilidade que estes apresentam, além possuírem inúmeras formulações e parâmetros, e até mesmo pesquisas em aberto, o que demonstra a falta de modelos físicos e matemáticos bem ajustados.

Diante desta perspectiva, muitos autores passaram a propor o uso de correlações empíricas na previsão da capacidade de carga de elementos de fundação, a partir de resultados de investigações geotécnicas em conjunto com outros métodos práticos realizados in situ, tais como as provas de carga. No Brasil, os métodos semiempíricos mais utilizados em projetos de fundações são Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

#### 2.4.1.1. Método Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso foi apresentado em 1975 no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, e teve seu desenvolvimento embasado em correlações entre os dados obtidos em provas de carga em estacas, e resultados de ensaios de penetração de cone (CPT). Apesar disso, na ausência de ensaios CPT, e do desenvolvimento de outras correlações, o método também permite que sejam utilizados dados de ensaios SPT, os quais são os mais utilizados no Brasil, pois além da maior disponibilidade e serem mais viáveis economicamente, são ensaios exigidos por norma em qualquer obra de fundação.

De acordo com a equação 2.4, que expressa a capacidade de carga, as duas incógnitas geotécnicas  $r_p$  e  $r_L$  eram inicialmente correlacionadas com valores da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral unitário ( $f_s$ ), respectivamente, por meio de ensaios de penetração estática CPT, da seguinte forma:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.5)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.6)$$

Onde  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção que levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT, além da influência do método

executivo de cada tipo de estaca. Entretanto, como mencionado anteriormente, pelo fato de no Brasil ser mais empregado o ensaio SPT, o valor da resistência de ponta ( $q_c$ ) é substituído por uma correlação que envolve o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) e o coeficiente  $K$  que depende do tipo de solo:

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (2.7)$$

No que se refere a parcela de atrito lateral, essa correlação também permite exprimi-la em função do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), combinada a utilização da razão de atrito ( $\alpha$ ), que varia com o tipo de solo:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (2.8)$$

Substituindo a equação 2.7 na equação 2.8, tem-se:

$$f_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (2.9)$$

**Tabela 05:** Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  atualizados.

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	2 $F_1$
Metálica	1,75	2 $F_1$
Pré-moldada	1 + D/0,80	2 $F_1$
Escavada	3,0	2 $F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 $F_1$

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

**Tabela 06:** Valores dos coeficientes K e  $\alpha$ .

Solo	K (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Dessa forma, é possível reescrever as equações 2.5 e 2.6, para as incógnitas geotécnicas  $r_p$  e  $r_L$ , respectivamente:

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad (2.10)$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (2.11)$$

Onde  $N_p$  e  $N_L$  correspondem, respectivamente, ao índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e ao índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura  $\Delta_L$ , sendo estes obtidos por meio de sondagens próximas (CINTRA E AOKI, 2010).

Então, a partir das expressões demonstradas, é possível estimar a capacidade de carga (R) de um elemento de fundação a partir da seguinte fórmula semiempírica:

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (2.12)$$

#### 2.4.1.2. Método Décourt-Quaresma (1978)

Assim como o método de Aoki-Velloso, este método também considera a existência de duas parcelas de resistência, de ponta e lateral, na determinação da capacidade de carga do elemento de fundação. No entanto, para a estimativa da tensão de atrito lateral ( $r_L$ ), deve ser considerado o valor médio do índice de resistência à penetração ( $N_L$ ) ao longo do comprimento do fuste (L), de acordo com a seguinte expressão:

$$r_L = 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (2.13)$$

A expressão não apresenta nenhuma distinção quanto ao tipo de solo, e além disso, deve-se atentar aos limites na determinação de  $N_L$ , os quais considera como limite inferior  $N_L \geq 3$ , e como limite superior  $N_L \leq 15$ . Além disso, os valores de índice de resistência à penetração utilizados na determinação da resistência de ponta não devem ser considerados nesta etapa (CINTRA E AOKI, 2010).

No que remete à estimativa da parcela de resistência de ponta ( $r_p$ ), devem ser considerados dois parâmetros, segundo a equação 2.14. A variável  $N_p$  representa o valor médio do índice de resistência à penetração, o qual é obtido a partir de três camadas: a camada correspondente ao nível da ponta ou base, e as camadas imediatamente anterior e posterior. O parâmetro C representa o coeficiente característico do solo em questão, que assume os valores apresentados na tabela 7 (CINTRA E AOKI, 2010).

$$r_p = C \cdot N_p \quad (2.14)$$

**Tabela 07:** Coeficiente característico do solo C.

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Entretanto, em 1996, Décourt passou a introduzir os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  nas parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente, os quais variam em função do tipo de solo e de estaca executada, como pode ser observado nas tabelas 8 e 9. Dessa forma, possibilitou estender a aplicação do método, que inicialmente era restrito a estacas de deslocamento, à estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral, estacas tipo hélice contínua, estaca raiz, e estacas injetadas sob altas pressões. Para estacas pré-moldadas e estacas tipo Franki, o método permanece como o original, ou seja, com  $\alpha$  e  $\beta$  assumindo o valor de 1. Portanto, tem-se a seguinte expressão para a estimar a capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (2.15)$$

**Tabela 08:** Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

**Tabela 09:** Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

## 2.5. Carga admissível

Diferentemente da definição vista sobre a capacidade de carga de um elemento de fundação, a qual corresponde exclusivamente à máxima resistência que uma estaca isolada oferece; o conceito de tensão admissível remete ao conjunto de estacas, de mesma seção transversal, do estaqueamento em análise. A carga admissível é obtida a partir da razão entre o valor médio da capacidade de carga ( $R_{méd}$ ) e o fator de segurança global ( $F_s$ ):

$$P_a = \frac{R_{méd}}{F_s} \quad (2.16)$$

A confusão existente reside no fato de que cada estaca de um projeto de fundação possui seu próprio fator de segurança, o qual é dado pela razão entre sua capacidade de carga ( $R$ ) e a carga admissível ( $P_a$ ). Dessa forma, o fator de segurança global corresponde ao fator de segurança médio de todo o estaqueamento.

A definição de fator de segurança global é dada pela relação entre os valores médios de capacidade de carga ( $R_{méd}$ ) e solicitação ( $S_{méd}$ ):

$$F_s = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (2.17)$$

Analisando as equações 2.16 e 2.17, é possível afirmar a equivalência entre  $P_a$  e  $S_{méd}$ . Embora essa filosofia de projeto tenha como objetivo assegurar que a solicitação média nas estacas não seja superior à carga admissível ( $P_a \geq S_{méd}$ ), o método se consagrou a favor da segurança, estabelecendo que a verificação deve ser realizada para todos os valores disponíveis de solicitação ( $P_a \geq S_i$ ) (CINTRA E AOKI, 2010).

A NBR 6122:2010 estabelece que o fator de segurança global ( $F_S$ ) utilizado na determinação da carga admissível, nos casos de capacidade de carga obtida a partir de métodos semiempíricos, deve ser igual a 2. Em caso de estacas escavadas, esta norma admite que no máximo 20% da carga admissível seja suportada pela ponta da estaca, ou seja, pelo menos 80% da carga ficará por conta da resistência lateral.

Aoki e Velloso, autores do método semiempírico de determinação da capacidade de carga, adotam o valor de 2 como fator de segurança global. No entanto, Décourt e Quaresma adotam como fatores de segurança os valores de 1,3 e 4 para as parcelas de resistência lateral e de ponta, respectivamente; os quais não devem ser confundidos com fatores de segurança parciais.

No Brasil, segundo Cintra e Aoki (2010), no que se refere a projetos de fundações, são utilizadas três metodologias para a determinação da carga admissível, as quais avaliam a segurança da fundação a partir da verificação do estado limite último (ELU).

A primeira metodologia de análise, proposta por Cintra e Aoki, baseia-se na determinação das dimensões da estaca (seção transversal ou diâmetro) e o tipo de estaca a ser executada. Dessa forma, é possível adotar como carga admissível a própria carga de catálogo da estaca ( $P_e$ ). Esta carga de catálogo representa a carga admissível do elemento estrutural, a qual leva em consideração a seção transversal do fuste, tipo de estaca e material empregado, dispensando qualquer aspecto geotécnico; devendo ser indicada pelo executor ou fabricante da estaca. Então, a capacidade de carga é obtida multiplicando-se a carga de catálogo pelo fator de segurança; e através de métodos semiempíricos, por tentativas, determina-se o comprimento da estaca ( $L$ ) correspondente:

$$P_a = P_e \rightarrow R = P_a F_S \rightarrow L$$

Por meio desta metodologia é possível otimizar o aproveitamento da estaca. No entanto, regularmente é imprescindível que a carga admissível seja inferior a carga de catálogo.

O segundo método parte do princípio da imposição do comprimento máximo executável da estaca ( $L_{m\acute{a}x}$ ), sejam por limitações dos equipamentos empregados na execução, ou por condições de parada no maciço de solo. Dessa forma, determina-se, então, a capacidade de carga, através de métodos semiempíricos, e por fim, obtém-se a carga admissível:

$$L = L_{m\acute{a}x} \rightarrow R \rightarrow P_a = \frac{R}{F_S}$$

A terceira metodologia apresentada por Cintra e Aoki baseia-se no critério de parada de execução da estaca, conforme a faixa de valores limites de  $N_{SPT}$  de acordo com o tipo de estaca utilizada. Esse critério de parada é causado devido a ineficiência do equipamento a partir de tais valores. Então, em posse dos valores de  $N_{SPT}$  provenientes da sondagem, e respeitando a faixa de valores limite ( $N_{lim}$ ), é possível observar a provável cota de parada da estaca e o comprimento ( $L$ ) desta. A partir desses dados, calcula-se a capacidade de carga, e posteriormente, a carga admissível:

$$N_{lim} \rightarrow L \rightarrow R \rightarrow P_a = \frac{R}{F_S}$$

No processo de determinação da carga admissível utilizando as metodologias citadas, é possível observar que há uma interdependência entre as mesmas, que impossibilita a preferência apenas por uma, durante a análise. Para ilustrar tal afirmação, basta observar que ao optar-se pela primeira metodologia ( $P_a = P_e$ ), pode ocorrer que o comprimento determinado para a estaca em análise exceda o máximo exequível. Neste caso, passaria para a segunda metodologia, adotando  $L = L_{m\acute{a}x}$ . Ainda assim, poderia ocorrer de o comprimento adotado exceder os limites de eficiência do equipamento, exigindo que este atravessasse camadas fora da faixa de valores de  $N_{lim}$ . Então, restaria apenas a opção pela terceira metodologia. Então, apesar da mudança nas metodologias, em ambos os casos, a carga admissível resultante será inferior à carga de catálogo (CINTRA E AOKI, 2010).

Dessa forma, conclui-se que a interdependência entre as metodologias exige que o projetista tenha o conhecimento adequado durante a análise desta etapa de projeto; pois apesar de ter a opção de iniciar pela mais conveniente, no final, a interdependência dirá qual deverá prevalecer para que o projeto tenha êxito com eficiência.

## **2.6. Verificação da normalidade**

No tratamento estatístico de um dado conjunto de dados, os testes de normalidade são utilizados na análise do comportamento e verificação da distribuição de probabilidade, a fim de avaliar se tal conjunto apresenta comportamento próximo de uma distribuição normal. Entende-se como ocorrência de distribuição normal quando os dados estão concentrados próximos ao valor médio e com distribuição simétrica a partir do ponto central.

Apesar de existirem diversos métodos que permitem realizar a verificação da normalidade, como o teste de Shapiro-Wilk, todos têm como premissa a hipótese de que a normalidade de dados ( $H_0$ ) é válida quando o parâmetro *p-value* (ou nível de significância) resulta em valores superiores a 0,05. Em contrapartida, a hipótese nula é rejeitada para um *p-value* com valor inferior a 0,05 (Lopes *et al.*, *apud* LUZ, 2017).

## **2.7. Probabilidade de ruína**

O ramo da construção civil está, inevitavelmente, associado a atividades de risco, e dessa forma, torna-se imprescindível a adoção de medidas que favoreçam a segurança dos projetos. Por vários anos, acreditou-se que a utilização de fatores de segurança da norma em projetos de fundações era suficiente para garantir a ausência do risco de ruína. Atualmente, é de conhecimento de todos os envolvidos neste âmbito, que este conceito de segurança está ultrapassado, e de forma mais abrangente, optou-se por trabalhar com a ideia de confiabilidade de projetos. Dessa forma, o que se faz é uma análise da confiabilidade, caso a caso, de forma que se

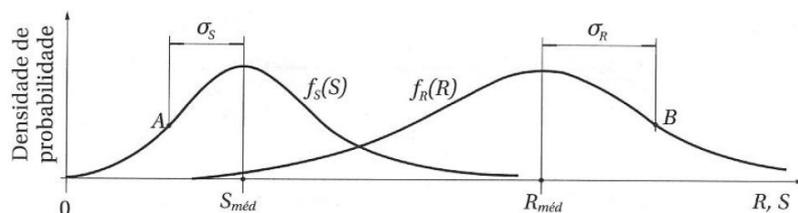
estabeleça uma probabilidade de ruína máxima, onde os riscos sejam considerados aceitáveis e esperados pelas partes envolvidas nos projetos.

Outro ponto de bastante relevância no que diz respeito a confiabilidade de um projeto de fundação, refere-se à investigação geotécnica. Os solos são materiais bastante heterogêneos, e que podem se configurar das mais diversas maneiras, originando camadas irregulares dentro de uma região relativamente pequena (DAS; SOBHAN, 2014).

Segundo Souza (2015, *apud* Luz 2017), diante dessas irregularidades, que estabelecem um desafio ao engenheiro de fundações, muitas vezes a capacidade de carga de um projeto pode ser diferente na prática. E da mesma forma, essa variação também se faz presente nas cargas atuantes. Por estes motivos é preciso se levar em consideração uma teoria de riscos, na qual seja possível estabelecer uma margem de segurança favorável e economicamente viável. Assim, uma formulação probabilística é vista como uma alternativa plausível, visto que leva em consideração tais incertezas.

É preciso partir de uma análise estatística, considerando que as estacas envolvidas têm mesma seção transversal, e então construir as curvas de densidade de probabilidade de resistência  $f_R(R)$  e de solicitação  $f_S(S)$ , conforme a figura 19. Nela é possível observar, além dos valores médios de resistência ( $R_{méd}$ ) e solicitação ( $S_{méd}$ ), os respectivos valores de desvio padrão ( $\sigma_R$  e  $\sigma_S$ ), que indicam a dispersão das variáveis analisadas em torno do valor médio. Uma outra maneira de quantificar essa variabilidade é por meio dos coeficientes de variação ( $v_R$  e  $v_S$ ), que equivalem a razão do desvio padrão pelo valor médio das respectivas variáveis envolvidas (CINTRA E AOKI, 2010).

**Figura 19:** Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

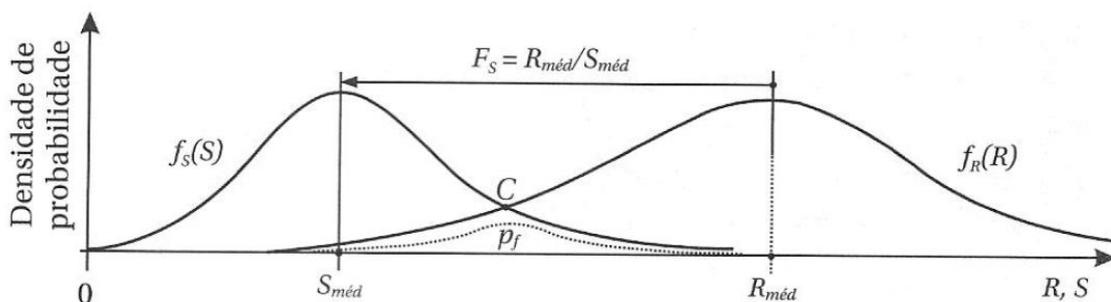
Segundo Rigonatto (2017 apud Santos, 2018) os coeficientes de variação permitem indicar a homogeneidade dos dados, pois analisam a dispersão dos mesmos em relação à média. E a partir desses conceitos, percebe-se um dos grandes problemas da adoção do fator de segurança global (Fs) em estaqueamentos, que reside no fato de não levar em consideração a variabilidade de resistência (R) e solicitação (S). Ou seja, envolve apenas a relação entre os valores médios de resistência ( $R_{méd}$ ) e de solicitação ( $S_{méd}$ ).

$$F_s = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (2.18)$$

Na figura 20, essa relação pode ser constatada no afastamento entre os valores médios de resistência e solicitação, e conseqüentemente, na posição relativa entre as curvas. Além disso, na região abaixo do ponto C de intersecção entre as curvas, ocorrem situações em que a solicitação excede a resistência, caracterizando, assim, uma iminente ocorrência de ruína. Portanto, está representada, nesta região, a curva de densidade de probabilidade de ruína, em pontilhado. A probabilidade total de ruína ( $p_f$ ) corresponde a área abaixo da curva pontilhada, a qual pode ser obtida da seguinte expressão:

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S)F_R(S)dS \quad (2.19)$$

**Figura 20:** Curva de probabilidade de ruína.

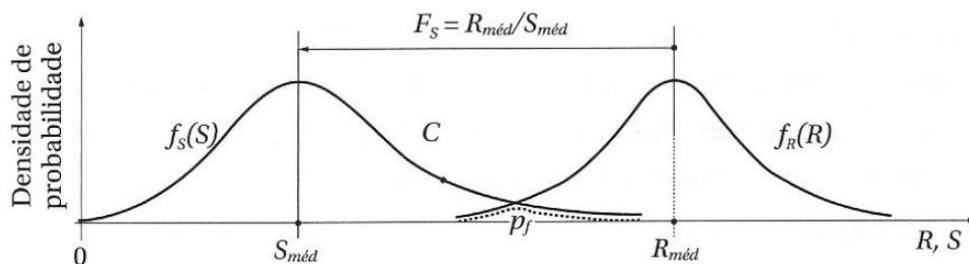


Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Analisando a figura 20, é possível observar que existe uma relação de interdependência entre o fator de segurança global e a probabilidade de ruína. Neste caso, quanto maior for  $F_s$ , mais distantes entre si estarão as curvas de solicitação e resistência, e conseqüentemente, menor será a  $p_f$ . Da mesma forma, a análise contrária também é válida, ou seja, um  $F_s$  menor (curvas mais próximas entre si) acarretará em uma  $p_f$  maior.

Além disso, é preciso observar como as variabilidades de solicitação e resistência se relacionam com a probabilidade de ruína. Por exemplo, mantendo-se o  $F_s$  visto, note que caso ocorra uma menor variabilidade em torno dos valores de resistência (curva mais fechada), a probabilidade de ruína também diminuirá (figura 21). De forma análoga, caso a variabilidade da resistência fosse maior (curva mais aberta), a probabilidade de ruína resultante seria maior. Dessa forma, torna possível concluir que diferentes estaqueamentos, apesar de adotarem um mesmo  $F_s$ , resultam em diferentes probabilidades de ruína. Ou seja, a probabilidade de ruína depende tanto do afastamento entre as curvas de solicitação e resistência (fator de segurança global), como das formas destas (variabilidades). Em decorrência dessa interdependência, torna-se inviável a criação de uma tabela que possa relacionar diretamente valores de  $F_s$  e de  $p_f$  (CINTRA E AOKI, 2010).

**Figura 21:** Menor variabilidade de Resistência (curva mais fechada).



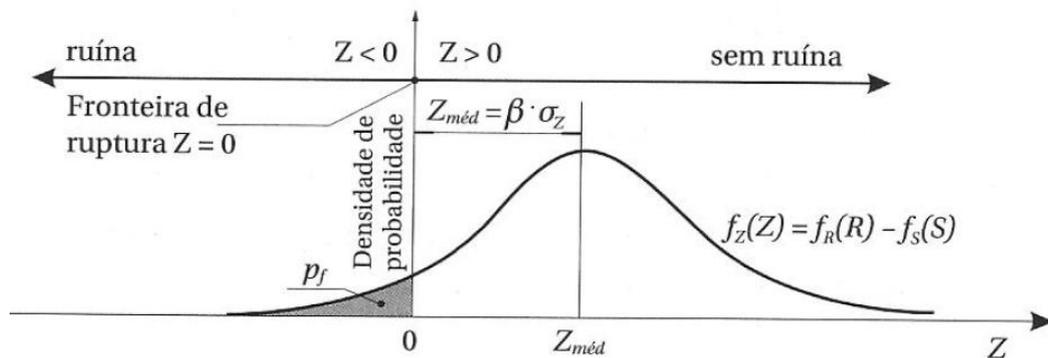
Fonte: Cintra e Aoki (2010).

A função margem de segurança  $f_z(Z)$  pode ser definida pela diferença entre as curvas de resistência e solicitação, partindo da consideração de que estas variáveis são estaticamente independentes:

$$f_Z(Z) = f_R(R) - f_S(S) \quad (2.20)$$

Uma situação de ruína em fundações ocorre quando  $R \leq S$ , que na figura 22 está representada quando  $Z \leq 0$ . Logo, a probabilidade de ruína da fundação corresponde a área hachurada na figura.

**Figura 22:** Função margem de segurança.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

A partir da distribuição normal de  $R$  e de  $S$ , o desvio padrão ( $\sigma_Z$ ) e o valor médio ( $Z_{méd}$ ) da função margem de segurança são obtidos pelas seguintes expressões:

$$\sigma_Z = \sqrt{(\sigma_R)^2 + (\sigma_S)^2} \quad (2.21)$$

$$Z_{méd} = R_{méd} - S_{méd} \quad (2.22)$$

Também é possível expressar o valor médio da margem de segurança em termos de unidades do desvio padrão, utilizando-se um parâmetro denominado índice de confiabilidade ( $\beta$ ):

$$Z_{méd} = \beta \sigma_Z \quad (2.23)$$

Para um mesmo desvio padrão, nota-se, pela figura 22, que quanto menor for o valor de  $Z_{méd}$ , menor também será  $\beta$ , e maior será a probabilidade de ruína ( $p_f$ ). Dessa forma, é possível concluir que  $\beta$  e  $p_f$  do estaqueamento são inversamente proporcionais. Também é válido salientar que, por definição,  $\beta$  e o coeficiente de variação da margem de segurança se relacionam de maneira inversamente proporcional, conforme a seguinte expressão (CINTRA E AOKI, 2010):

$$\beta = \frac{Z_{méd}}{\sigma_Z} = \frac{1}{v_Z} \quad (2.24)$$

Segundo Ang e Tang (1984), a probabilidade de ruína é uma função direta do índice de confiabilidade, expressa da seguinte forma:

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.25)$$

na qual  $\Phi$  é a função de distribuição normal, amplamente tabelada em livros de estatística. No entanto, a seguinte expressão do Excel permite obter a probabilidade de ruína a partir de  $\beta$ , de maneira mais prática:

$$p_f = 1 - \text{DIST.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \quad (2.26)$$

Portanto, é imprescindível que haja a consciência de que sempre existirá um risco de ruína nas fundações. Além disso, toda a variabilidade inerente aos estaqueamentos, impede a adoção de um fator de segurança global nos projetos de fundação, o qual resultaria em diferentes probabilidades de ruína. Para tanto, é importante e necessário fazer a análise de risco do projeto, de modo que o resultado desta estimativa apresente riscos aceitáveis.

Apesar da norma não preconizar quaisquer limites de valores para a probabilidade de ruína em projetos de fundações, algumas literaturas fazem referências à mesma. No caso de Lumb (1966), é sugerido que tais valores sejam na ordem de 1/1.000 a 1/100.000. Meyerhof (1969), por sua vez, relata que valores de

probabilidade de ruína entre 1/1.000 e 1/10.000 sejam decorrentes do uso de fatores de segurança de 2 a 3. Enquanto Whitman (1984) estabelece como risco admissível, valores na ordem de 1/100 a 1/1.000. Independente de tais referências, cabe ao projetista analisar cada projeto e suas peculiaridades, e determinar a probabilidade de ruína em decorrência dos fatores de segurança recomendados por norma. Feito isso, os proprietários do projeto devem avaliar eventuais consequências de uma ruína, sob os aspectos ambientais, econômicos e sociais, e a partir disso, decidirem se o risco apresentado é aceitável para o projeto em questão.

Segundo Cintra e Aoki (2010), é sugerido a seguinte faixa de valores compatíveis com a literatura, para elementos isolados de fundação por estaca, e que servem como indicação preliminar de projeto:

$$\frac{1}{10000} \leq p_{f \text{ máx}} = \frac{1}{n+1} \leq \frac{1}{100} \quad (2.27)$$

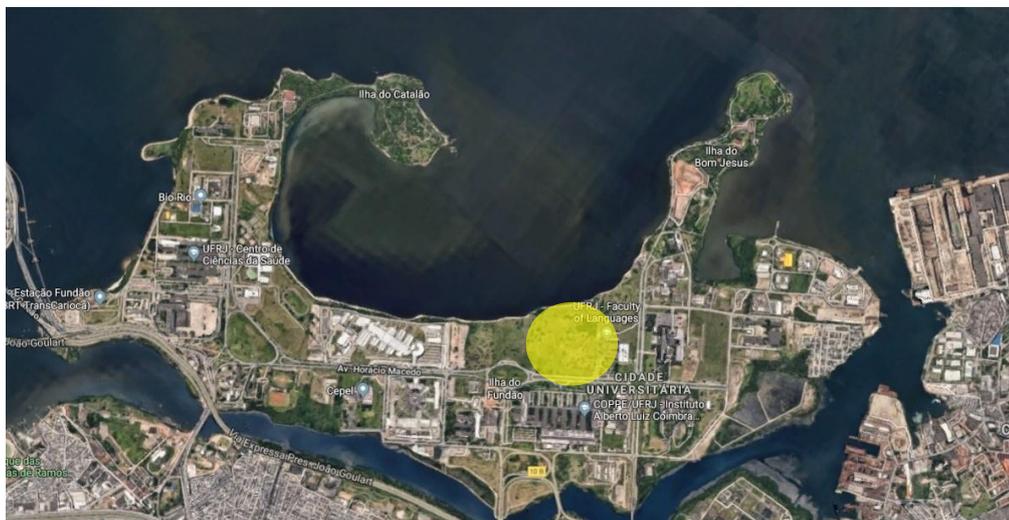
Sendo que para baixos valores de  $n$ , é indicado substituir o denominador  $n+1$  por  $2n$ ,  $3n$ , ou até  $5n$ , ficando a critério do projetista. Embora tais sugestões sejam indicadas para estacas isoladas, também são aplicáveis, de modo conservador, para grupos de estacas. Tal aplicação se justifica pelo fato de que a iminência de ruína de uma estaca sob um bloco de fundação, não acarretaria necessariamente na ruptura do bloco que sustenta o pilar, pois haveria uma redistribuição da solicitação nas demais estacas.

### 3. ESTUDO DE CASO

Este trabalho analisa os dados de uma obra de fundações profundas, cujas informações foram obtidas na monografia intitulada “Estudo de caso: análise do projeto das fundações do centro de convergência CCJE-CFCH-CLA localizado na Ilha do Fundão - Rio de Janeiro”, autoria de Roberto Mazzarone, no ano de 2017 para a Escola Politécnica – Universidade Federal do Rio de Janeiro. O principal objetivo de Mazzarone (2017) foi expandir o acervo de documentos sobre fundações de edifícios, enfatizando análise de sondagens, provas de carga e métodos semiempíricos para a estimativa da capacidade de carga, principalmente para estacas com ponta embutida em rocha.

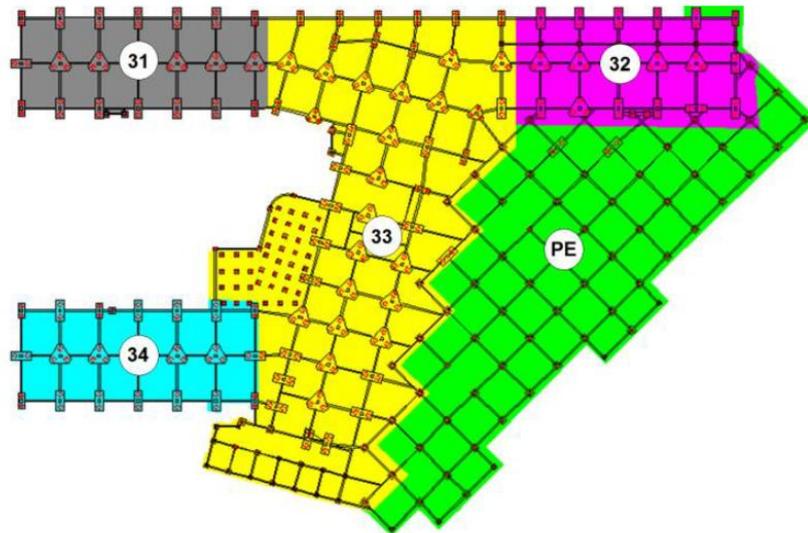
Neste trabalho, o caso de obra analisado está inserido no Plano Diretor da Universidade Federal do Rio de Janeiro – PD UFRJ – 2020, aprovado em outubro de 2010 pelo Conselho Universitário. Trata-se do Centro de Convergência CCJE-CFCH-CLA, especificamente ao bloco 31. Este Centro é composto basicamente por cinco edificações independentes (blocos 31, 32, 33, 34 e Praça Elevada), as quais são interligadas por meio de rampas. O campus da UFRJ que recebeu a obra foi a Cidade Universitária, que fica localizada na Ilha do Fundão, arquipélago da Baía de Guanabara, Zona Norte da cidade do Rio de Janeiro.

**Figura 23:** Imagem de satélite da Ilha do Fundão, e indicação do local estudado.



Fonte: Google Maps (2019).

**Figura 24:** Planta do Centro de Convergência da UFRJ.



Fonte: Mazzarone (2017).

O projeto deste complexo contempla uma área de aproximadamente 43 mil metros quadrados, e suas edificações serão destinadas à Faculdade de Administração e Ciências Contábeis (FACC), à Faculdade de Educação (FE), à Decania do Centro de Ciências Jurídicas e Econômicas (CCJE), ao Instituto de Economia (IE), aos cursos do Centro de Filosofia e Ciências Humanas (CFCH) e inclui ainda uma praça elevada que permitirá a integração de todo o complexo. Além disso, o Centro de Convergência contará ainda com ambientes de uso coletivo como teatro, biblioteca e uma ampliação do restaurante satélite.

**Figura 25:** Obra do Centro de Convergência da UFRJ abandonada.



Fonte: Reportagem RJTV, Globo – exibida em 15/05/2017.

Como supramencionado, o estudo de caso aqui analisado se restringe ao bloco 31, onde todas as estacas do projeto de fundação são do tipo hélice contínua, com diâmetros de 60 e 80 centímetros.

### 3.1. Sondagens e reconhecimento do solo

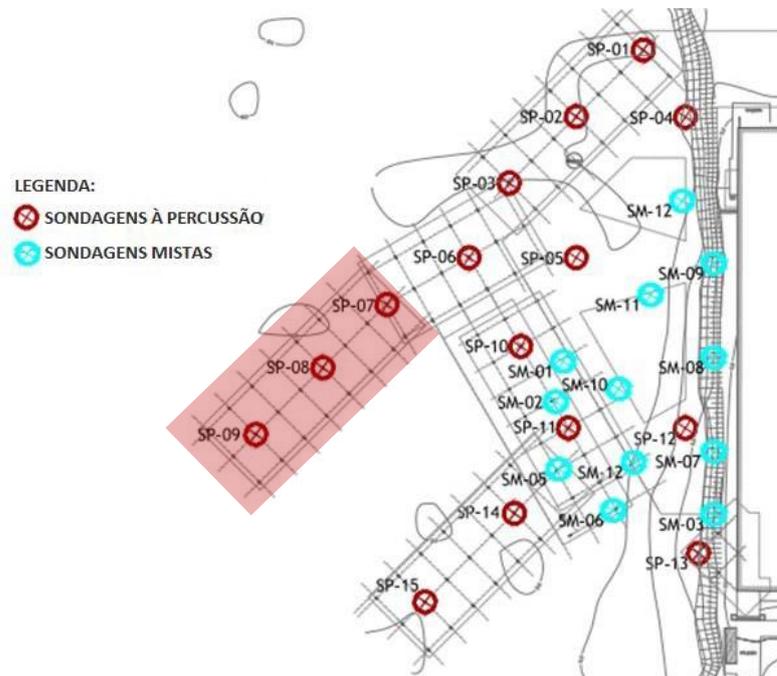
O item 4.1.1.2 da NBR 8036/1983 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios, diz que:

As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200m<sup>2</sup> de área da projeção em planta do edifício, até 1200m<sup>2</sup> de área. Entre 1200m<sup>2</sup> e 2400m<sup>2</sup> deve-se fazer uma sondagem para cada 400m<sup>2</sup> que excederem 1200m<sup>2</sup>. Acima de 2400m<sup>2</sup> o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) Dois para área da projeção em planta do edifício até 200m<sup>2</sup>;
- b) Três para área entre 200m<sup>2</sup> e 400m<sup>2</sup>.

Dessa forma, a interpretação deste trecho sugere que, a partir da área da projeção em planta do Centro de Convergência, que é de 2.316m<sup>2</sup>, devem ser realizadas um mínimo de 9 sondagens para a caracterização do terreno. No entanto, foram executadas 15 sondagens à percussão no total, indicando uma preocupação em fornecer informações mais precisas sobre a variação das camadas do terreno. Além disso, em um segundo momento foram realizadas 12 novas sondagens do tipo mista (percussão e rotativa) na região que compreende o bloco 33 e a praça elevada, pois foram encontrados materiais rochosos em camadas próximas a superfície. Como pode ser observado na figura 26, para o bloco 31 foram realizadas 3 sondagens de simples reconhecimento com SPT (SP-07, SP-08 e SP-09) na área de projeção da edificação, destacada em vermelho, a qual corresponde ao grupo de estacas a serem analisadas neste trabalho.

**Figura 26:** Planta das sondagens para reconhecimento do solo.



Fonte: Mazzarone (2017, adaptada).

### 3.2. Estaqueamento e carga nos pilares

Segundo a empresa responsável pelo projeto de estaqueamento do Centro de Convergência, o complexo possui um total de 409 elementos de fundação. O Bloco 31 possui 50 estacas do tipo hélice contínua (MAZZARONE, 2017).

A planta de locação das estacas do Bloco 31 encontra-se no Anexo A (Figura 30), ao final do presente trabalho. Em posse das cargas de solicitação nos pilares (Tabela 11), foi feita a distribuição das mesmas para as respectivas estacas, e analisada a carga admissível estrutural, ou carga de catálogo. Embora transmitidas ao terreno, as estacas devem primeiro resistir estruturalmente aos esforços solicitantes provenientes dos pilares.

**Tabela 10:** Cargas de Catálogo para estacas hélice contínua.

Dimensão (cm)	Carga de catálogo (t)	Carga de catálogo (kN)
Ø 60	150	1500
Ø 80	230	2300

Fonte: Mazzarone (2017).

**Tabela 11:** Cargas de solicitação por estaca.

Carga no pilar (t)	Estacas	Diâmetro da estaca (cm)	Carga na estaca (t)	Tensão na estaca (kPa)
238,76	E1	60	119,38	4222,20
	E2	60	119,38	4222,20
340,84	E3	80	170,42	3390,40
	E4	80	170,42	3390,40
351,24	E6	80	175,62	3493,85
	E7	80	175,62	3493,85
301,90	E8	80	150,95	3003,05
	E9	80	150,95	3003,05
364,56	E10	80	182,28	3626,35
	E11	80	182,28	3626,35
359,14	E12	80	179,57	3572,43
	E13	80	179,57	3572,43
270,60	E15	60	135,30	4785,26
	E16	60	135,30	4785,26
301,90	E17	80	150,95	3003,05
	E18	80	150,95	3003,05
489,93	E19	80	163,31	3248,95
	E20	80	163,31	3248,95
	E21	80	163,31	3248,95
476,07	E22	80	158,69	3157,04
	E23	80	158,69	3157,04
	E24	80	158,69	3157,04
494,22	E25	80	164,74	3277,40
	E26	80	164,74	3277,40
	E27	80	164,74	3277,40
496,95	E28	80	165,65	3295,50
	E29	80	165,65	3295,50
	E30	80	165,65	3295,50
488,28	E31	80	162,76	3238,01
	E32	80	162,76	3238,01
	E33	80	162,76	3238,01
407,55	E34	60	135,85	4804,71
	E35	60	135,85	4804,71
	E36	60	135,85	4804,71
239,42	E37	60	119,71	4233,88
	E38	60	119,71	4233,88
358,94	E39	80	179,47	3570,44
	E40	80	179,47	3570,44
325,88	E42	80	162,94	3241,59
	E43	80	162,94	3241,59
92,06	E43A	60	92,06	3255,96
136,84	E45A	60	136,84	4839,72
307,78	E44	80	153,89	3061,54
	E45	80	153,89	3061,54
386,70	E46	80	193,35	3846,58
	E47	80	193,35	3846,58
359,98	E48	80	179,99	3580,79
	E49	80	179,99	3580,79
248,04	E50	60	124,02	4386,31
	E51	60	124,02	4386,31

Fonte: Mazzarone (2017).

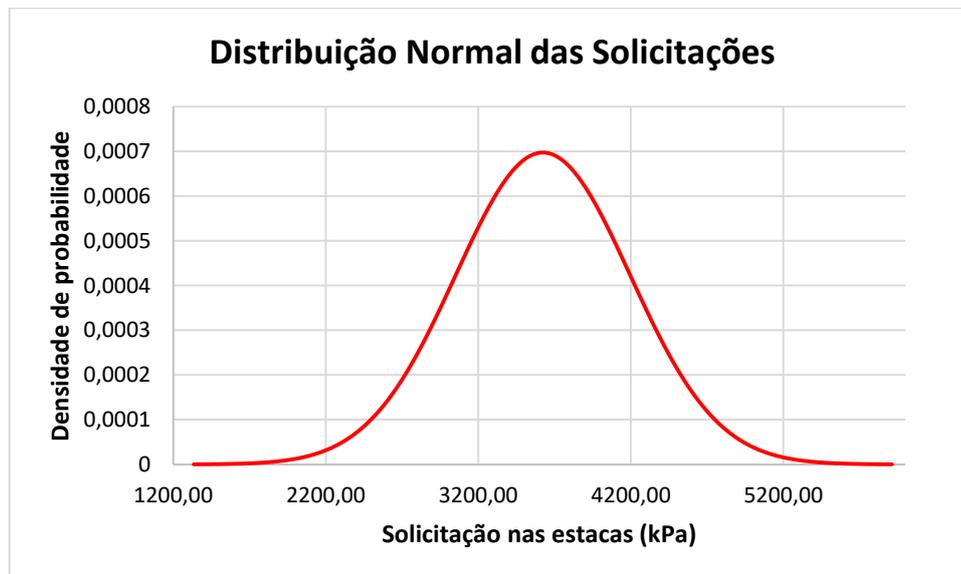
Devido a utilização de estacas com diferentes diâmetros, tornou-se necessário trabalhar com as solicitações em termos de tensão resistente. As diferentes seções transversais influenciam diretamente na solicitação, impossibilitando avaliar a variabilidade da solicitação em termos de carga e, conseqüentemente, a probabilidade de ruína. A Tabela 12 contém os parâmetros estatísticos que permitiram elaborar a curva de distribuição normal das solicitações (gráfico 1), sendo o valor de solicitação média obtido a partir do somatório das tensões nas estacas.

**Tabela 12:** Parâmetros estatísticos das solicitações.

Solicitação (kPa)	
média	3623,92
desvio padrão	572,25
coef. de variação	0,16

Fonte: O autor (2019).

**Gráfico 01:** Curva de distribuição normal das solicitações.



Fonte: o autor (2019).

Com o intuito de auxiliar no tratamento adequado do conjunto de dados, utilizou-se o *software R* (R Core Team, 2019) para realizar a verificação da normalidade, a partir do teste de Shapiro-Wilk. Como resultado do referido teste, é possível observar que o nível de significância (*p-value*) é inferior a 5%, indicando que os dados não são governados por uma distribuição normal.

**Figura 27:** Verificação da normalidade dos dados de solicitações.

```
> shapiro.test(solic)

      Shapiro-Wilk normality test

data:  solic
W = 0.82889, p-value = 4.349e-06
```

Fonte: R Core Team (2019).

### 3.3. Previsão da capacidade de carga das estacas

A análise seguinte é a determinação da carga de ruptura do sistema solo-estaca, para cada metro de profundidade, a partir dos dados obtidos nas sondagens. O método adotado para tal procedimento foi o Aoki-Velloso (1975), por ser mais usual e depender somente de valores de índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). Os boletins das sondagens de simples reconhecimento com SPT (SP-07, SP-08 e SP-09), utilizadas para estimativa da capacidade de carga, estão disponíveis nos Anexos.

**Tabela 13:** Capacidade de carga das estacas pela sondagem SP-07.

SP - 7					Ø = 60 cm				Ø = 80 cm			
Prof. (m)	$N_{SPT}$	Descrição da camada	K (kPa)	$\alpha$	RL (kN)	RP (kN)	R (kN)	Rac (kN)	RL (kN)	RP (kN)	R (kN)	Rac (kN)
1	4	argila siltosa	220	0,04	16,59	124,41	140,99	140,99	22,12	221,17	243,28	243,28
2	4	argila siltosa	220	0,04	16,59	1413,72	1430,30	1446,89	22,12	2513,27	2535,39	2557,51
3	10	areia	1000	0,014	65,97	1413,72	1479,69	1512,87	87,96	2513,27	2601,24	2645,47
4	10	areia	1000	0,014	65,97	1413,72	1479,69	1578,84	87,96	2513,27	2601,24	2733,44
5	10	areia	1000	0,014	65,97	494,80	560,77	725,90	87,96	879,65	967,61	1187,77
6	10	argila arenosa	350	0,024	39,58	643,24	682,83	913,92	52,78	1143,54	1196,32	1504,45
7	13	argila arenosa	350	0,024	51,46	593,76	645,22	915,90	68,61	1055,58	1124,19	1485,09
8	12	argila arenosa	350	0,024	47,50	1399,58	1447,08	1769,22	63,33	2488,14	2551,48	2980,99

Continuação da Tabela 13...

SP - 7					Ø = 60 cm				Ø = 80 cm			
Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição da camada	K (kPa)	α	RL (kN)	RP (kN)	R (kN)	Rac (kN)	RL (kN)	RP (kN)	R (kN)	Rac (kN)
10	18	silte arenoso	550	0,022	102,64	1555,09	1657,72	2130,00	136,85	2764,60	2901,45	3531,15
11	20	silte arenoso	550	0,022	114,04	1710,60	1824,64	2399,55	152,05	3041,06	3193,11	3959,66
12	22	silte arenoso	550	0,022	125,44	2410,39	2535,83	3224,78	167,26	4285,13	4452,39	5370,99
13	31	silte arenoso	550	0,022	176,76	2565,90	2742,66	3557,05	235,68	4561,59	4797,27	5883,13
14	33	silte arenoso	550	0,022	188,17	2799,16	2987,32	3978,48	250,89	4976,28	5227,17	6548,71
15	36	silte arenoso	550	0,022	205,27	2954,67	3159,94	4339,26	273,70	5252,74	5526,44	7098,87
16	38	silte arenoso	550	0,022	216,68	3343,44	3560,12	4944,71	288,90	5943,89	6232,79	8078,92
17	43	silte arenoso	550	0,022	245,19	3732,21	3977,40	5578,67	326,91	6635,04	6961,96	9096,98
18	48	silte arenoso	550	0,022	273,70	3576,70	3850,40	5696,85	364,93	6358,58	6723,51	9185,45
19	46	silte arenoso	550	0,022	262,29	4354,25	4616,54	6736,69	349,72	7740,88	8090,61	10917,47
20	56	silte arenoso	550	0,022	319,31	4354,25	4673,56	7056,00	425,75	7740,88	8166,63	11343,22
21	56	silte arenoso	550	0,022	319,31	4354,25	4673,56	7375,31	425,75	7740,88	8166,63	11768,97
22	56	silte arenoso	550	0,022	319,31	4354,25	4673,56	7694,62	425,75	7740,88	8166,63	12194,72

Fonte: O autor (2019).

Tabela 14: Capacidade de carga das estacas pela sondagem SP-08.

SP - 8					Ø = 60 cm				Ø = 80 cm			
Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição da camada	K (kPa)	α	RL (kN)	RP (kN)	R (kN)	Rac (kN)	RL (kN)	RP (kN)	R (kN)	Rac (kN)
1	3	areia argilosa	600	0,03	25,45	848,23	873,68	873,68	33,93	1507,96	1541,89	1541,89
2	6	areia	1000	0,014	39,58	848,23	887,81	913,26	52,78	1507,96	1560,74	1594,67
3	6	areia	1000	0,014	39,58	989,60	1029,19	1094,22	52,78	1759,29	1812,07	1898,78
4	7	areia	1000	0,014	46,18	1130,97	1177,15	1281,77	61,58	2010,62	2072,19	2211,68
5	8	areia	1000	0,014	52,78	699,79	752,57	903,36	70,37	1244,07	1314,44	1515,50
6	11	silte areno-argiloso	450	0,028	65,31	699,79	765,10	968,68	87,08	1244,07	1331,16	1602,59
7	11	silte areno-argiloso	450	0,028	65,31	763,41	828,72	1097,61	87,08	1357,17	1444,25	1802,77
8	12	silte areno-argiloso	450	0,028	71,25	763,41	834,66	1168,86	95,00	1357,17	1452,17	1897,77
9	12	silte areno-argiloso	450	0,028	71,25	763,41	834,66	1240,11	95,00	1357,17	1452,17	1992,78
10	12	silte areno-argiloso	450	0,028	71,25	890,64	961,89	1438,60	95,00	1583,36	1678,36	2313,97
11	14	silte areno-argiloso	450	0,028	83,13	1145,11	1228,24	1776,19	110,84	2035,75	2146,59	2877,20
12	18	silte areno-argiloso	450	0,028	106,88	1272,35	1379,22	2010,31	142,50	2261,95	2404,45	3245,89
13	20	silte areno-argiloso	450	0,028	118,75	1399,58	1518,33	2256,29	158,34	2488,14	2646,48	3630,42
14	22	silte areno-argiloso	450	0,028	130,63	1908,52	2039,14	2895,86	174,17	3392,92	3567,09	4709,37
15	30	silte areno-argiloso	450	0,028	178,13	1908,52	2086,65	3073,99	237,50	3392,92	3630,42	4946,88
16	30	silte areno-argiloso	450	0,028	178,13	2226,60	2404,73	3570,20	237,50	3958,41	4195,91	5749,87
17	35	silte areno-argiloso	450	0,028	207,82	2544,69	2752,51	4096,10	277,09	4523,89	4800,98	6592,44
18	40	silte areno-argiloso	450	0,028	237,50	2862,78	3100,28	4651,69	316,67	5089,38	5406,05	7474,60
19	45	silte areno-argiloso	450	0,028	267,19	2862,78	3129,97	4918,89	356,26	5089,38	5445,64	7830,86

Fonte: O autor (2019).

**Tabela 15:** Capacidade de carga das estacas pela sondagem SP-09.

SP - 9					Ø = 60 cm				Ø = 80 cm			
Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição da camada	K (kPa)	α	RL (kN)	RP (kN)	R (kN)	Rac (kN)	RL (kN)	RP (kN)	R (kN)	Rac (kN)
1	3	areia argilosa	600	0,03	25,45	848,23	873,68	873,68	33,93	1507,96	1541,89	1541,89
2	6	areia	1000	0,014	39,58	848,23	887,81	913,26	52,78	1507,96	1560,74	1594,67
3	6	areia	1000	0,014	39,58	848,23	887,81	952,85	52,78	1507,96	1560,74	1647,45
4	6	areia	1000	0,014	39,58	395,84	435,42	540,04	52,78	703,72	756,50	895,98
5	8	argila arenosa	350	0,024	31,67	494,80	526,47	670,67	42,22	879,65	921,87	1114,13
6	10	argila arenosa	350	0,024	39,58	494,80	534,38	710,25	52,78	879,65	932,42	1166,91
7	10	argila arenosa	350	0,024	39,58	544,28	583,86	799,32	52,78	967,61	1020,39	1307,66
8	11	argila arenosa	350	0,024	43,54	763,41	806,95	1061,98	58,06	1357,17	1415,22	1755,27
9	12	silte areno-argiloso	450	0,028	71,25	827,02	898,28	1196,85	95,00	1470,27	1565,27	1963,37
10	13	silte areno-argiloso	450	0,028	77,19	954,26	1031,45	1401,28	102,92	1696,46	1799,38	2292,48
11	15	silte areno-argiloso	450	0,028	89,06	1145,11	1234,17	1681,19	118,75	2035,75	2154,50	2750,53
12	18	silte areno-argiloso	450	0,028	106,88	1145,11	1251,99	1788,07	142,50	2035,75	2178,25	2893,03
13	18	silte areno-argiloso	450	0,028	106,88	1399,58	1506,46	2149,41	142,50	2488,14	2630,64	3487,92
14	22	silte areno-argiloso	450	0,028	130,63	2226,60	2357,23	3107,07	174,17	3958,41	4132,58	5132,36
15	35	silte areno-argiloso	450	0,028	207,82	2035,75	2243,57	3124,03	277,09	3392,92	3670,01	4843,96
16	32	silte areno-argiloso	450	0,028	190,00	2226,60	2416,61	3504,89	237,50	3958,41	4195,91	5646,95
17	35	silte areno-argiloso	450	0,028	207,82	2226,60	2434,42	3712,70	277,09	3958,41	4235,50	5924,04
18	35	silte areno-argiloso	450	0,028	207,82	2226,60	2434,42	3920,52	277,09	3958,41	4235,50	6201,13

Fonte: O autor (2019).

A análise dos dados de capacidade de carga para os furos SP-07, SP-08 e SP-09, a partir das tabelas 13, 14 e 15, permitem observar uma maior variabilidade na resistência das camadas de solo da sondagem SP-07 e relação às demais, tendo apresentado, também, maiores índices de resistência à penetração. Em posse dos valores de resistência para as estacas com diâmetros de 60 centímetros e 80 centímetros ao longo da profundidade, a etapa seguinte consiste na verificação da profundidade de parada das estacas a partir da metodologia de Cintra e Aoki (2010).

**Tabela 16:** Características das estacas hélice contínua consideradas no projeto.

Diâmetro (m)	Carga de catálogo (kN)	Área (m <sup>2</sup> )	σ (kPa)	FS * σ
0,60	1500	0,28	5305,17	10610,34
0,80	2300	0,50	4575,71	9151,42

Fonte: Mazzarone (2017).

Os dados utilizados, de acordo com a tabela 16, demonstram-se aceitáveis e em conformidade com os parâmetros de segurança do projeto quanto ao dimensionamento de estacas. Os valores adotados estão abaixo daqueles recomendados em bibliografias de referência, como Cintra e Aoki (2010) e Velloso e Lopes (2010).

### 3.3.1. Metodologia 1

A partir da carga de catálogo, aplicam-se os procedimentos referentes a Metodologia 1, descritos no capítulo 2.5, para os diâmetros definidos em projeto, considerando os três perfis de sondagens (SP-07, SP-08 e SP-09). Além disso, é possível avaliar estatisticamente os efeitos da variabilidade do terreno, as quais foram consideradas as tensões admissíveis correspondentes à 1 metro acima e 1 metro abaixo do comprimento referente a tensão calculada, conforme recomenda a metodologia de Cintra e Aoki (2010). Os resultados da análise para a metodologia 1 podem ser observados na tabela 17.

**Tabela 17:** Tensões resistentes pela metodologia 1.

	$\varnothing = 60 \text{ cm}$		$\varnothing = 80 \text{ cm}$	
	Prof (m)	R (kPa)	Prof (m)	R (kPa)
SP-07	10	7533,33	10	7025,00
	11	8486,67	11	7877,50
	12	11405,33	12	10685,25
SP-08	13	7980,00	12	6457,50
	14	10242,00	13	7222,50
	15	10872,00	14	9369,00
SP-09	12	6324,00	12	5755,50
	13	7602,00	13	6939,00
	14	10989,00	14	10210,50
<b>Média</b>	12,67	9048,26	12,33	7949,08
<b>Desv. Pad.</b>	1,581	1848,59	1,323	1734,24
<b>CV</b>	0,1248	0,2043	0,1073	0,2182

Fonte: O autor (2019).

Visando avaliar a normalidade do conjunto de dados considerados na metodologia 1, também foi realizado o teste de Shapiro-Wilk. Como resultado do teste

para ambos os diâmetros (Figura 28), é possível observar níveis de significância superiores a 5%, garantindo uma adequação à distribuição normal.

**Figura 28:** Verificação da normalidade dos dados da Metodologia 1.

<pre>&gt; shapiro.test(MIo)        Shapiro-Wilk normality test  data:  MIo W = 0.91093, p-value = 0.3224</pre>	<pre>&gt; shapiro.test(MIs)        Shapiro-Wilk normality test  data:  MIs W = 0.90533, p-value = 0.2845</pre>
--	--

Fonte: R Core Team (2019).

### 3.3.2. Metodologia 2

Para esta metodologia, foi estabelecida a cota de 17 metros de profundidade como cota de assentamento das estacas, para ambos os diâmetros. Assim como na metodologia 1, nesta também foram consideradas as tensões admissíveis de comprimentos de estacas 1 metro acima e 1 metro abaixo da cota fixada inicialmente, conforme recomenda a metodologia de Cintra e Aoki (2010). Os resultados da análise para a metodologia 2 podem ser observados na tabela 18.

**Tabela 18:** Tensões resistentes pela metodologia 2.

	$\varnothing = 60$ cm		$\varnothing = 80$ cm	
	Prof (m)	R (kPa)	Prof (m)	R (kPa)
SP-07	16	17488,33	16	16072,50
	17	19730,50	17	18097,88
	18	20148,50	18	18273,88
SP-08	16	12627,00	16	11439,00
	17	14487,00	17	13115,25
	18	16452,00	18	14870,25
SP-09	16	12396,00	16	11234,25
	17	13131,00	17	11785,50
	18	13866,00	18	12336,75
<b>Média</b>	17,00	15591,81	17,00	14136,14
<b>Desv. Pad.</b>	0,866	2989,29	0,866	2797,45
<b>CV</b>	0,0509	0,1917	0,0509	0,1979

Fonte: O autor (2019).

Visando avaliar a normalidade do conjunto de dados considerados na metodologia 2, também foi realizado o teste de Shapiro-Wilk. Como resultado do teste para ambos os diâmetros (Figura 29), é possível observar níveis de significância superiores a 5%, garantindo uma adequação à distribuição normal.

**Figura 29:** Verificação da normalidade dos dados da Metodologia 2.

<pre>&gt; shapiro.test(MIIs)        Shapiro-Wilk normality test  data:  MIIs W = 0.89004, p-value = 0.1997</pre>	<pre>&gt; shapiro.test(MIIo)        Shapiro-Wilk normality test  data:  MIIo W = 0.87322, p-value = 0.1331</pre>
--	--

Fonte: R Core Team (2019).

### 3.3.3. Metodologia 3

Esta metodologia, por sua vez, tem como critério de parada os valores de índice de resistência à penetração do SPT ( $N_{SPT}$ ), onde o equipamento mostra ineficiência de execução. Segundo Cintra e Aoki (2010), esses valores de  $N_{SPT}$  contemplam um intervalo entre 20 e 45 golpes para estacas do tipo hélice contínua. Dessa forma, a análise considerada está ainda mais sujeita ao efeito da variabilidade nos valores de tensão resistente, pois é considerado um intervalo maior de comprimento de estacas, o que difere das metodologias anteriores. Os resultados da análise para a metodologia 3 podem ser observados na tabela 19.

**Tabela 19:** Tensões resistentes pela metodologia 3.

	Prof (m)	N <sub>SPT</sub>	Resistência (kPa)	
			Ø = 60 cm	Ø = 80 cm
SP-07	11	20	8486,67	7877,50
	12	22	11405,33	10685,25
	13	31	12580,50	11704,13
	14	33	14071,00	13028,25
	15	36	15347,00	14122,75
	16	38	17488,33	16072,50
	17	43	19730,50	18097,88
SP-08	12	20	7110,00	6457,50
	13	22	7980,00	7222,50
	14	28	10242,00	9369,00
	15	30	10872,00	9841,50
	16	30	12627,00	11439,00
	17	35	14487,00	13115,25
	18	40	16452,00	14870,25
	19	45	17397,00	15579,00
SP-09	12	20	6324,00	5755,50
	13	20	7602,00	6939,00
	14	24	10989,00	10210,50
	15	32	11049,00	9636,75
	16	30	12396,00	11234,25
	17	35	13131,00	11785,50
<b>Média</b>	14,71	28,06	12274,63	11192,56
<b>Desv. Pad.</b>	2,19	7,26	3685,84	3363,12
<b>CV</b>	0,149	0,259	0,300	0,300

Fonte: O autor (2019).

Visando avaliar a normalidade do conjunto de dados considerados na metodologia 3, também foi realizado o teste de Shapiro-Wilk. Como resultado do teste para ambos os diâmetros (Figura 30), é possível observar níveis de significância superiores a 5%, garantindo uma adequação à distribuição normal.

**Figura 30:** Verificação da normalidade dos dados da Metodologia 3.

<pre>&gt; shapiro.test(MIIIs)        Shapiro-Wilk normality test  data:  MIIIs W = 0.97331, p-value = 0.8046</pre>	<pre>&gt; shapiro.test(MIIIo)        Shapiro-Wilk normality test  data:  MIIIo W = 0.97711, p-value = 0.8788</pre>
--	--

Fonte: R Core Team (2019).

## 4. RESULTADOS

### 4.1. Análise de confiabilidade e probabilidade de ruína

Na tabela 20 é apresentado um resumo da análise de confiabilidade de ambos os diâmetros de estacas, feita com base na metodologia 1, a partir dos dados gerados na tabela 17. Os fatores de segurança são considerados aceitáveis, pois estão em conformidade com a NBR 6122/2010. As probabilidades de ruína para os dois casos apresentaram valores baixos, no entanto, satisfatórios, pois estão dentro dos limites preconizados pelas bibliografias de referência, como Cintra e Aoki (2010), Lumb (1966) e Meyerhof (1969).

**Tabela 20:** Resumo da análise de confiabilidade pela metodologia 1.

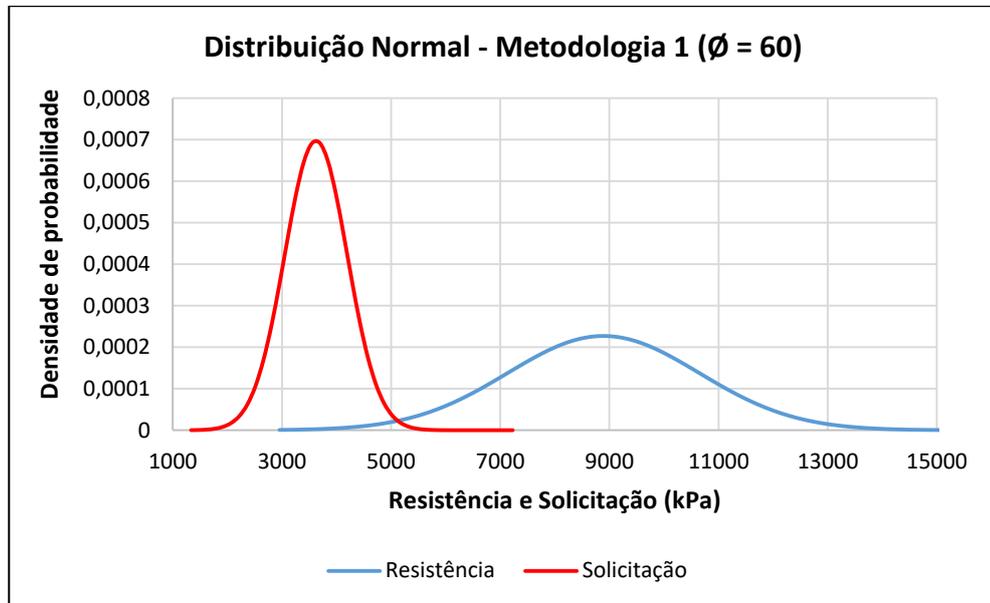
Probabilidade de ruína - Metodologia 1		
Parâmetros	$\varnothing = 60 \text{ cm}$	$\varnothing = 80 \text{ cm}$
$R_{\text{méd}}$	9048,26	7949,08
$\sigma_R$	1848,59	1734,24
$v_R$	0,20	0,22
$S_{\text{méd}}$	3623,92	3623,92
$\sigma_S$	572,25	572,25
$v_S$	0,16	0,16
$Z_{\text{méd}}$	5424,34	4325,16
$\sigma_Z$	1935,13	1826,21
$v_Z$	0,36	0,42
$F_s$	2,50	2,19
$\beta$	2,80	2,37
$p_f$	0,00253082557	0,00893311518
$1/p_f$	395,129	111,943

Fonte: O autor (2019).

Os gráficos 2 e 3 possibilitam ilustrar um comparativo entre as curvas de distribuição normal de solicitação e resistência da metodologia 1, para os diâmetros considerados. Observando os gráficos, é possível notar que a área situada abaixo do

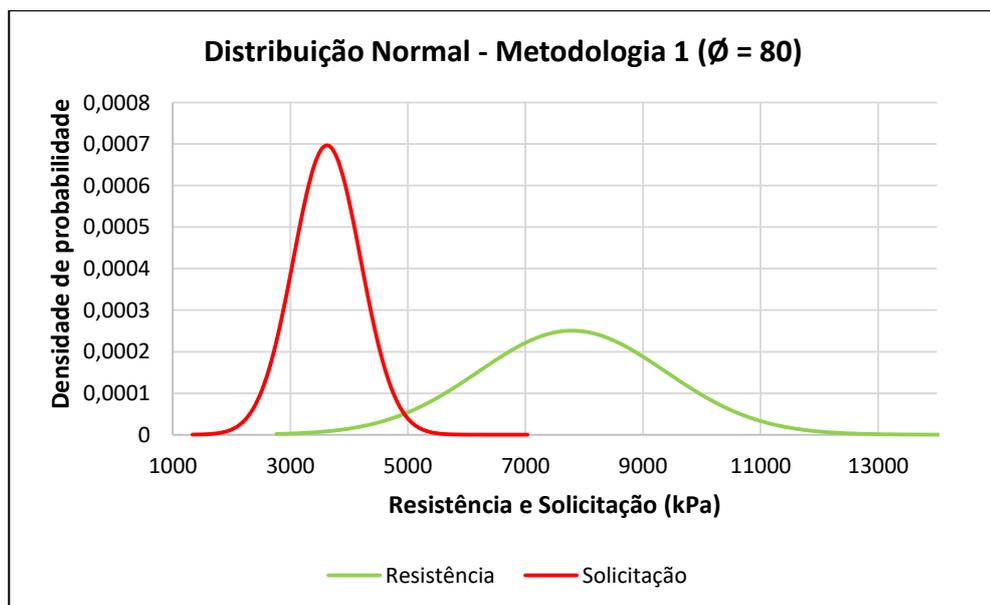
ponto onde as curvas se interceptam é pequena e, portanto, corrobora as informações provenientes da tabela 20.

**Gráfico 02:** Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para metodologia 1 e diâmetro de 60cm.



Fonte: O autor (2019).

**Gráfico 03:** Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para metodologia 1 e diâmetro de 80cm.



Fonte: O autor (2019).

A análise de confiabilidade para a metodologia 2 está resumida na tabela 21, na qual é possível observar que as probabilidades de ruína dos diâmetros considerados são extremamente reduzidas. Tal ocorrido pode ser explicado pelo fato do comprimento de estaca considerado resultar em valores bastante elevados de tensão média resistente. Além disso, nota-se que os fatores de segurança são consideravelmente superiores se comparados à metodologia anterior.

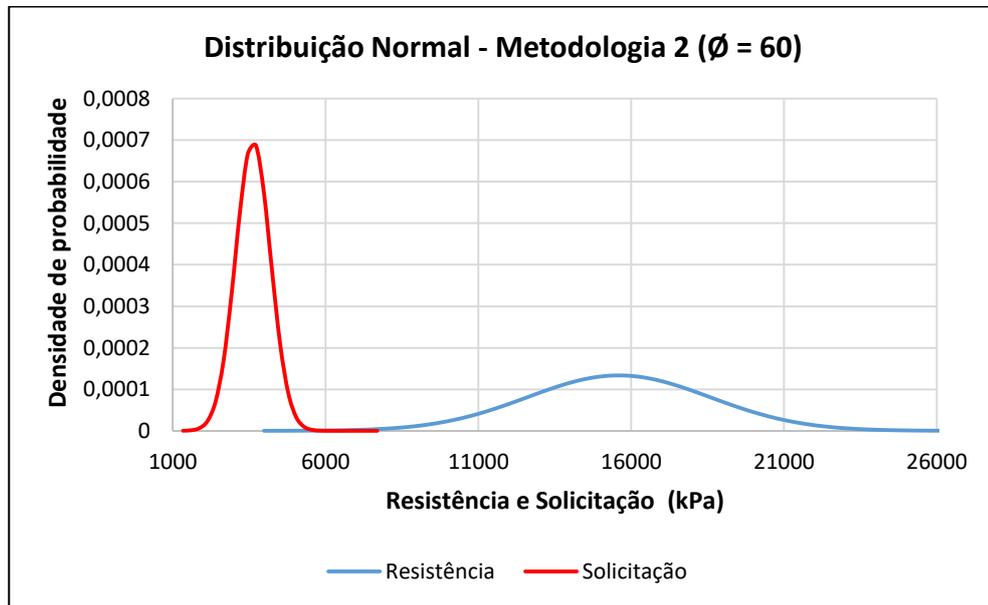
**Tabela 21:** Resumo da análise de confiabilidade pela metodologia 2.

<b>Probabilidade de ruína - Metodologia 2</b>		
<b>Parâmetros</b>	<b><math>\varnothing = 60</math> cm</b>	<b><math>\varnothing = 80</math> cm</b>
<b>R<sub>méd</sub></b>	15591,81	14120,39
<b><math>\sigma_R</math></b>	2989,29	2812,40
<b>V<sub>R</sub></b>	0,19	0,20
<b>S<sub>méd</sub></b>	3623,92	3623,92
<b><math>\sigma_s</math></b>	572,25	572,25
<b>V<sub>s</sub></b>	0,16	0,16
<b>Z<sub>méd</sub></b>	11967,90	10496,47
<b><math>\sigma_z</math></b>	3043,57	2870,02
<b>V<sub>z</sub></b>	0,25	0,27
<b>F<sub>s</sub></b>	4,30	3,90
<b><math>\beta</math></b>	3,93	3,66
<b>p<sub>f</sub></b>	0,00004208797	0,00012745509
<b>1/p<sub>f</sub></b>	23759,75899	7845,900716

Fonte: O autor (2019).

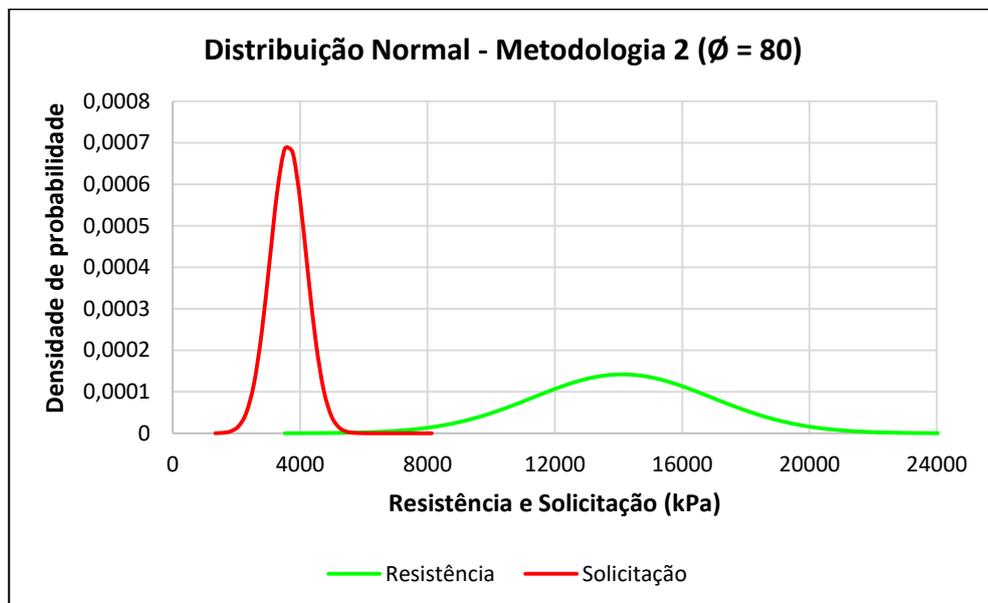
Os gráficos 4 e 5 apresentam as curvas de distribuição normal de solicitação e resistência, baseadas na metodologia 2, para os diâmetros considerados. Conforme visto na tabela 21, os gráficos comprovam a baixa probabilidade de ruína.

**Gráfico 04:** Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para metodologia 2 e diâmetro de 60cm.



Fonte: O autor (2019).

**Gráfico 05:** Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para metodologia 2 e diâmetro de 80cm.



Fonte: O autor (2019).

Por fim, a tabela 22 apresenta o resumo da análise de confiabilidade para a metodologia 3. Como previsto, em decorrência da maior variabilidade proveniente das considerações impostas nesta metodologia, a probabilidade de ruína foi maior que as demais. Tal fato pode ser notado, ainda, pela análise e comparação estatística, em que o desvio padrão em torno da resistência média é o maior dentre as metodologias consideradas.

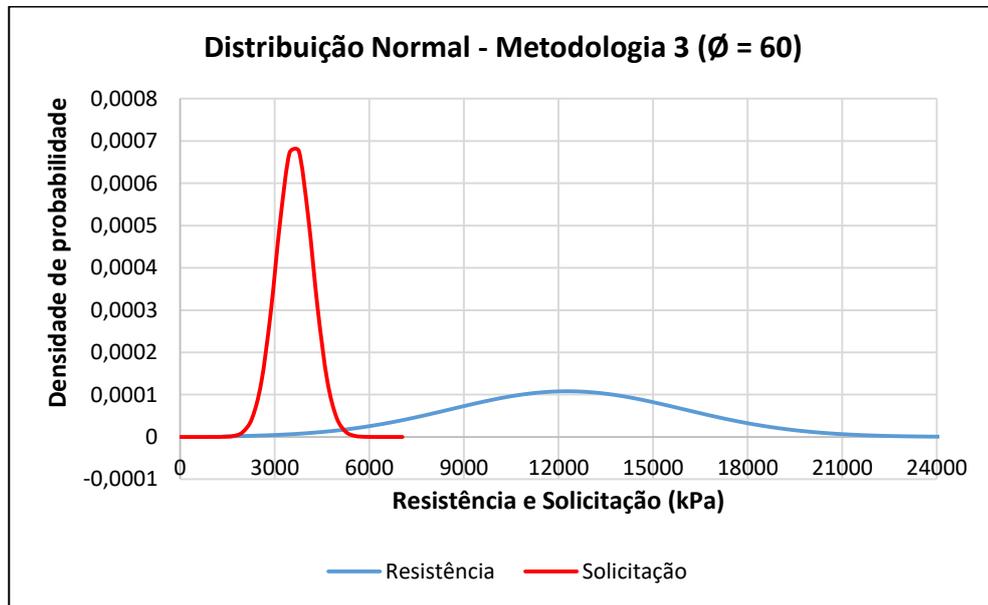
**Tabela 22:** Resumo da análise de confiabilidade pela metodologia 3.

<b>Probabilidade de ruína - Metodologia 3</b>		
<b>Parâmetros</b>	<b>Ø = 60 cm</b>	<b>Ø = 80 cm</b>
<b>R<sub>méd</sub></b>	12271,63	11153,67
<b>σ<sub>R</sub></b>	3693,05	3376,79
<b>v<sub>R</sub></b>	0,30	0,30
<b>S<sub>méd</sub></b>	3623,92	3623,92
<b>σ<sub>s</sub></b>	572,25	572,25
<b>v<sub>s</sub></b>	0,16	0,16
<b>Z<sub>méd</sub></b>	8647,72	7529,75
<b>σ<sub>z</sub></b>	3737,13	3424,94
<b>v<sub>z</sub></b>	0,43	0,45
<b>F<sub>s</sub></b>	3,39	3,08
<b>β</b>	2,31	2,20
<b>p<sub>f</sub></b>	0,0103338	0,0139565
<b>1/p<sub>f</sub></b>	96,76940345	71,65124803

Fonte: O autor (2019).

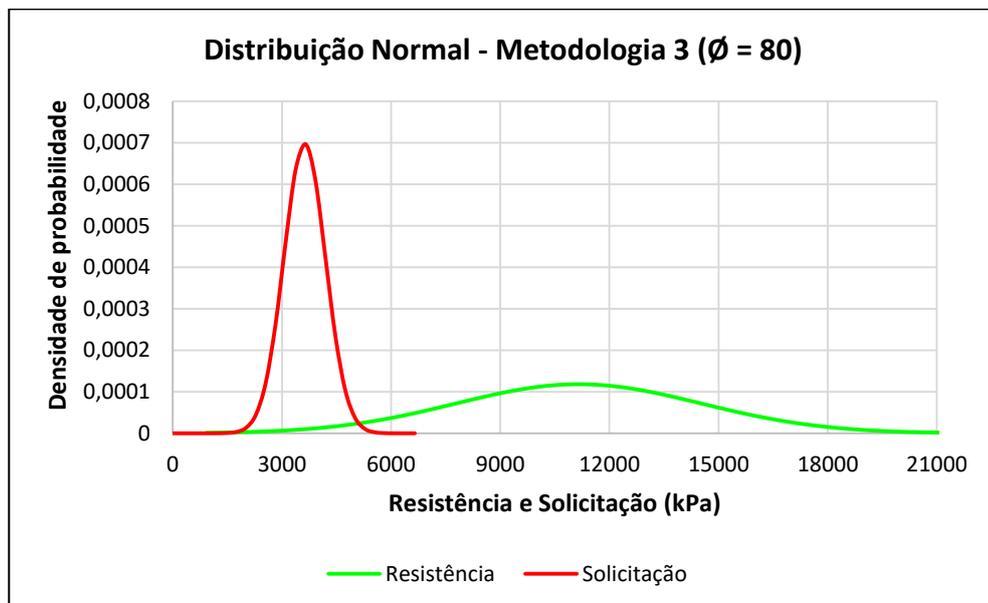
A partir dos dados da tabela 22 foram elaborados os gráficos 6 e 7, que apresentam as curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para a respectiva metodologia, e diâmetros considerados.

**Gráfico 06:** Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para metodologia 3 e diâmetro de 60cm.



Fonte: O autor (2019).

**Gráfico 07:** Curvas de distribuição normal de solicitação e resistência para metodologia 3 e diâmetro de 80cm.



Fonte: O autor (2019).

A análise das curvas obtidas a partir das metodologias propostas por Cintra e Aoki (2010) revela uma maior variabilidade presente nas metodologias 2 e 3, o que resulta em curvas de forma mais abertas. Outro ponto relevante a ser observado é o afastamento entre as curvas de solicitação e resistência, que representa o fator de segurança. Como mencionado por Santos (2018), mesmo em casos de coeficientes de segurança elevados, a variabilidade na capacidade de carga obtida pelos furos de sondagens, pode comprometer a probabilidade de ruína. É possível perceber tal ocorrência na metodologia 3, a qual mesmo apresentando um fator de segurança superior à metodologia 1, resultou em probabilidade de ruína consideravelmente maior.

A metodologia 2 além de sofrer com a variabilidade na capacidade de carga, apresentou o maior fator de segurança entre as análises, acima dos valores recomendados. Tal ocorrido foi impulsionado pelas elevadas resistências nas camadas de solo estabelecidas como cota de parada, apresentadas pelo furo de sondagem SP-07. Como consequência, a probabilidade de ruína resultante foi extremamente baixa, não justificando tal metodologia como escolha apropriada ao estudo de caso.

A análise de confiabilidade realizada indica a metodologia 1 como a mais adequada ao projeto de fundação, tendo em vista que apresentou valores satisfatórios para os coeficientes de segurança e probabilidades de ruína, de ambos diâmetros de estacas.

As outras metodologias apresentaram algumas inconveniências que foram determinantes nos resultados irregulares. Como mencionado anteriormente, os coeficientes de variação provenientes da análise estatística possuem uma interdependência com a probabilidade de ruína, assim como o fator de segurança. Na metodologia 2, embora o coeficiente de variação da resistência se aproxime do encontrado na metodologia 1, o fator de segurança global resultante, que relaciona os valores médios de resistência e solicitação, foi consideravelmente maior. E em decorrência disso, é possível perceber, pelos gráficos 4 e 5, o maior afastamento entre as curvas de distribuição normal de solicitação e resistência, que resultou em uma probabilidade de ruína bem inferior para o caso analisado, inviabilizando esta opção.

A metodologia 3, por sua vez, embora tenha resultado em coeficientes de segurança e probabilidades de ruína satisfatórios, segundo a bibliografia; apresentou uma elevada variabilidade nos valores de resistência. É possível constatar essa ocorrência ao observar os gráficos 6 e 7, nos quais as curvas de distribuição normal da resistência possuem uma forma mais aberta. Mesmo apresentando valores médios de resistência maiores, se comparada à metodologia 1, que levaria à falsa impressão de uma maior confiabilidade; a análise pela metodologia 3 resultou em probabilidades de ruína superiores as demais.

Também é possível observar que o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) se apresenta de forma aceitável para a metodologia escolhida. Como visto no capítulo 2.7, segundo Cintra e Aoki (2010), para a população de 50 estacas avaliadas neste estudo de caso, a interpretação frequencista permite adotar 1/100 como probabilidade máxima, tendo em vista que só haveria risco de ruína para valores de  $p_r$  superiores a 1/50. Dessa forma, o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) resultante da metodologia 1 é o que mais se aproxima dos valores de referência para a probabilidade máxima mencionada, como pode ser observado na Tabela 23.

**Tabela 23:** Comparativo da probabilidade de ruína e índice de confiabilidade.

		$p_r$	$\beta$
<b>Valor de referência</b> (Cintra e Aoki, 2010)		0,01	2,326
<b>Metodologia 1</b>	Ø 60cm	0,00253082557	2,80
	Ø 80cm	0,00893311518	2,37
<b>Metodologia 2</b>	Ø 60cm	0,00004208797	3,93
	Ø 80cm	0,00012745509	3,66
<b>Metodologia 3</b>	Ø 60cm	0,0103338	2,31
	Ø 80cm	0,0139565	2,20

Fonte: O autor (2019).

Vale salientar que a opção pelo método de Aoki-Velloso (1975) para determinação da capacidade de carga também contribui sensivelmente para as variabilidades observadas, tendo em vista que esse método considera os índices de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ) por camada de solo atravessada, e dessa forma, sujeita a capacidade de carga das estacas às variações de resistência das camadas de solo.

O método de Décourt-Quaresma (1978), por sua vez, tende a atenuar a heterogeneidade das camadas de solo, considerando um valor médio de resistência à penetração, ao longo do fuste. Além disso, o método Aoki-Velloso (1975) tende a majorar consideravelmente a capacidade de carga calculada quando o solo apresenta camadas arenosas, em decorrência do coeficiente K do tipo de solo.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na engenharia de fundações é habitual que os projetos sejam elaborados utilizando metodologias semiempíricas para previsão de capacidade de carga, aliadas ao emprego de coeficientes de segurança. Entretanto, a análise da confiabilidade e determinação da probabilidade de ruína demonstraram que tais práticas não são suficientes para garantir a segurança da fundação; e devem servir de subsídio aos projetistas para determinar até que ponto os riscos envolvidos são aceitáveis.

Na avaliação do estudo de caso, o fato de se converter as cargas atuantes na estrutura (solicitações) e as cargas resistentes (sistema estaca-solo) em tensões, para que toda a população de estacas do bloco 31 fosse considerada, contribuiu para que houvesse uma grande variabilidade. Embora apresente uma população menor, as estacas de 60 cm de diâmetro contribuíram sensivelmente para a variabilidade, pois sua área de seção transversal menor promoveram elevados valores de tensões.

Outro ponto a ser observado, diz respeito aos aspectos geotécnicos do terreno. A Ilha do Fundão, na qual está situado o campus da Cidade Universitária da UFRJ, foi originada a partir de um processo de aterro, que permitiu que o antigo conjunto de ilhas fossem interligados, dando origem à uma superfície de 5,6 milhões de metros quadrados. Segundo Mazzarone (2017), uma investigação do subsolo realizada pelo Instituto Nacional de Tecnologia, apontou alguns trechos mais críticos onde haviam até mesmo áreas aterradas com lixo e áreas lodosas superficiais. Em cenários de melhor qualidade, o subsolo apresentava sedimentos arenosos fofos, repousado sobre solos mais compactos, e até mesmo solos de alteração de rocha. Todas essas condições geotécnicas do solo também são determinantes na variabilidade encontrada nos ensaios de sondagem e, conseqüentemente, na determinação da capacidade de carga das estacas pelas metodologias semiempíricas, pois apresentam camadas de solo com diferentes níveis de resistência.

Ainda que não esteja inclusa na NBR 6122/2010, a abordagem probabilística para o estudo da segurança se demonstra uma análise interessante em situações em que é necessário avaliar os riscos de ruína visando a elaboração de planos emergenciais ou contratação de seguro, e ainda em casos onde há resultados de um conjunto de provas de carga. Atentando ainda ao fato de que mesmo fatores de

segurança elevados são incapazes de garantir a segurança adequada de um projeto de fundação se houver grandes dispersões em torno da resistência (Velloso e Lopes, 2010).

Dessa maneira, é possível concluir que as metodologias semiempíricas de capacidade de carga são bastante sensíveis as variabilidades das camadas do subsolo, e mesmo diante de práticas cautelosas como a utilização de coeficientes de segurança, demonstram-se insuficientes para garantir a segurança da obra. Então, a análise de probabilidade de ruína surge no âmbito da engenharia de fundações como mais um recurso ao projetista, visando abrandar os inevitáveis riscos envolvidos, permitindo avaliar a segurança e a viabilidade econômica do projeto.

### **5.1. Sugestões para trabalhos futuros**

Como forma de aprofundar e estender análises ao tema abordado neste trabalho, seguem as sugestões para trabalhos futuros:

- Análise deste estudo de caso a partir de outras metodologias semiempíricas;
- Estender a análise a todo complexo do Centro de Convergência da UFRJ, e comparar as probabilidades de ruína resultantes para cada bloco;
- Analisar a confiabilidade para o mesmo tipo de estaca, em cenário de solo com formação natural ou solo melhorado.

## REFERÊNCIAS

ALMEIDA NETO, J. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – aspectos executivos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, 2002.

ANDRADE, G. M. **Fundação em estaca hélice contínua: Estudo de caso em obra de viaduto no município de Feira de Santana-BA**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana-BA, 2009.

ANG, A. H. S., TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design: decision, risk and reliability**. New York: John Wiley & Sons, 1984, v. 2.

ANJOS, G. J. M. **Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. **Execução de fundações profundas** – estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª Ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 9.1.3, p. 345-348.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR – 6122 Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR – 6484 Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR – 8036 Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

BATEC FUNDAÇÕES. **Estacas hélice contínua**. Disponível em: <<http://batec.com.br/estacas-helice-continua>> Acesso em: 13 de maio de 2018.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Principles of Geotechnical Engineering**. Stamford, CT: Cengage Learning, 2014.

FOÁ, B.S. **Análise do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente para o projeto de fundações profundas**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2001.

FUNDESP. **Catálogo Serviços** – Estacas Hélice Contínua. São Paulo: Fundesp, 2009.

GEOFIX. **Catálogo Serviços especiais de fundação**. São Paulo: Geofix, 2015.

GOOGLE MAPS. **Cidade Universitária – UFRJ**. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps>>. Acesso em: 05 de janeiro de 2019.

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO CIÊNCIA E TECNOLOGIA CATARINENSE. **Sondagem, Campus Camboriú**. Disponível em: <<http://www.camboriu.ifc.edu.br>>. Acesso em: 17 de junho de 2018.

LUMB, P. **The variability of natural soils**. Canadian Geotechnical Journal, v. 3, n. 2, p. 74-97, 1966.

LUZ, T. P. **Aplicação da probabilidade de ruína em fundações com estacas pré-moldadas de concreto utilizando o Princípio de Hamilton**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia-AL, 2017.

MAZZARONE, R. **Estudo de caso: análise do projeto de fundações do Centro de Convergência CCJE-CFCH-CLA localizado na Ilha do Fundão – Rio de Janeiro**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, 2017.

MEYERHOF, G. G. **Safety factors in soil mechanics**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 7., 1969, México. Proceedings... Mexico. v. 3. p. 479-481.

MEYERHOF, G. G. **Safety factors in soil mechanics**. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 7, n. 4, 1970.

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

QUARESMA, A. R. et al. **Investigações geotécnicas**. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª Ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 3, p. 119-162.

R CORE TEAM R. A language and environment for statistical computing. **R Foundation for Statistical Computing**, Vienna, Austria, 2017. Disponível em: <<https://www.R-project.org/>>. Acesso em: 29 de maio de 2019.

SANTOS, N. J. A. F. **Análise da confiabilidade de projetos de fundações por estacas a partir de metodologias semi-empíricas aplicadas em casos reais de obra**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia-AL, 2018.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SETE ENGENHARIA. **Estaca hélice contínua**. Disponível em: <<http://sete.eng.br/principal>>. Acesso em: 20 de junho de 2018.

VARGAS, M. **História das fundações** – História da Engenharia de fundações no Brasil. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª Ed. São Paulo: Pini, 1998. cap 1.B, p. 34-50.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

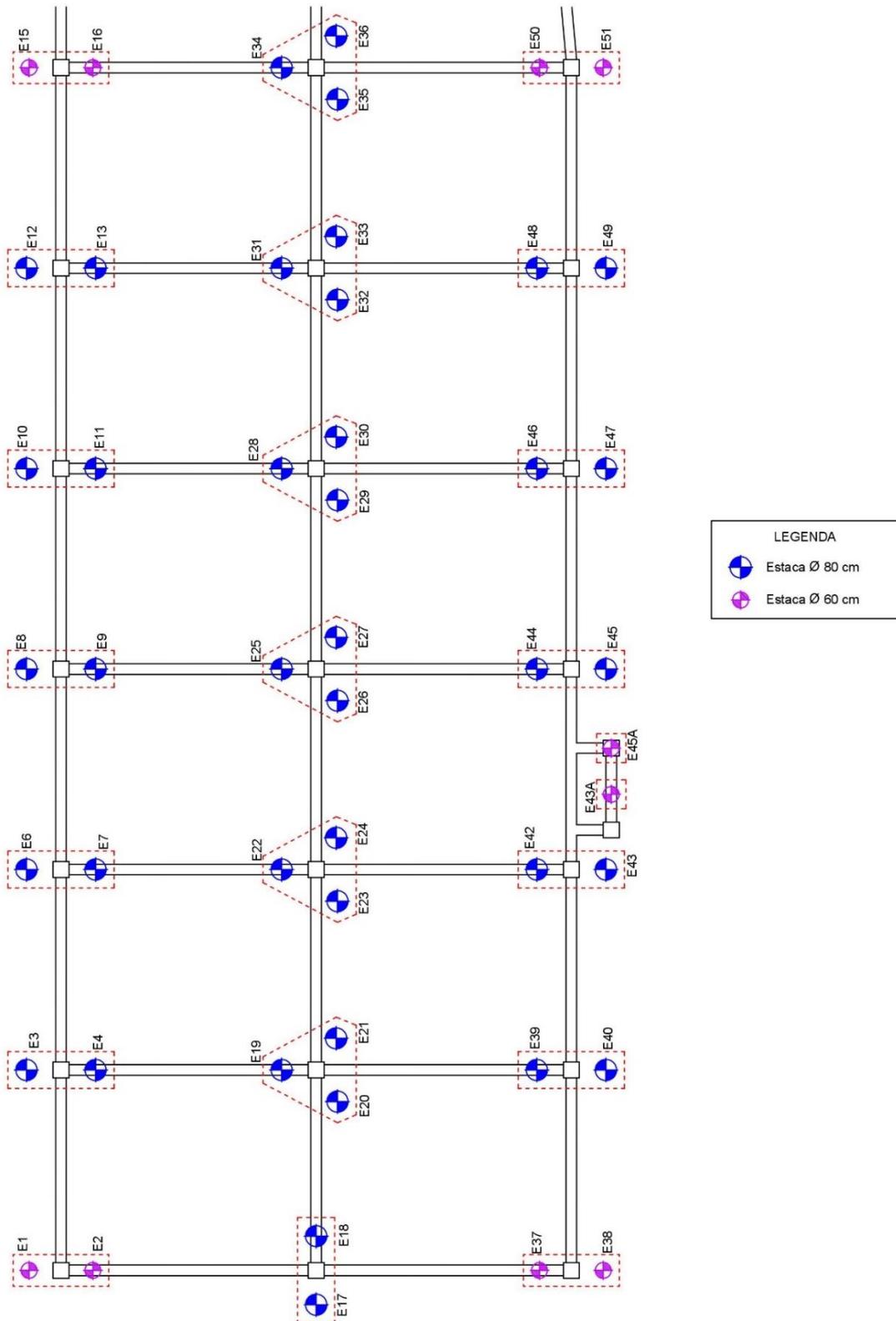
VÉSIC, A. S. **Principles of pile foundation design**. Soil mech. series, n. 38. Durham, 1975.

WHITMAN, R. V. **Evaluating calculated risk in geotechnical engineering**. The Seventeenth Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 110, n. 2, p. 145-188, 1984.

WRIGHT, S. G. **A study of slope stability and the undrained shear strength of clay shales**. Ph. D. Thesis, University of California, Berkeley, 1969.

## ANEXO A

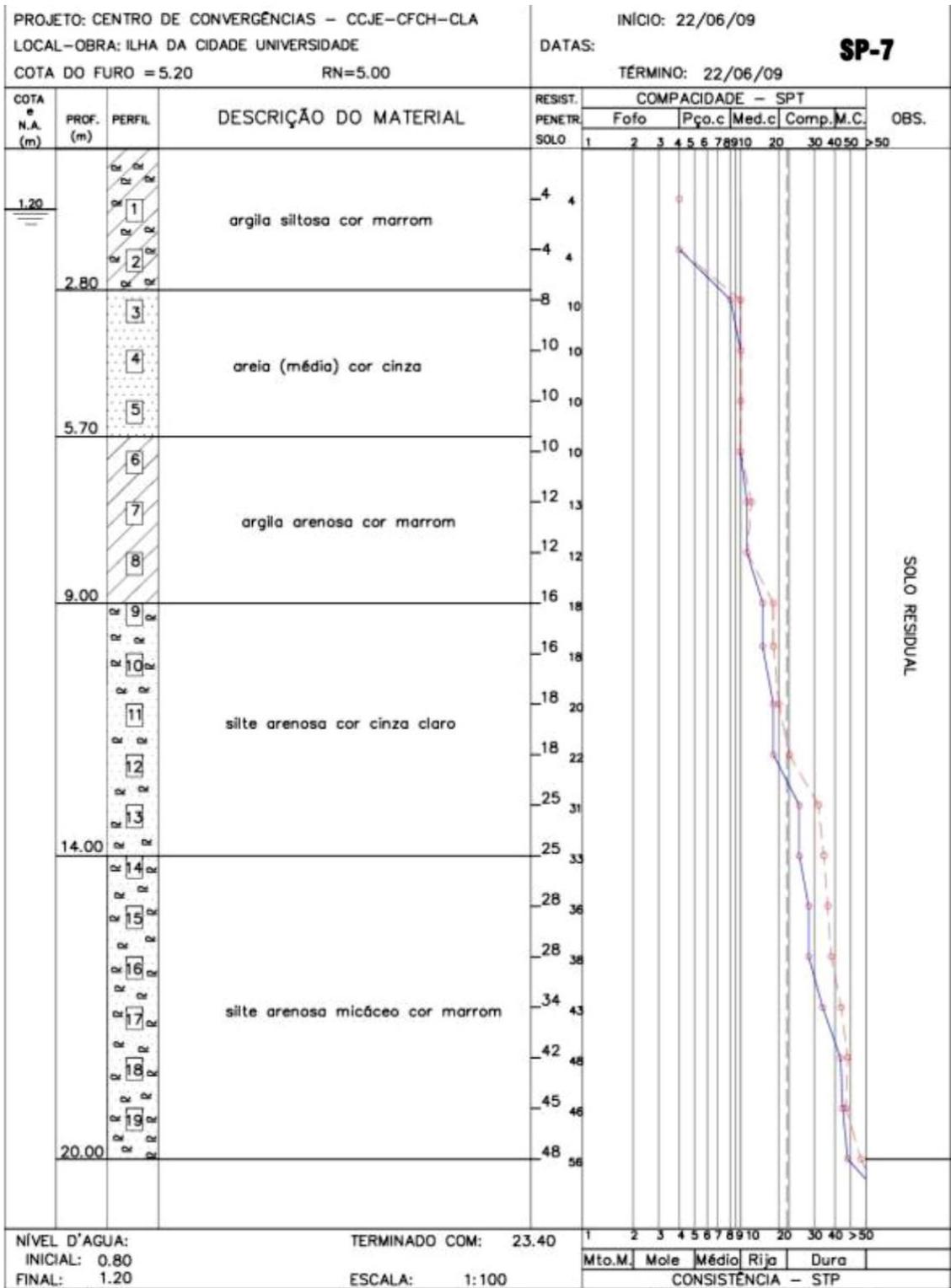
Figura 31: Planta de locação das estacas do Bloco 31.



Fonte: MAZZARONE (2017).

ANEXO B

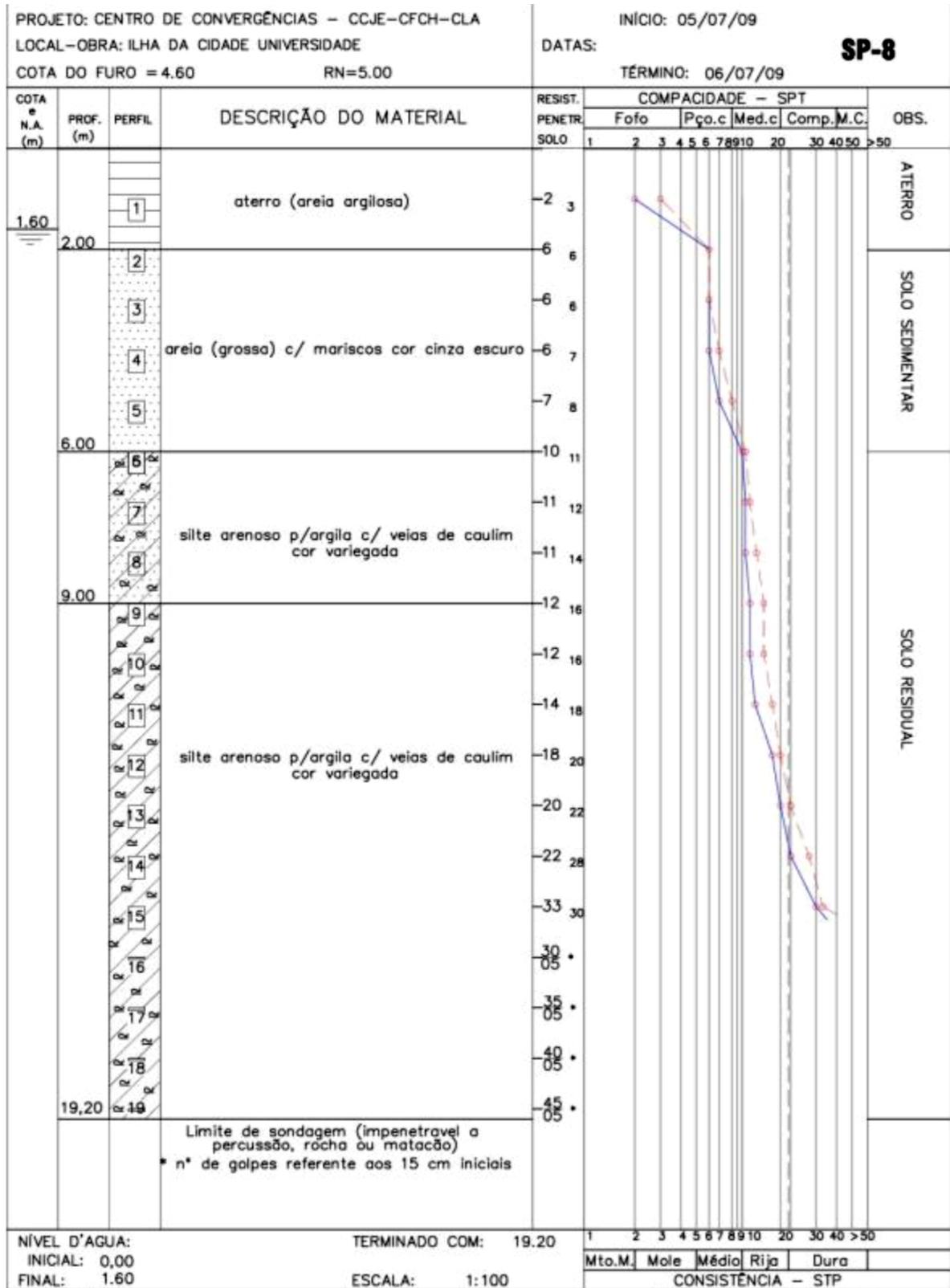
Figura 32: Boletim de sondagem do furo SP-07 (pág. 1/2).



Fonte: MAZZARONE (2017).

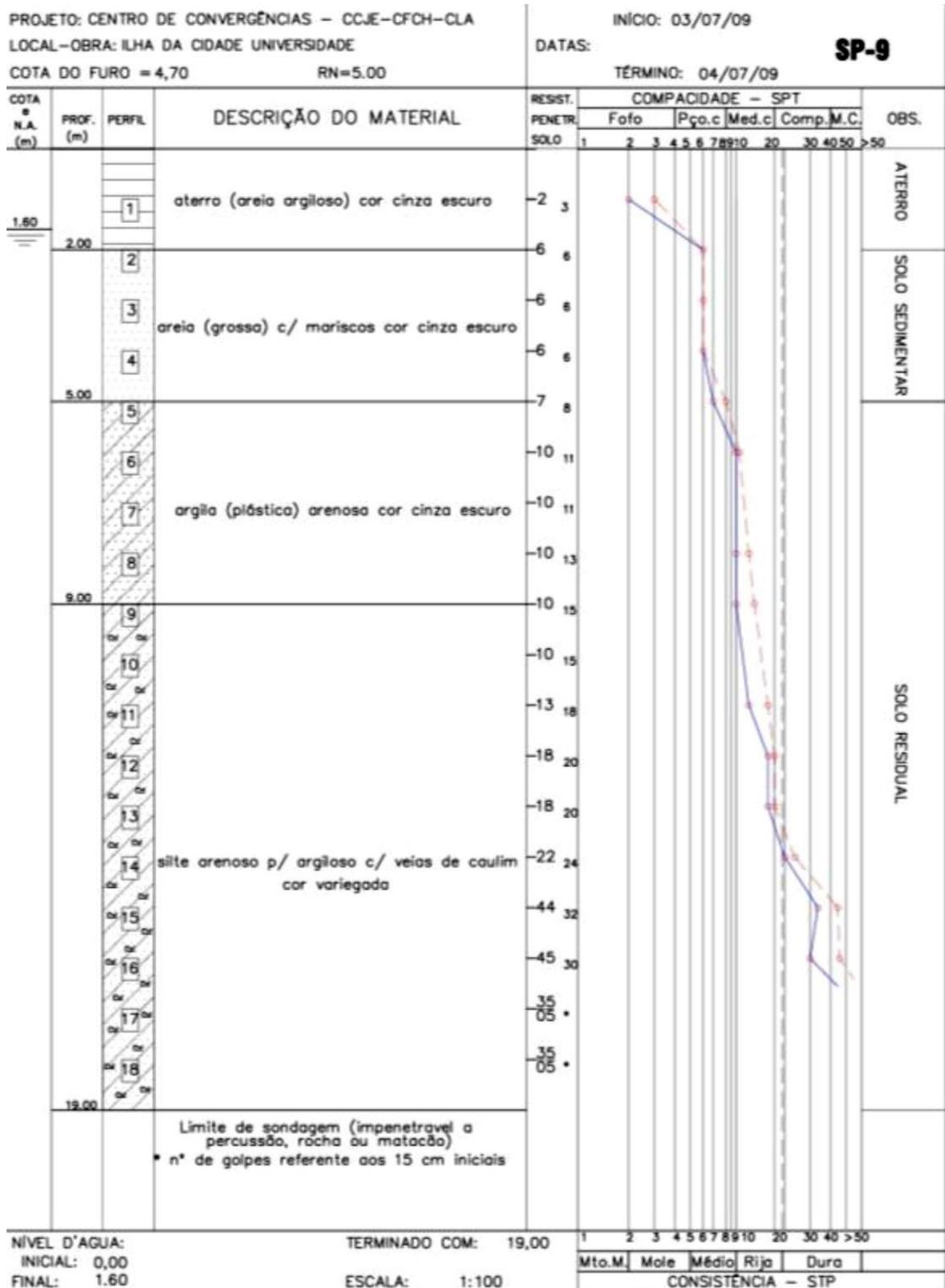


Figura 34: Boletim de sondagem do furo SP-08.



Fonte: MAZZARONE (2017).

Figura 35: Boletim de sondagem do furo SP-09.



Fonte: MAZZARONE (2017).