

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS**  
**CAMPUS DO SERTÃO – DELMIRO GOUVEIA**  
**EIXO DAS TECNOLOGIAS**  
**ENGENHARIA CIVIL**

**TAÍS PEREIRA DA LUZ**

**Aplicação da Probabilidade de Ruína em Fundações com Estacas Pré-moldadas de  
Concreto Utilizando o Princípio de Hamilton**

Delmiro Gouveia

2017

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS**  
**CAMPUS DO SERTÃO – DELMIRO GOUVEIA**  
**EIXO DAS TECNOLOGIAS**  
**ENGENHARIA CIVIL**

**TAÍS PEREIRA DA LUZ**

**Aplicação da Probabilidade de Ruína em de Fundações com Estacas Pré-moldadas de  
Concreto Utilizando o Princípio de Hamilton**

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): Prof<sup>ª</sup>. DSc. Rafaela Faciola  
Coelho de Souza Ferreira

Delmiro Gouveia

2017

L979a Luz, Taís Pereira da  
Aplicação da probabilidade de ruína em de fundação com  
estacas pré-moldadas de concreto utilizando o princípio de  
Hamilton / Taís Pereira da Luz – 2017.  
96f.: il.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de  
Alagoas, Delmiro Gouveia, 2017.

Orientação: Prof. Dra. Rafaela Faciola Coelho de Souza.

1. Concreto. 2. Fundações.  
I. Título. II. Princípio de Hamilton

CDU 624.1

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca do Campus Sertão/

UFAL – Delmiro Gouveia

**Folha de Aprovação**

**TAÍS PEREIRA DA LUZ**

**Aplicação da Probabilidade de Ruína em Fundações com Estacas Pré-moldadas de Concreto  
Utilizando o Princípio de Hamilton**

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado e adequado para a obtenção do título de Engenharia Civil e aprovado em 04 de dezembro de 2017 na Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão.

Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira

(Prof<sup>ª</sup> DSc. Rafaela Faciola C. de S. Ferreira, Universidade Federal de Alagoas)(Orientadora)

**Banca Examinadora:**

Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira

Prof<sup>ª</sup>. DSc. Rafaela Faciola C. de S. Ferreira, Universidade Federal de Alagoas(Orientadora)

Juliane A. Figueiredo Marques

Prof<sup>ª</sup>. DSc. Juliane A. Figueiredo Marques, Universidade Federal de Alagoas (Examinador Externo)

Alverlando Ricardo

Prof<sup>ª</sup>. MSc. Alverlando Silva Ricardo, Universidade Federal de Alagoas (Examinador Interno)

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus que é meu refúgio e minha fortaleza.

Agradeço à minha família, à minha mãe Antonia Glevani Ferreira Pereira, meu pai Francisco Pereira da Luz e meu irmão Bruno Pereira da Luz pelo amor incondicional, incentivo e me assegurarem que sempre tenho para onde voltar não importando quão longe eu possa ir. Agradeço também às minhas avós Ana e Adalgiza (*in memorian*) pela docura dos abraços, às tias Tania Machado dos Santos e Rosa Santos, tios e primos pelo apoio e torcida.

Às antigas e eternas amigas paulistanas que ao longo dos anos desde a infância fazem parte da minha trajetória de vida que viram e contribuíram para meu crescimento pessoal, e busca de novas conquistas, novos sonhos, Juliana, Clarice, Denise, Verônica, Elizete e tia Ignez. Também não poderia deixar de agradecer à Marli Venâncio e à família Bussab Cunha pelo suporte de auxílio na concretização do intercâmbio.

Aos amigos que o sertão me reservou, sejam os de passagem assim como os que permanecerão pela vida, aqueles que foram capazes de compreender as diferenças, alegrias, tristezas, e principalmente nossas vitórias diárias, Larissa, Patrícia, Valquíria, Adeílson, Lidyane, , Kamilla, Anne, Myllena, Carlos Sérgio, Josi, e Laelya. Agradeço os momentos inesquecíveis, e à parceria de vida estabelecida ao longo desses anos com Kelliany, Leonardo, Maria Leandra e Tássio vocês construíram comigo um sonho que hoje se torna realidade. Registro também minha imensa gratidão à família Alves que abriram suas portas e fizeram me sentir integrante dela também, Felipe Guilherme e Ana Lúcia. Por fim, agradeço àquelas que fizeram da república um lar, Isabelle, Rafaela e Gisele. Aos colegas de turma com os quais eu pude aprender muito tanto no âmbito profissional quanto social. Sucesso é o que desejo a todos nesta nova jornada que logo se iniciará.

Agradeço à toda equipe da Escola de Educação de Ensino Fundamental Prof<sup>o</sup> Raimyson Silva Nascimento por toda compreensão, apoio e confiança.

A esta universidade, todos os seus colaboradores que oportunizaram os novos horizontes que hoje vislumbro, destacando-se Rogério Brilhante que pelas oportunidades concedidas.

Agradeço a todos professores que no decorrer da minha vida me possibilitaram não somente o desenvolvimento intelectual, como também a demonstração de integridade e afetividade no processo aprendizagem.

Em especial à Professora Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira, por quem tenho profunda admiração por sua competência profissional, pelo incentivo à autonomia e confiança no trabalho desenvolvido, e a quem desejo tudo o que há de melhor nesta vida.

Ao professor Jonhatan Magno pela orientação no tratamento estatístico dos dados.

Agradeço André Querelli por ter compartilhado de seu trabalho e assim me dado a oportunidade de ter dados para este trabalho.

Agradeço a todos aqueles que direta ou indiretamente fizeram parte da conclusão desta etapa de minha vida.

“Tudo tem o seu tempo determinado, e há tempo para todo o propósito debaixo do céu.  
Há tempo de nascer, e tempo de morrer; tempo de plantar, e tempo de arrancar o que se  
plantou;  
Tempo de matar, e tempo de curar; tempo de derrubar, e tempo de edificar;  
Tempo de chorar, e tempo de rir; tempo de prantear, e tempo de dançar;  
Tempo de espalhar pedras, e tempo de ajuntar pedras; tempo de abraçar, e tempo de afastar-se  
de abraçar;  
Tempo de buscar, e tempo de perder; tempo de guardar, e tempo de lançar fora;  
Tempo de rasgar, e tempo de coser; tempo de estar calado, e tempo de falar;  
Tempo de amar, e tempo de odiar; tempo de guerra, e tempo de paz.”

## RESUMO

O grande desafio da Engenharia Civil na fase de concepção de um projeto é estabelecer um modelo que seja tecnicamente possível e economicamente viável. Um aspecto que tem relação intimamente direta, tanto com questões de qualidade quanto de segurança, é o fator de segurança. No entanto, Cintra e Aoki (2010) apresentam considerações substanciais quanto ao uso deste parâmetro, uma vez que, não são consideradas as incertezas que envolvem um projeto, assim os autores defendem o uso da análise da probabilidade de ruína. Outro parâmetro que tem papel crucial no processo de escolha do emprego de um tipo de fundação é capacidade de carga do solo, que em elevadas solicitações a escolha costuma ser pelo uso de estacas. O método Aoki-Velloso (1975) é amplamente praticado para estimar cargas suportadas por um conjunto solo-estaca. Uma outra proposta de estimar a resistência de um sistema solo-estaca é aplicando o Princípio de Hamilton, que relaciona a energia do golpe de cravação e os deslocamentos na estaca, que conseqüentemente ocorrem (Aoki *et al*, 2007). Partindo destes dois métodos, estimou-se a carga da interação solo-estaca para seis estacas de concreto pré-moldado, embora no método Aoki-Velloso (1975) os dados não se comportaram de acordo com a distribuição normal. A análise estatística mostrou que não há diferença significativa entre os modelos matemáticos e experimental para estimar a capacidade de carga. Relacionando a capacidade de carga estimada pelo Princípio da Conservação da Energia e o método de Aoki-Velloso (1975), quatro das seis estacas apresentaram valores substanciais, sendo que três com resultados iguais a 1. Estas mesmas cargas, ao serem comparadas com a carga determinada em ensaio dinâmico permitiu determinar valores médios de  $0,90 \pm 0,17$ . Avaliou-se, também, a probabilidade de ruína com carga estimada pelo princípio da conservação de energia, o qual foi determinado um fator de segurança de 2,15, sendo este acima de 1,6 que é o recomendado pela norma 6122 (ABNT, 2010). Foi revelada, ainda, uma possibilidade de ruína remota, recalculou-se então o fator de segurança para o índice de confiabilidade aceitável defendido por Pereira Jr. (2003),  $\beta=3,0$ . O novo fator de segurança de 1,62, é um número bem próximo comparado ao encontrado para carga do ensaio de 1,52. Por fim, percebe-se que a análise da probabilidade é uma importante ferramenta pois é possível detectar erros e fazer correções ainda na fase de execução do projeto, evitando gastos com patologias futuras, como, também, pode-se evitar desperdícios.

**Palavras-chave:** probabilidade de ruína, Princípio de Hamilton, confiabilidade.



## ABSTRACT

The great challenge of Civil Engineering in the design phase of a project is to establish a model that is technically possible and economically feasible. One aspect that has a direct relationship with both quality and safety issues is the safety factor. However, Cintra and Aoki (2010) present substantial considerations regarding the use of this parameter, since the uncertainties that involve a project are not considered, so the authors defend the use of the analysis of ruin probability. Another parameter with crucial role in the process of choosing the use of a foundation type is the load capacity of the soil, which in high demands in general is used the pile foundations. The Aoki-Velloso method (1975) is widely practiced to estimate loads supported by a soil-pile assembly. Another proposal to estimate the resistance of a soil-pile system is to apply the Hamilton Principle, which relates the energy of the punch blow and the displacements at the pile that consequently occur (Aoki et al., 2007). Based on these two methods, the load of the soil-pile interaction was estimated for six precast concrete piles, although in Aoki-Velloso method (1975)) the data did not behave according to normal distribution. The statistical analysis showed that there is no significant difference between the mathematical models and experimental to estimate the load capacity. Relating to the load capacity estimated by the Energy Conservation Principle and the Aoki-Velloso method (1975), four of six piles presented substantial values, three with results equal to 1. These same loads, when compared with the load determined in a dynamic test, allowed the determination of average value of  $0.90 \pm 0.17$ . It was also evaluated the ruin probability with load estimated by the principle of conservation of energy, which was determined a safety factor of 2.15, being above 1.6 that is recommended by the standard 6122 (ABNT, 2010). It was also revealed a possibility of remote ruin, then recalculated the safety factor for the acceptable reliability index advocated by Pereira Jr. (2003),  $\beta = 3.0$ . The new safety factor of 1.62 is a very closer number compared to that found for the load test of 1.52. Finally, it is noticed that the probability analysis is an important tool because it is possible to detect errors and make corrections in the execution phase of the project, avoiding expenses with future pathologies, as well as avoiding waste.

**Key-words:** ruin probability, Hamilton Principle, reliability.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01. Equipamentos empregados.....	22
Figura 02. Relatório de sondagem.....	23
Figura 03. Mecanismos de resistência da fundação profunda.....	24
Figura 04. Obtenção das medidas.....	26
Figura 05. Ficha de controle de cravação.....	27
Figura 06. Curvas de carga x recalque.....	32
Figura 07. Curvas de carga x recalque na prova de carga estática.....	33
Figura 08. Curvas de carga x recalque na prova de carga dinâmica.....	33
Figura 09. Curvas de carga x recalque – Energia potencial.....	34
Figura 10. Curvas de carga x recalque – Deslocamento máximo.....	34
Figura 11. Curvas de carga x recalque – Energia cinética.....	35
Figura 12. Curvas de carga x recalque – Diferença desprezada.....	37
Figura 13. Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação.....	43
Figura 14. Curva de probabilidade de ruína.....	44
Figura 15. Curva de probabilidade de ruína: influência do fator de segurança.....	45
Figura 16. Função margem de segurança.....	45
Figura 17. Relação entre índice de confiabilidade e o inverso da probabilidade de ruína.....	48
Figura 18. Valores usuais de probabilidade e consequências de ruptura.....	49
Figura 19. Fluxograma de Roteiro de Cálculo.....	55
Figura 20. Resultados dos testes de normalidade.....	66
Figura 21. Teste para comparar valores de resistências estática e dinâmica.....	66
Figura 22. Teste para comparar valores de resistências dinâmica e da prova de carga.....	67
Figura 23. Boletim de sondagem do furo SP-04: folha 01.....	82
Figura 24. Continuação do boletim de sondagem do furo SP-04: folha 02.....	83
Figura 25. Continuação do boletim de sondagem do furo SP-04: folha 03.....	84
Figura 26. Boletim de sondagem do furo SP-06: folha 01.....	85
Figura 27. Continuação do boletim de sondagem do furo SP-06: folha 02.....	86
Figura 28. Continuação do boletim de sondagem do furo SP-06: folha 03.....	87
Figura 29. Boletim de sondagem do furo SP-10.....	88
Figura 30. Interpolações realizadas por Querelli (2012).....	89
Figura 31. Ficha de controle de cravação E-60.....	90
Figura 32. Ficha de controle de cravação E-74.....	91

Figura 33. Ficha de controle de cravação E-75 .....	92
Figura 34. Ficha de controle de cravação E-92 .....	93
Figura 35. Ficha de controle de cravação E-95 .....	94
Figura 36. Ficha de controle de cravação E-124 .....	95

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01. Coeficiente (k) e razão de atrito $\alpha$ de Aoki-Velloso (1975).....	29
Tabela 02. Fatores de correção F1 e F2 de Aoki-Velloso (1975). ....	29
Tabela 03. Fatores de segurança globais mínimos para estacas e tubulões.....	42
Tabela 04. Características das Estacas .....	52
Tabela 05. Sondagem de referência das estacas .....	52
Tabela 06. Resumo das Fichas de Cravação.....	53
Tabela 07. Diferença em dias do final da cravação e execução do ensaio .....	53
Tabela 08. Dados iniciais estaca E-60, E-75 e E-92.....	56
Tabela 09. Resistências: lateral por camada, lateral total, de ponta e de ruptura das estacas E-60, E-75 e E-92 .....	57
Table 10. Dados iniciais estaca E-74.....	58
Tabela 11. Resistências: lateral por camada, lateral total, de ponta e de ruptura da estaca E-74 .....	59
Tabela 12. Dados iniciais estaca E-95 .....	61
Tabela 13. Resistências: lateral por camada, lateral total, de ponta e de ruptura da estaca E-95 .....	62
Tabela 14. Dados iniciais estaca E-124 .....	63
Tabela 15. Resistências: lateral por camada, lateral total, de ponta e de ruptura da estaca E-124.....	64
Tabela 16. Estimativas de capacidade de carga e resistência da prova de carga.....	65
Tabela 17. Carga experimental, cargas estimadas teoricamente por Aoki-Velloso (1975) e Princípio de Hamilton, e suas relações. ....	67
Tabela 18. Carga experimental, cargas estimadas por Querelli (2012) e suas relações.....	68
Tabela 19. Média, desvio padrão e coeficiente de variabilidade de solicitação e resistência dinâmica .....	70
Tabela 20. Média, desvio Padrão e coeficiente de variabilidade de solicitação e resistência estática.....	73
Tabela 21. Probabilidade de ruína, índice de confiabilidade e fator de segurança.....	75

## LISTA DE QUADROS

Quadro 01. Variação da eficiência de energia transmitida no ensaio SPT utilizados na literatura internacional .....	38
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAWAP <sup>®</sup>	<i>Case Pile Wave Analysis Program</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PDA <sup>®</sup>	<i>Pile Driving Analyzer</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$N_{SPT}$  índice

$R$  carga de ruptura

$R_L$  resistência lateral

$R_p$  ponta

$A_p$  área da ponta da estaca

$r_p$  incógnita geotécnica da ponta

$q_c$  resistência

$F_1$  fator de correção do efeito da escala ponta

$k$  coeficiente de tipo de solo

razão de atrito  $\alpha$

$F_2$  fator de correção do efeito da escala lateral

$\Delta_L$  comprimento da camada

$U$  perímetro da estaca

$f_s$  atrito lateral

$\delta$  variação

$T$  energia cinética

$V$  energia potencial

$W_{nc}$  trabalho das forças não conservativas

$V_e$  energia elástica recuperada

$DMX$  deslocamento máximo

$K$  deslocamentos elásticos

$S$  deslocamentos permanentes

$V_A$  energia potencial no ponto A

$T_A$  energia cinética no ponto A

$W_A$  trabalho realizado pelas forças não conservativas no ponto A

$v$  velocidade

$t$  tempo

$F$  força

$\approx$  aproximadamente

$R_T$  resistência dinâmica

$Q_S$  resistência estática

$\rho$  eficiência  
 $g$  aceleração  
 $H$  altura  
 $M$  massa  
 $P_{adm}$  carga admissível  
 $F_s$  fator de segurança global  
 $S_d$  solicitação  
 $\leq$  menor ou igual  
 $R_d$  resistência  
 $f_R(R)$  densidade de probabilidade da resistência  
 $f_S(S_d)$  densidade de probabilidade da solicitação  
 $v_S$  coeficiente de variação da solicitação  
 $v_R$  coeficiente de variação da resistência  
 $\sigma_S$  desvio padrão da solicitação  
 $\sigma_R$  desvio padrão da resistência  
 $S_{méd}$  solicitação média  
 $R_{méd}$  resistência média  
 $p_f$  probabilidade de ruína  
 $f_Z(Z)$  função da margem de segurança  
 $Z$  margem de segurança  
 $\sigma_Z$  desvio padrão da resistência  
 $Z_{med}$  margem de segurança média  
 $\beta$  índice de confiabilidade  
 $v_Z$  coeficiente de variação da margem de segurança  
 $\Phi$  distribuição normal  
 $N$  inverso da probabilidade de ruína  
 $n$  número de estacas



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
1.2 Objetivos.....	20
1.2.1 Objetivo Geral .....	20
1.2.2 Objetivos Específicos .....	20
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>21</b>
2.1 Investigação Geotécnica.....	21
2.2 Fundação.....	23
2.2.1 Fundação Profunda .....	24
2.2.2 Estacas Pré-moldadas de Concreto.....	25
2.2.3 Execução da Cravação de Estacas Pré-moldadas.....	25
2.3 Capacidade de Carga .....	27
3.3.1 Métodos Semi-empíricos – Método Aoki-Velloso (1975).....	28
2.3.2 Métodos Semi-empíricos – Princípio de Hamilton .....	31
2.3.3 Método Experimental – Prova de Carga Dinâmica.....	39
2.4 Verificação de Segurança .....	40
2.4.1 Método das Cargas Admissíveis – Formulação Determinística.....	41
2.4.2 Método dos Estados Limites – Formulação Semi-probabilística.....	42
2.4.3 Probabilidade de Ruína – Formulação Probabilística.....	42
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>51</b>
3.1 Objeto de Estudo .....	51
3.1.1 Caracterização .....	51
3.1.2 Estacas .....	51
3.1.3 Sondagens.....	52
3.2 Ensaios e controles de campo .....	53
3.2.1 Controle de cravação .....	53
3.2.2 Ensaio de Carregamento Dinâmico .....	53

3.3 Métodos Utilizados e Roteiro .....	54
3.3.1 Procedimentos Estatísticos .....	54
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>56</b>
4.1 Estacas: E-60 E-75 E E-92 .....	56
4.1.1 Dados Iniciais .....	56
4.1.2 Capacidade de Carga – Método Aoki-Velloso (1975) .....	56
4.1.3 Capacidade de Carga – Princípio de Hamilton.....	58
4.2 Estaca E-74 .....	58
4.2.1 Dados Iniciais .....	58
4.2.2 Capacidade de Carga – Método Aoki-Velloso (1975) .....	59
4.3 Estaca E-95 .....	61
4.3.1 Dados Iniciais .....	61
4.3.2 Capacidade de Carga – Método Aoki-Velloso (1975) .....	61
4.3.3 Capacidade de Carga – Princípio de Hamilton.....	62
4.4 Estaca E-124 .....	63
4.4.1 Dados Iniciais .....	63
4.4.2 Capacidade de Carga – Método Aoki-Velloso (1975) .....	63
4.4.3 Capacidade de Carga – Princípio de Hamilton.....	64
4.5 Resumo dos Resultados das Resistências Estáticas, Dinâmicas e Testes Estatísticos .....	65
4.6 Probabilidade de Ruína.....	69
4.6.1 Probabilidade de Ruína da Estimativa de Capacidade de Carga Estática .....	70
4.6.2 Probabilidade de Ruína da Estimativa de Capacidade de Carga Dinâmica .....	70
5.6.3 Probabilidade de Ruína da Capacidade de Carga Dinâmica .....	72
4.7 Resumo dos Resultados da Probabilidade de Ruína.....	75
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>77</b>
6.1 Sugestões para trabalhos futuros .....	78
<b>6. REFERÊNCIAS .....</b>	<b>79</b>

<b>ANEXO A.....</b>	<b>82</b>
<b>ANEXO B.....</b>	<b>90</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A evolução tecnológica proporcionou entre outros fatores o substancial crescimento de áreas com alta densidade populacional, que acabou resultando em edificações com maior quantidade de pavimentos, conseqüentemente, maiores carregamentos são descarregados nas interações estrutura-solo.

Para que esta capacidade de carga seja de fato ampliada, se faz necessário a associação equilibrada entre desempenho e qualidade. Dentre os critérios indicativos de desempenho de uma edificação, Borges (2008) destaca que a vida útil e os custos de manutenção são de extrema importância, sendo estes fatores que corroboram com o que preconiza a Norma Brasileira (NBR) de Desempenho, NBR 15575-2 (ABNT, 2013). Estes aspectos enquadram-se dentro dos critérios qualitativos em termos de segurança, com maior importância no desempenho estrutural.

Dentre os diferentes componentes estruturais que constituem um elemento construtivo, destaca-se a fundação. Oliveira (2012) define a fundação como um elemento que tem por função resistir às solicitações do elemento construtivo posicionado acima, e distribuir a tensão para o solo a fim de torná-lo estável. A depender do tipo de solo e das cargas que serão aplicadas, existem diferentes modelos estruturais de fundação que podem ser aplicados, dividindo-se em fundações diretas ou indiretas.

As fundações diretas dizem respeito à profundidade superficial em relação ao terreno na qual estão apoiadas e, a forma como a carga é transmitida ao solo majoritariamente pela base. Já as profundas são opostas, estão situadas em maior profundidade, e para isto existem tubulões e estacas moldadas in loco ou pré-moldadas. O carregamento da estrutura é transmitido ao solo tanto pela base ou pela superfície lateral ou pela combinação das duas ações (ABNT, 2010).

As fundações profundas são comumente empregadas em terrenos cuja porção superficial é fraca, e para transmitir elevadas cargas ao solo, por conta destes aspectos associados ao acréscimo substancial do carregamento nas estruturas, este tipo de fundação tem se tornado cada vez mais utilizado.

Para assegurar que tais solicitações serão suportadas, durante a concepção de um projeto, o profissional adota parâmetros de segurança, levando em conta este aspecto. Dentre os tipos de fundação profunda, a estaca pré-moldada de concreto possui lugar de destaque por seu rígido controle de qualidade uma vez que sua produção é padronizada.

Os aspectos relativos à viabilidade técnica, devem atender tanto às especificações determinadas pela norma referente a fundações, NBR 6122, assim como a norma de estruturas de concreto, NBR 6118, além da norma relativa às ações e segurança, NBR 8681. No que diz respeito às recomendações da NBR 6122 (ABNT, 2010), pode-se levar em consideração o fator de segurança global ou fatores de segurança parcial. No entanto, para Cintra e Aoki (2010) estes métodos são deficientes e, recomendam uma análise de confiabilidade, com a determinação da probabilidade de ruína.

Para verificar a probabilidade de ruína em uma estrutura, leva-se em consideração a resistência, que pode ser determinada utilizando-se valores encontrados na prova de carga. Contudo, esta resistência também pode ser relacionada à energia de cravação da estaca, baseando-se no princípio de conservação de energia.

O presente trabalho propõe a aplicação da probabilidade de ruína, a partir de uma análise matemática da confiabilidade para indicar se os riscos estão dentro de uma faixa aceitável, utilizando valores de resistência obtidos aplicando o princípio de Hamilton.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo Geral

Analisar a probabilidade de ruína em estacas pré-moldadas de concreto utilizando o princípio de Hamilton.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Estimar a capacidade de carga utilizando metodologias estática e dinâmica; de Aoki-Velloso (1975);
- Estimar a capacidade de carga utilizando o princípio de Hamilton;
- Comparar as capacidades de carga calculadas entre si, e com os resultados do ensaio dinâmico;
- Verificar as probabilidades de ruína para as capacidades de carga a partir das resistências estática, dinâmica e da prova de carga dinâmica;
- Comparar a probabilidade de ruína entre das estimativas das capacidades de carga estática, dinâmica e da prova de carga.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Investigação Geotécnica

A determinação da estrutura de uma obra depende sempre de uma análise metódica que leva em consideração a viabilidade técnico-econômica, entretanto, o fator preponderante é a relação custo-benefício que cada uma das possíveis soluções apresenta. No que diz respeito à fundação, o aspecto que necessita ser averiguado para tomar estas decisões é a capacidade de carga do solo.

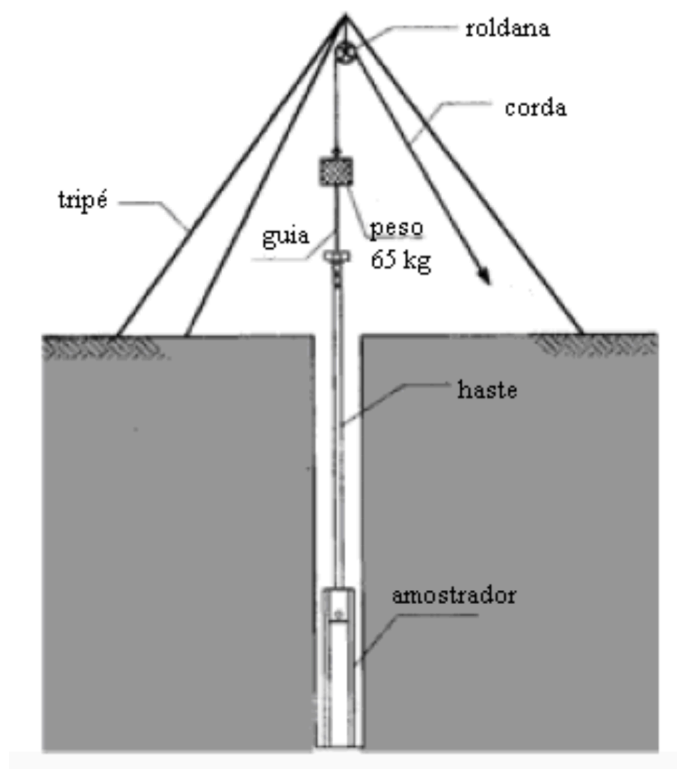
Alva (2007) defende este ponto de vista e afirma que conhecer o solo no qual será realizada uma obra é um aspecto essencial tanto no que diz respeito a evitar desperdícios, quanto a reforçar fundações, a fim de evitar correções estruturais por insuficiência no futuro. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2010), na Norma Brasileira (NBR) 6122 recomenda que toda construção necessita de um estudo preliminar do solo. Segundo Braga (2009), um dos métodos mais conhecidos e amplamente praticados em razão de seu baixo custo, da simplicidade do equipamento, e de resultar em um valor é o *Standard Penetration Test* (SPT). Esse ensaio de campo tem a função básica de determinar a resistência à penetração por meio de um índice ( $N_{SPT}$ ), além de conhecer o perfil de solo. Bessa (2005), acrescenta, ainda, a possibilidade de identificar a posição do nível da água. O valor  $N_{SPT}$  corresponde ao número de golpes necessários para 30 centímetros de cravação de um amostrador-padrão (ABNT, 2001).

A ABNT (2001) elenca os materiais necessários para a realização da investigação na NBR 6484, assim como os procedimentos e as informações que devem ser apresentadas em relatório. A norma estabelece como aparelhagem-padrão: torre com roldana, tubos de revestimento, composição de perfuração, trado concha, trado helicoidal, trépano ou peça de lavagem, amostrador-padrão, cabeça de bater, martelo padronizado para a cravação do amostrador; baldinho para esgotar o furo, medidor de nível-d'água, metro de balcão, recipientes para amostras, bomba d'água centrífuga motorizada, caixa d'água ou tambor com divisória interna para decantação, e ferramentas gerais necessárias à operação da aparelhagem.

Para iniciar o ensaio, primeiramente, se faz necessária a limpeza da superfície, seguida da locação topográfica dos furos que serão utilizados na sondagem. A primeira escavação deve ser de 1 m de profundidade e efetuada pelo trado-concha ou cavadeira manual, então instala-se o tubo de revestimento com sapata cortante. Para as demais perfurações até que se atinja o nível d'água ou a impenetrabilidade do material deve-se utilizar o trado helicoidal, e nestas condições passa-se a utilizar o trépano de lavagem. O ensaio consiste na cravação do

amostrador-padrão que ocorre devido ao golpe de um martelo com peso de 65 kg em queda livre, a uma altura de 0,75 m. O esquema dos equipamentos pode ser observado pela figura 01.

Figura 01. Equipamentos empregados

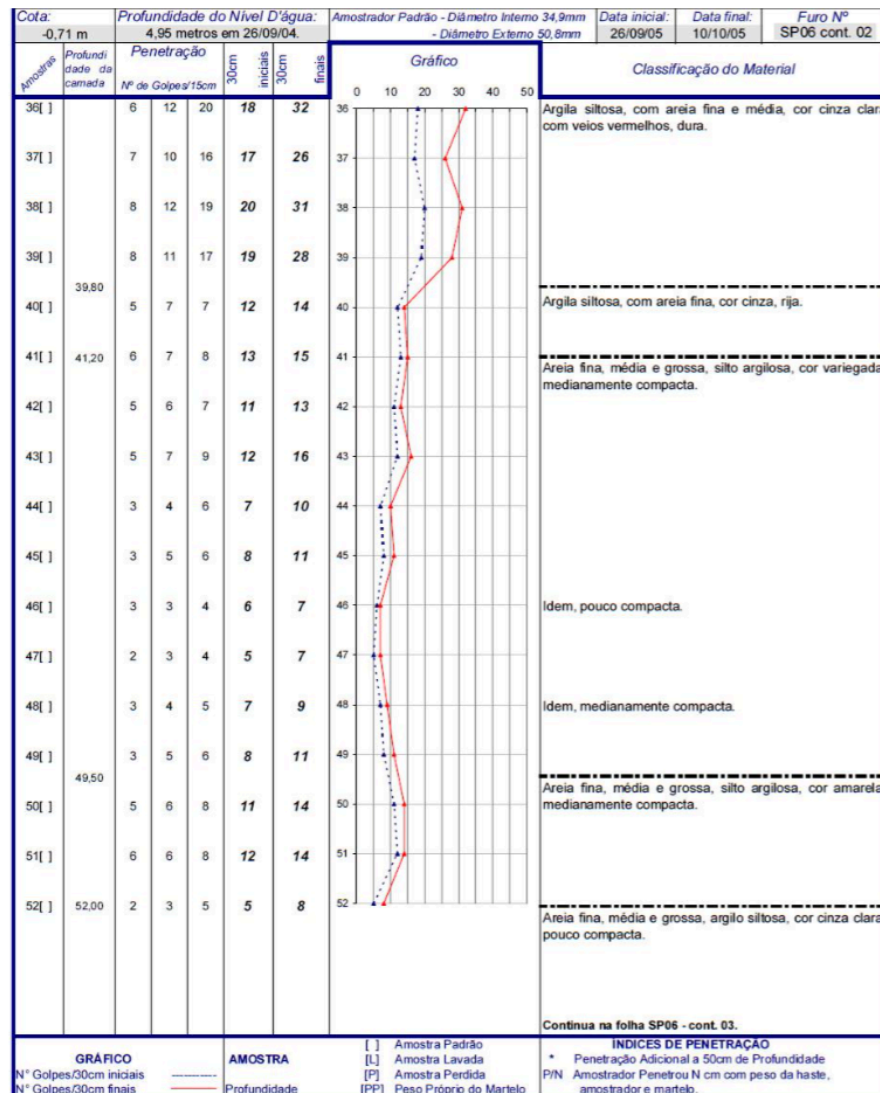


Fonte: Braga, 2009.

Este procedimento é repetido para cada metro de profundidade perfurado. A cada 15 centímetros para 3 trechos, anota-se o número de golpes necessários para cravar o amostrador-padrão, e com os valores dos 2 últimos trechos determina-se o  $N_{SPT}$ . Além disso, para análises futuras as amostras são coletadas, identificadas e armazenadas.

A partir dos dados coletados, um relatório é emitido pela empresa responsável pelo ensaio. A figura 02 exemplifica um modelo de relatório de sondagem. Observa-se que na parte superior estão os dados relacionados à identificação do furo, datas de início e fim do ensaio, diâmetro do amostrador e profundidade do nível da água. No lado esquerdo, tem-se as cotas seguidas dos índices de resistência de cada trecho assim como o somatório de  $N_{SPT}$  para os 30 centímetros iniciais e finais, e mais a direita pode-se identificar a classificação do solo. Na parte inferior encontram-se as legendas.

Figura 02. Relatório de sondagem



Fonte: Querelli, 2012.

Embora Braga (2009) confirme que este seja o ensaio mais popular no país e, por muitas vezes o único critério utilizado na concepção de fundações, o autor ressalta o fato de que a falha de execução por conta da falta de controle, principalmente no que diz respeito ao peso do martelo e altura de queda podem influenciar nos resultados obtidos, e consequentemente em falhas no projeto.

## 2.2 Fundação

Os elementos estruturais que têm por função transmitir as cargas atuantes de uma construção à camada de solo resistente é denominada por Alva (2007) como fundações. A ABNT (2010), na NBR 6122 categoriza este elemento em dois tipos:



- superficial, também chamada rasa ou direta, cujas cargas são transmitidas por sua base e com profundidade em relação ao terreno, inferior a duas vezes sua menor dimensão;
- profunda, enquadra-se nesta categoria o elemento estrutural que sua ponta ou base esteja em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão, e no mínimo a 3 m, além disso difere-se da fundação rasa por conta de maneira com que as cargas são transferidas ao solo, pela base ou por sua superfície lateral, ou pela ação combinada das duas.

### 2.2.1 Fundação Profunda

Sendo a fundação profunda um elemento estrutural com transmissão de carga por sua base ou pela superfície lateral ou, combinação das duas ações, pode-se verificar na figura 03, que a mesma é aplicada em locais cuja a capacidade de solo superficial é insuficiente, assim como para transferência de grandes solicitações.

Para a ABNT (2010) na NBR 6122 existem dois tipos de fundação profunda:

- os tubulões: um elemento que caracteriza-se pela escavação com descida de pessoas para alargamento da base ou ao menos limpeza do fundo, a transmissão de cargas ocorre majoritariamente pela base;
- as estacas: executadas exclusivamente por equipamentos ou ferramentas, sem a descida de operários. Estes elementos podem ser de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado “*in loco*” ou pela combinação de dois materiais diferentes.

Figura 03. Mecanismos de resistência da fundação profunda



Fonte: Braga, 2009.

### 2.2.2 Estacas Pré-moldadas de Concreto

Além dos diferentes tipos de materiais que podem ser empregados, há outras formas de classificação das estacas, como por exemplo:

- forma de trabalho: estaca de ponta, de atrito ou mista;
- forma de execução: as moldadas *in loco* encontram-se as do tipo Franki, tipo broca, tipo Strauss, escavadas mecanicamente com trado helicoidal, tipo hélice contínua, raiz; e as pré-moldadas.

As estacas à percussão geralmente são constituídas de um único material, podendo ser aço, concreto ou madeira, ou ainda serem compostas por dois materiais diferentes. Elas podem ser cravadas no terreno por vibração, percussão ou prensagem (Braga, 2009).

Armadas ou protendidas, as estacas de concreto são adensadas por centrifugação ou vibração e destacam-se por seu elevado controle de qualidade durante sua produção, adequadas para solos compressíveis. No entanto, necessitam de rigor durante o transporte para evitar quebras, e por conta das chances de ruptura deve-se evitar seu uso em solos com camadas pedregulhosas ou com matacões.

### 2.2.3 Execução da Cravação de Estacas Pré-moldadas

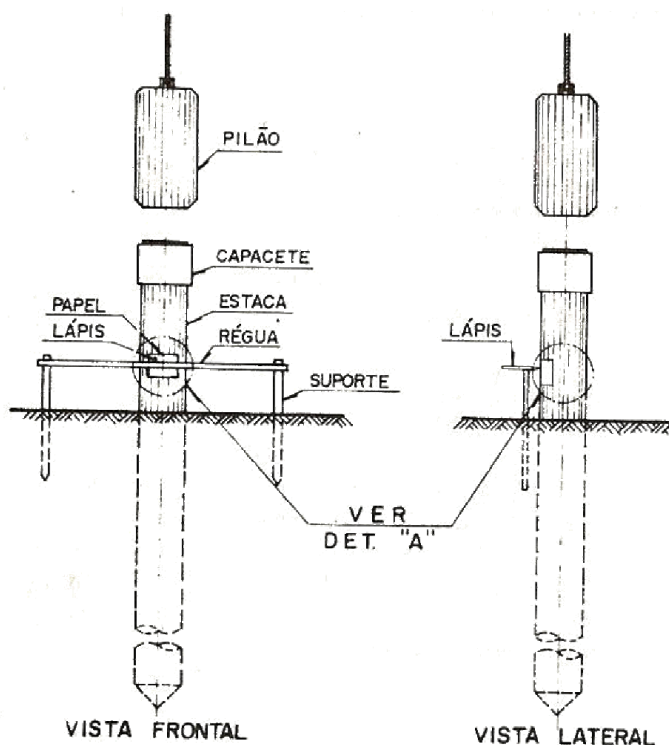
Tomadas as decisões acerca do tipo de fundação a ser utilizada pelo projeto, inicia-se a fase de execução, e concomitante deve-se atentar ao controle desta fase para assegurar o bom desempenho da estrutura, pois a má execução de um excelente projeto poderá resultar em patologias futuras. Assim, na tentativa de prevenir e evitar possíveis erros, ao projetar deve-se dar ênfase ao controle pois a partir dos dados coletados podem ser confirmadas as inferências de projeto e possíveis adaptações na execução.

Como já discutido na seção anterior, embora as estacas pré-moldadas passem por um rigoroso controle de qualidade durante seu processo de fabricação, para a fase de execução seu transporte, armazenamento e içamento adequados são primordiais para seu bom desempenho. A NBR 6122 destaca alguns cuidados para dar início ao processo de cravação das estacas: içar-se a peça até seu ponto de locação, então na cabeça da estaca é aplicada uma energia proveniente do bate-estaca, energia esta oriunda da queda, impulsão ou vibração do martelo, transferida para o solo o que causa a penetração da estaca (ABNT, 2010).

Nesta etapa, o controle de campo torna-se essencial. Dos ensaios realizados durante o controle de execução, os mais comuns são o controle de repique e nega, e a norma supracitada afirma que este controle deve ser realizado em todas as estacas. Para Andraos (2009) a nega é uma medida relacionada à energia de cravação ocasionada pelo golpe do martelo, na qual se

verifica a penetração permanente do elemento, geralmente expressa para uma série de 10 golpes, valor que indica a parada da cravação. Já o repique corresponde à porção elástica do máximo deslocamento provocado pelo golpe de cravação. A figura 04 apresenta um esquema com os equipamentos posicionados para a obtenção das medidas.

Figura 04. Obtenção das medidas



Fonte: Andraos, 2009.

A figura 05 apresenta uma ficha de controle de cravação que deve identificar a estaca, seu tipo de diâmetro e comprimento, o valor da nega para 10 golpes, além de informações sobre o equipamento como pesos do martelo e capacete, altura da queda. O diagrama de repique e nega indicam a medida da nega, neste caso de 6 milímetros, valor correspondente ao da nega para 10 golpes e, o deslocamento elástico, repique, de 21 milímetros, de maneira similar o diagrama inferior representa a sequência do primeiro ciclo de cravação com nega de 9 milímetros.

É possível, também, verificar o número de golpes correspondente a cada metro de estaca. Querelli (2012) afirma que estes valores podem ser relacionados os valores encontrados no ensaio de SPT, considerando que os golpes para cravação da estaca são equivalentes aos valores aferidos durante a cravação do amostrador da sondagem.

Figura 05. Ficha de controle de cravação

		CONTROLE DE QUALIDADE			
		DATA 04.03.06	OBRA		
OPERADOR:		BT Nº D-27	ESTACA Nº F-60	g 50	cm. COTA DE CRAVAÇÃO
PROF. DA PONTA - m:	Nº DE GOLPES	NEGA P/ 10 GOLPES 9/6 mm	COMPOSIÇÃO 880+880+880	COMPRIMENTO CRAVADO 24,20	
01	8 + 4	PESO DO MARTELO 4300	PESO CAPACETE 400 Kg	ALTURA CEPO 030	cm. ALTURA TORTAS 010
02	8 + 4				cm. ALTURA QUEDA 120
03	8 + 4				
04	8 + 4				
05	8 + 4				
06	8 + 4				
07	8 + 4				
08	8 + 4				
09	8 + 4				
10	8 + 4				
11	8 + 4				
12	8 + 4				
13	8 + 4				
14	8 + 4				
15	8 + 4				
16	8 + 4				
17	8 + 4				
18	8 + 4				
19	8 + 4				
20	8 + 4				
21	8 + 4				
22	8 + 4				
23	8 + 4				
24	8 + 4				
25	8 + 4				
26	8 + 4				
27	8 + 4				
28	8 + 4				
29	8 + 4				
30	8 + 4				
31	8 + 4				
32	8 + 4				
33	8 + 4				
34	8 + 4				
35	8 + 4				
36	8 + 4				
37	8 + 4				
38	8 + 4				
39	8 + 4				
40	8 + 4				
41	8 + 4				
42	8 + 4				
43	8 + 4				
44	8 + 4				
RESP.		ASS. CLIENTE			

Fonte: Querelli, 2012.

### 2.3 Capacidade de Carga

Ao idealizar uma estrutura deve-se levar em consideração diferentes aspectos que podem interferir em seu desempenho. Para Amann (2010) a combinação da verificação da condição de trabalho, e das deformações que o conjunto solo-estaca pode sofrer chega-se à estimativa de carga a ser aplicada na estrutura. Como já apresentado anteriormente, uma estaca pode transmitir para o solo a carga recebida por sua base ou pela superfície lateral ou combinação das duas ações. Via de regra o elemento estrutural costuma ser mais resistente que o maciço, assim as características geotécnicas acabam sendo determinantes para a estimativa de carga de um projeto.

A capacidade de carga do solo pode ser estimada por três diferentes métodos conforme a ABNT (2010) na NBR 6122. Essas metodologias podem ser teóricas a partir de parâmetros como coesão e ângulo de atrito, ou por métodos semi-empíricos que correlacionam resultados encontrados por ensaios “*in loco*” a fim de estabelecer a capacidade de carga, ou por métodos experimentais com uso de protótipos.

Além da estimativa de capacidade de carga para se idealizar um projeto, é possível, também, fazer a verificação desta capacidade após a execução do projeto por meio de ensaios experimentais. Assim, este trabalho enfatiza os métodos semi-empíricos e métodos experimentais para a determinação da capacidade de carga de um sistema solo-estaca.

### 3.3.1 Métodos Semi-empíricos – Método Aoki-Velloso (1975)

No Brasil, destaca-se o método Aoki-Velloso (1975) que correlaciona os dados de ensaios de penetração com a capacidade do conjunto solo-estaca para determinar a carga de ruptura ( $R$ ) que corresponde à soma da resistência lateral do fuste ( $R_L$ ) e da ponta ( $R_p$ ), conforme pode-se verificar na equação 01 (Cintra; Aoki, 2010).

$$R = R_L + R_p \quad 01$$

Sendo que a porção corresponde à ponta ( $R_p$ ), é a resultante do produto entre a área da ponta da estaca ( $A_p$ ) e uma incógnita geotécnica ( $r_p$ ), expressa pela equação 02.

$$R_p = A_p r_p \quad 02$$

A incógnita geotécnica é resultante da divisão entre o valor da resistência ( $q_c$ ) e o fator de correção do efeito da escala ( $F_1$ ), isto porque a priori as incógnitas eram correlacionadas ao ensaio de penetração do cone, conforme pode-se verificar na equação 03:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad 03$$

Como no país o ensaio mais praticado é o SPT, o valor de resistência correlaciona a resistência de penetração ( $N_{SPT}$ ) e o tipo de solo utilizando um coeficiente para cada tipo de solo ( $k$ ) que pode ser verificado pela tabela 01. A equação 04 apresenta esta parcela da resistência:

$$q_c = k N_{SPT} \quad 04$$

Tabela 01. Coeficiente ( $k$ ) e razão de atrito  $\alpha$  de Aoki-Velloso (1975).

Solo	$k$ (MP <sub>a</sub> )	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto arenosa	0,33	3,0

Fonte: Cintra; Aoki, 2010.

Já o efeito de correção fator de correção do efeito da escala ( $F_1$ ) varia de acordo com o tipo de estaca como pode-se verificar na tabela 02.

Tabela 02. Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  de Aoki-Velloso (1975).

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

Fonte: Cintra; Aoki, 2010.

D= diâmetro da estaca, expresso em metros.

Substituindo  $q_c$  da equação 04 na equação 03, em seguida  $r_p$  da equação 03 na equação 02, a resistência de ponta pode ser calculada pela equação 05.

$$R_p = \frac{k N_{SPT} A_p}{F_1} \quad 05$$

A outra parcela da capacidade, a resistência lateral ( $R_L$ ) é resultante do produto entre a área lateral determinada pela multiplicação do comprimento da camada ( $\Delta_L$ ) e o perímetro da estaca ( $U$ ) do fuste e a incógnita geotécnica ( $r_L$ ) em cada camada de solo diferente, conforme pode-se verificar na equação 06:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad 06$$

Analogamente à incógnita geotécnica para a resistência de ponta, ( $r_p$ ) a do fuste ( $r_L$ ) resulta da divisão entre o atrito lateral ( $f_s$ ) e o fator de correção ( $F_2$ ) que depende do tipo de estaca e seus valores estão, a equação 07 representa esta incógnita:

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad 07$$

Assim como  $q_c$  foi relacionado ao valor do SPT,  $f_s$  também apresenta sua relação conforme verifica-se na equação 08:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad 08$$

Logo,

$$f_s = \alpha q_c = \alpha k N_{SPT} \quad 09$$

Os valores para razão de atrito ( $\alpha$ ) dependem do tipo de solo como pode-se observar na tabela 01.

Substituindo  $f_s$  da equação 09 na 07, e  $r_L$  da equação 07 na 06, verifica-se que resistência lateral é definida pela equação 10

$$R_L = U \sum \frac{(\alpha k N_{SPT} \Delta_L)}{F_2} \quad 10$$

Reescrevendo a equação 01, tem-se que a resistência total do conjunto solo-estaca é determinada pela equação 11.

$$R = U \sum \frac{(\alpha k N_{SPT} \Delta_L)}{F_2} + \frac{k N_{SPT} A_p}{F_1} \quad 11$$

### 2.3.2 Métodos Semi-empíricos – Princípio de Hamilton

Sabendo-se que o SPT é o ensaio mais praticado e largamente reproduzido também em muitos países, Aoki *et al* (2007) correlacionaram o Princípio de Conservação de Energia à ação do golpe no amostrador, e analogamente também à energia de cravação da estaca. Para os autores, ao final do impacto do martelo a energia cinética é transformada em energia potencial elástica e em trabalho realizado pelas forças não conservativas. Ou seja, a somatório das energias cinética e potencial e do trabalho dentro do sistema devem ser nulos para um intervalo de tempo, conforme pode-se verificar na equação 12.

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta(W_{nc}) dt = 0 \quad 12$$

Sendo,

$T$  = energia cinética;

$V$  = energia potencial;

$W_{nc}$  = trabalho das forças não conservativas.

Forças resistentes de amortecimento e quaisquer outras forças externas arbitrárias que atuem no intervalo de tempo analisado estão inclusas no trabalho das forças não conservativas. Para os autores a eficiência do golpe do martelo está diretamente relacionada ao trabalho das forças não conservativas, assim quanto mais eficiente for o golpe, tanto maior será a penetração no maciço. Para justificar este posicionamento, verifica-se que ao receber o impacto do martelo propaga-se um pulso de tensão no conjunto. Este pulso faz com que deslocamento atinja o seu máximo, o que corresponde à máxima resistência mobilizada, instante em que a velocidade passa a ser nula.

A energia potencial de deformação acumulada no sistema advém da transformação da energia cinética que atinge as hastes e, despreza-se eventuais perdas. Ao final do impacto, a energia potencial ( $V$ ), que havia sido armazenada no sistema é transformada em trabalho



realizado em forças não conservativas ( $W_{nc}$ ), e em energia elástica recuperada ( $V_e$ ), seja no solo, assim como, na haste, conforme expressa a equação 13.

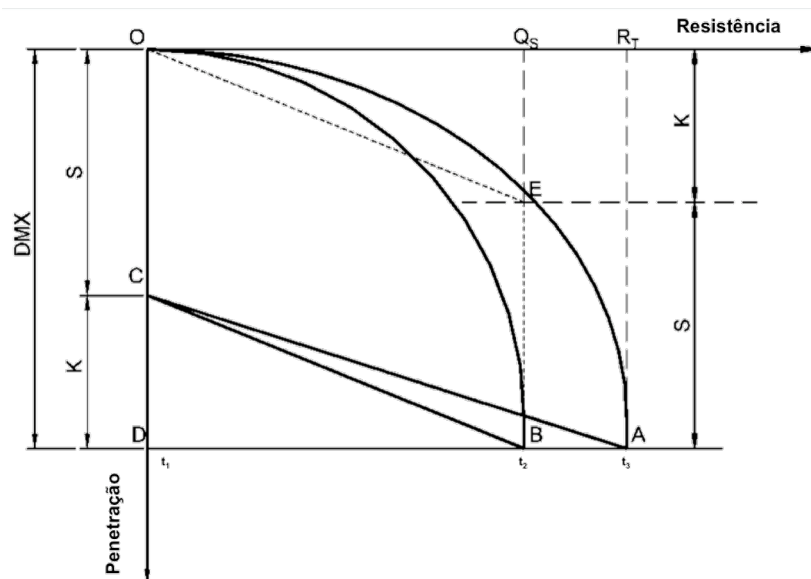
$$V = W_{nc} + V_e \quad 13$$

Na fase de descarregamento do impacto causado pelo martelo registra-se o deslocamento máximo ( $DMX$ ) que resulta dos deslocamentos elásticos ( $K$ ) e permanentes ( $S$ ) expressos na equação 14:

$$DMX = S + K \quad 14$$

A figura 06 apresenta as curvas de carga recalque para as provas de carga dinâmica e estática.

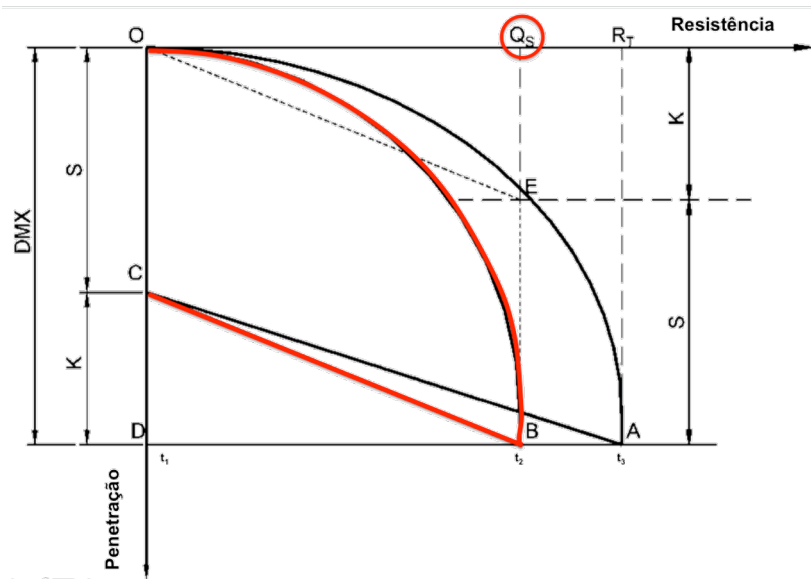
Figura 06. Curvas de carga x recalque



Fonte: Aoki *et al* (2007) modificada pelo autor, 2017.

Com base na figura 06, na figura 07 destacado em vermelho pode-se identificar a curva de carga, no trecho OB, seguido de fase de descarga representado pelo trecho BC, e ainda a força de resistência máxima estática.

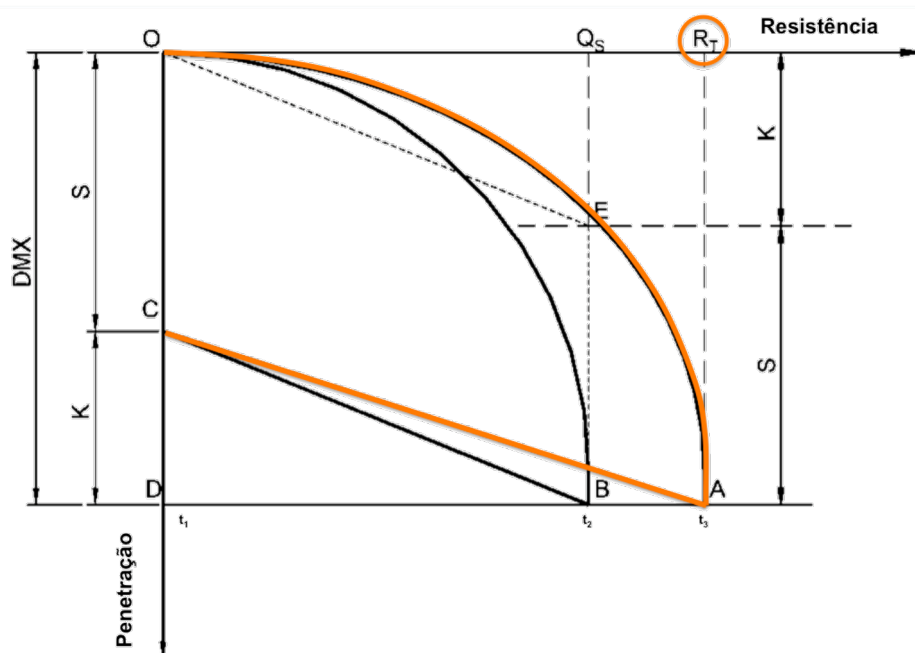
Figura 07. Curvas de carga x recalque na prova de carga estática



Fonte: Aoki *et al* (2007) modificada pelo autor, 2017.

Da mesma forma, na figura 08 destacado em laranja pode-se notar a curva de carga, no trecho OA, seguido de fase de descarga representado pelo trecho AC, e ainda a força de resistência máxima dinâmica.

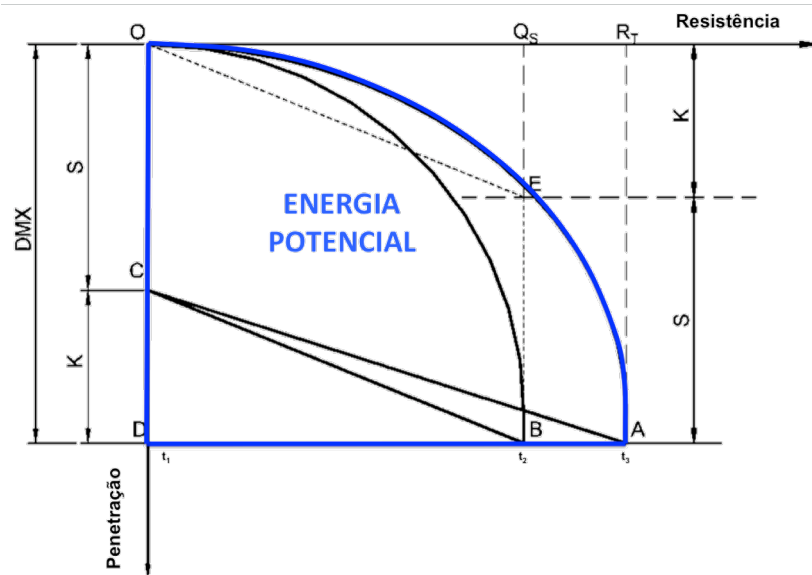
Figura 08. Curvas de carga x recalque na prova de carga dinâmica



Fonte: Aoki *et al* (2007) modificada pelo autor, 2017.

Observando a figura 09, nota-se no instante  $t_2$  que a energia potencial ( $V_A$ ) é numericamente igual à área determinada por OAD.

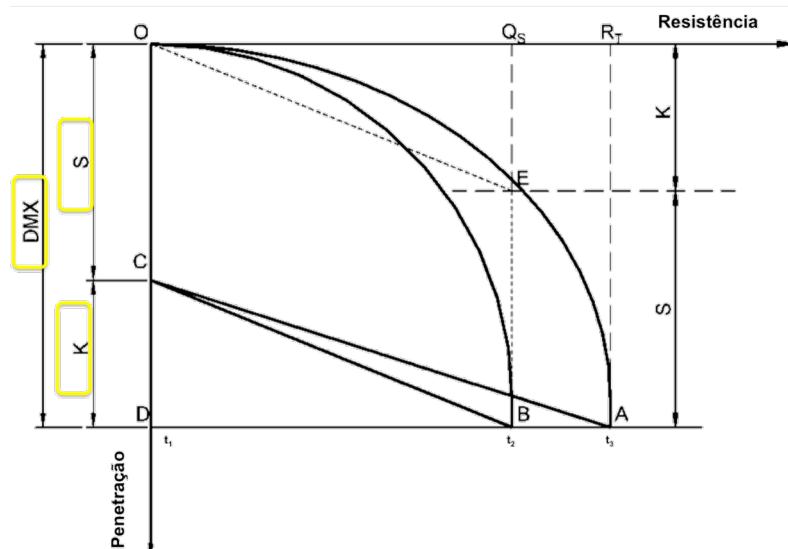
Figura 09. Curvas de carga x recalque – Energia potencial



Fonte: Aoki *et al* (2007) modificada pelo autor, 2017.

Na figura 10, o instante  $t_3$  mostra o final do impacto e pode-se identificar a os componentes elásticos (K) e permanentes (S) da penetração máxima (DMX).

Figura 10. Curvas de carga x recalque – Deslocamento máximo

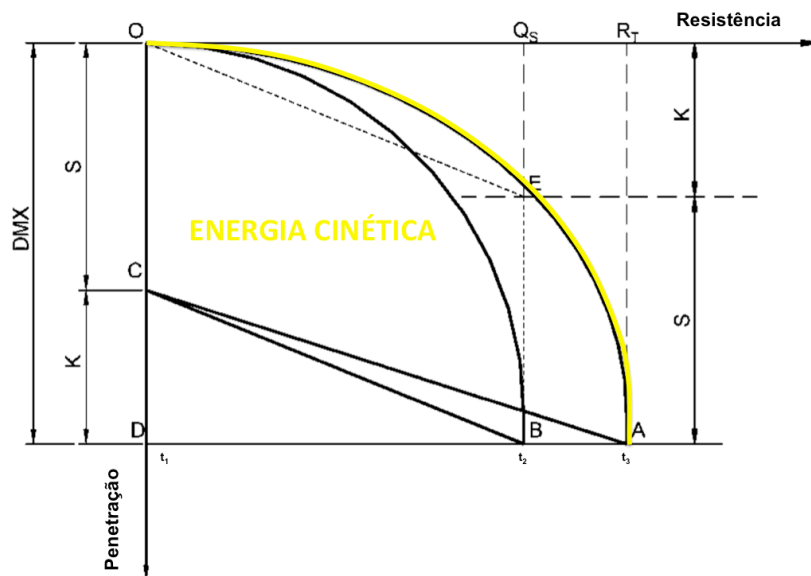


Fonte: Aoki *et al* (2007) modificada pelo autor, 2017.

No ponto de vista dos autores, a energia de deformação acumulada no sistema é a energia elástica recuperada, pois aplicando o Princípio de Hamilton, a energia acumula-se majoritariamente na estaca e no solo, assim acredita-se que a penetração permanente é proporcional ao trabalho realizado no sistema.

Partindo deste raciocínio, pode-se aplicar o princípio de Hamilton em qualquer intervalo de tempo. Os autores mostram que o intervalo de tempo  $(t_2-t_1)$  é o momento em que a onda de compressão chega ao topo do sistema  $(t_1)$ . A dissipação total da energia cinética do impacto do martelo  $(t_2)$ , representa a situação que a penetração máxima  $(DMX)$ . Este evento o que corresponde ao trecho OA da figura 11.

Figura 11. Curvas de carga x recalque – Energia cinética



Fonte: Aoki *et al* (2007) modificada pelo autor, 2017.

E para este cenário a energia potencial ( $V_A$ ) é igual à energia cinética ( $T_A$ ), conforme mostra a equação 15.

$$V_A = T_A \quad 15$$

Já para o intervalo de tempo  $(t_3-t_2)$  aplicando o Princípio de Hamilton com a equação 16, tem-se:

$$0 + V_e - V_A + W_A = 0 \quad 16$$

Ao final do impacto, quando a penetração permanente ( $S$ ) ocorre é apresentado pela equação 17.

$$V_A = V_e + W_A \quad 17$$

A área total da energia potencial ( $V_A$ ) corresponde à soma das áreas da energia elástica acumulada no sistema ( $V_e$ ) e do trabalho realizado pelas forças não conservativas ( $W_A$ ). Assim, durante a realização do ensaio de penetração a energia de deformação ( $V_A$ ) está vinculada à velocidade ( $v$ ), tempo ( $t$ ) e força ( $F$ ) conforme pode-se verificar na equação 18.

$$V_A = \int_0^{\infty} F(l, t) v(l, t) dt \quad 18$$

Os autores desprezam a energia elástica ( $K$ ) pois se comparada à penetração permanente ( $S$ ) é um valor muito pequeno, assim a equação 18 pode ser reescrita conforme mostra a equação 19.

$$V_A \approx W_A \quad 19$$

Trabalho ( $W_A$ ) também pode ser relacionado à penetração permanente ( $S$ ) e a resistência dinâmica ( $R_T$ ) que pode ser verificado pela equação 20.

$$W_A = SR_T \quad 20$$

Reorganizando a equação 20 em função da resistência dinâmica chega-se a equação 21:

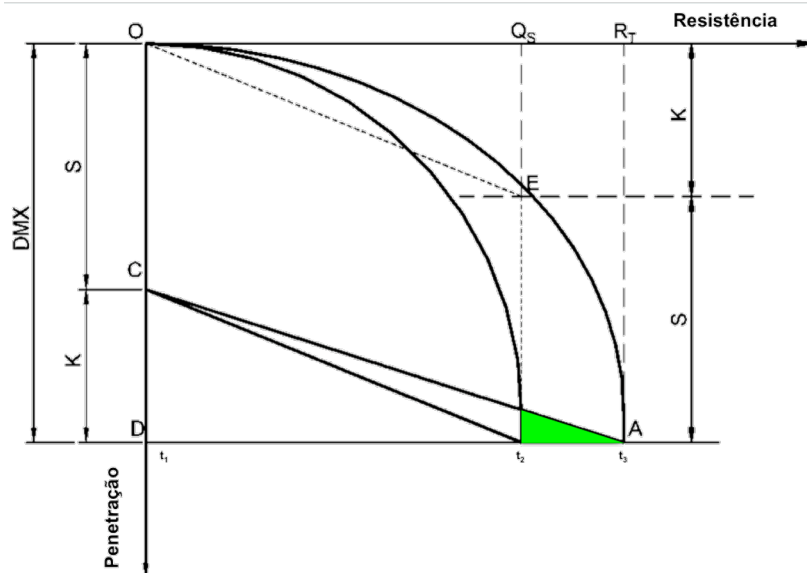
$$R_T = \frac{W_A}{S} \quad 21$$

No momento em que o deslocamento máximo ( $DMX$ ) acontece, a área compreendida entre OA e OB, destacada em verde na figura 12, é muito pequena de acordo os valores experimentais verificados por Aoki *et al* (2007), logo a única força de resistência é a componente estática expressa na equação 22.

$$R_T \approx Q_S$$

22

Figura 12. Curvas de carga x recalque – Diferença desprezada



Fonte: Aoki *et al* (2007) modificada pelo autor, 2017.

Para os autores a mesma relação pode ser aplicada para qualquer impacto, assim a resistência estática pode ser representada pela equação 23.

$$R_S = \frac{W_A}{S} = \frac{V_A}{S} = \frac{T_A}{S} \quad 23$$

Sabendo-se que trabalho resulta do produto entre a eficiência do sistema ( $\rho$ ), a altura de queda do martelo ( $H$ ) expressa em m, a massa do martelo ( $M$ ) expressa em kg, e pela aceleração, ( $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ ) conforme mostra a equação 24.

$$W = \rho H M g \quad 24$$

Diante do exposto, propõe-se calcular a capacidade de carga do conjunto solo-estaca utilizando os valores registrados durante o processo de cravação da estaca. Substituindo  $W$  da equação 24 na equação 21, a resistência pode ser encontrada com a equação 25.

$$R = \frac{\rho H M g}{S} \quad 25$$

Em pesquisa semelhante, Lobo (2005) encontrou um valor médio de 0,98 para a relação de carga prevista/carga medida, utilizando o método de previsão de carga a partir de conceitos de energia para o caso de estacas cravadas. Cavalcante (2002), também, obteve valores equivalentes, ao correlacionar o trabalho realizado com a resistência necessária para penetração. Da mesma forma, Neves (2004) encontrou valores satisfatórios para estabelecer a eficiência do ensaio SPT com base no Princípio de Hamilton e prova de carga estática sobre o amostrador.

### 2.3.2.1 Eficiência de Cravação

A relação entre a energia potencial e a energia transferida indica a eficiência de cravação do elemento estrutural ou equipamento de cravação no perfil de solo. Andraos (2009) defende que esta variável representa as perdas de energia decorrentes do atrito interno no equipamento.

Neves (2004) discute em sua pesquisa sobre a eficiência ideal, e define que ensaios pouco eficientes podem acarretar em elementos estruturais menos seguros. O oposto ocorre para altas eficiências que podem resultar em fundações superdimensionadas. Ambos os cenários apresentam impacto financeiro na obra, seja por futuras correções ou pelo gasto elevado com materiais na execução.

Para o autor, o valor ideal deve ser de acordo com a média prática da região, e no país ele indica ser 72%. Cavalcante (2002) apresenta os valores de eficiência adotados na literatura internacional (Quadro 01), onde é possível observar em outros casos, que a eficiência na ordem de 70% também é utilizada em outros países.

Valores semelhantes foram encontrados por Lobo (2005) que verificou a eficiência de cravação de estacas em média de 76%; grandeza relativamente próxima à encontrada por Medrano (2014) de média igual 65%. Já nos estudos de Andraos (2009) foi determinado um valor médio de eficiência de cravação no SPT de 48%, sendo esta grandeza próxima à recomendada por Viana (2013) de 40% e também previsto por Neves (2004) de 43%.

Quadro 01. Variação da eficiência de energia transmitida no ensaio SPT utilizados na literatura internacional.

<b>País</b>	<b>Martelo</b>	<b>Mecanismo Operacional</b>	<b>Eficiência Média (%)</b>
Argentina	donut	cathead	45
Brasil	pino-guia	manual	72;73
China	automático	queda livre	60
	donut	manual	55
	donut	cathead	50
Colômbia	donut	cathead	50
Japão	donut	tombi	78;85
	donut	duas voltas no cathead	65;67
Inglaterra	automático	queda livre (dando)	73
Estados Unidos	safety	duas voltas no cathead	55;60
	donut	cathead	45
Venezuela	donut	cathead	43

Fonte: Cavalcante, 2002.

### 2.3.3 Método Experimental – Prova de Carga Dinâmica

Os ensaios de prova de carga determinam a capacidade de ruptura do sistema estaca-solo. A NBR 6122, ABNT (2010), admite que essa interação pode ser avaliada por um ensaio estático ou por dinâmico. A norma, afirma também, ser necessária a realização de ensaio de ao menos 1% da quantidade total de estacas, sendo que esta avaliação dependerá do tipo de estaca e da quantidade elementos de fundação na obra.

O ensaio estático consiste em relacionar o deslocamento que a estaca sofre à carga crescente aplicada, que podem ser axiais de tração ou compressão. No entanto, por conta do grande porte da aparelhagem necessária, este torna-se um ensaio oneroso para a empresa (Querelli, 2012). Neves (2004) corrobora com esse ponto de vista, e complementa que este tipo de ensaio é economicamente viável apenas para obras grandes.

Diante deste contexto, o ensaio dinâmico regulamentado pela NBR 13208, ABNT (2007), torna-se uma opção bastante viável, pois além do fator econômico acrescenta-se a rapidez. Como a própria nomenclatura já diz, o carregamento ocorre dinamicamente por meio de golpes de um sistema de percussão.



A verificação dos deslocamentos e aceleração é realizada por sensores acoplados ao fuste da estaca, cujos dados são armazenados e processados por um equipamento, a análise destes dados baseia-se na teoria da onda. A NBR 6122, ABNT (2010), recomenda até 5 ensaios dinâmicos para cada ensaio estático em obras que tenham número de estacas entre os valores descritos na tabela 06 da norma até duas vezes esta grandeza.

Os resultados encontrados podem ser interpretados pelo analisador de cravação, *Pile Driving Analyzer* (PDA<sup>®</sup>), utilizando o método CASE<sup>®</sup>, que informa a carga mobilizada no conjunto solo-estaca, a integridade da estrutura, as tensões dinâmicas máximas de compressão e tração, o deslocamento máximo assim como a energia que foi transmitida (ABNT, 2007). Generoso (2014) salienta que o fator de amortecimento é crucial para os resultados uma vez sua escolha depende do operador pois este fator está vinculado ao tipo de solo.

Para calibrar os resultados encontrados no método simplificado e calibrá-los, a ABNT(2007) na NBR 13208 recomenda uma criteriosa análise numérica pelo método *Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP<sup>®</sup>), e/ou por um ensaio estático. Como já discutido anteriormente, o alto custo de um ensaio estático em contrapartida a facilidade do uso de processamento de dados, tende-se a utilizar a primeira opção que por exemplo ajusta a velocidade do golpe baseando-se no modelo do conjunto solo-estaca, acrescenta-se ainda as seguintes informações: distribuição de resistência estática e dados referentes ao tipo de solo; valores máximos de força e velocidade, e suas curvas; diagramas de atrito lateral e esforços normais ao longo da estaca; curvas de carga x deslocamento.

No entanto, assim como a escolha do fator de amortecimento, Andraos (2009) elenca outros fatores interferem que nos resultados é a insuficiente energia para solicitar a resistência da interação estaca-solo que deve progressivamente aumentar até que atinja o valor limite do solo ou da estaca; a variação de resistência do solo com o tempo como sua redução por relaxação ou aumento por conta da cicatrização; a variação entre os resultados do método numérico por conta de sua análise ocorrer com base nos dados de um único golpe; e erros de operação durante o golpe por conta da subjetividade na escolha dos parâmetros.

## 2.4 Verificação de Segurança

O termo “segurança” no campo da Engenharia é abordado por dois aspectos diferentes, quantitativo e qualitativo. Para Souza (2015), as questões quantitativas estão relacionadas aos parâmetros estabelecidos por normas e códigos. Em relação ao ponto de vista qualitativo, está implícito a subjetividade, levando-se em consideração as singularidades de

cada projeto a depender das decisões tomadas pelos idealizadores, assim como executores e clientes.

Da perspectiva quantitativa, no Brasil, os parâmetros são explicitados por normas específicas de cada elemento estrutural. Um quesito em comum em todos os componentes estruturais estabelecido pela ABNT (2013) na NBR 15575-2 é a verificação dos estados-limites de serviço e último. Para a NBR 6122, no caso de projetos de fundações estado-limite de serviço diz respeito às deformações, fissuras ou quaisquer alterações que afetem o uso da obra. Quando estas alterações promovem o colapso parcial ou total, estes são relacionados ao estado-limite último (*ibid*, 2010).

A referida norma apresenta duas maneiras para se verificar a segurança, com base no fator de segurança global pelo método das cargas admissíveis, e com fatores parciais de segurança pelo método dos estados limites. Para o primeiro caso, a norma define carga admissível como a força aplicada que causa deslocamentos sem prejudicar o desempenho da construção, esta via de regra depende da capacidade do solo que geralmente apresenta capacidade de carga inferior se comparada à do elemento estrutural. Já o método dos estados limites, relaciona incertezas entre resistência e solicitação ao aplicar fatores de segurança parciais. Entretanto, para Cintra e Aoki (2010) ambas as verificações não são suficientes para analisar a segurança de um projeto. Para fundamentar seu posicionamento os autores afirmam que países com maior grau de desenvolvimento do ponto de vista sócio-econômico já fazem uso de formulações probabilísticas para complementar a análise de segurança de uma estrutura.

#### 2.4.1 Método das Cargas Admissíveis – Formulação Determinística

A partir da capacidade de carga estimada seja por métodos puramente teóricos ou por métodos semi-empíricos pode-se verificar a carga admissível do conjunto. Para determinar a carga admissível ( $P_{adm}$ ) no projeto utilizando o método do fator de segurança global ( $F_s$ ). Como pode-se verificar na equação 26, basta dividir a resistência estática encontrada pelo fator de segurança que é tabelado pela norma a depender do tipo de estrutura e condição da fundação (ABNT, 2010).

$$P_{adm} = \frac{R}{F_s} \quad 26$$

A tabela 03 apresenta um resumo destas informações.

Tabela 03. Fatores de segurança globais mínimos para estacas e tubulões

<b>Condição</b>	<b>FS</b>
Capacidade de carga de estacas e tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas e tubulões com prova de carga	1,6

Fonte: ABNT, 2010.

Um ponto relevante a se observar destacado por Cintra e Aoki (2010) neste método, é que o uso do fator de segurança não leva em consideração a variabilidade de resistência e solicitação que uma estrutura pode sofrer. Em uma obra, as diversas estacas podem apresentar diferentes capacidades de carga e sujeitas a variadas solicitações, a estes aspectos alia-se o fato do solo ser heterogêneo, e dentro de uma mesma obra pode-se encontrar diferentes perfis de sondagem. Sendo assim, há uma variabilidade de condições e cenários diferentes que requerem maior atenção no momento em que se idealiza um projeto de fundações.

#### 2.4.2 Método dos Estados Limites – Formulação Semi-probabilística

Partindo da ideia inicial do fator de segurança global, no entanto, este é subdividido levando-se em consideração fatores intervenientes como tipo de material, cargas ambientais e funcionais, estes são os fatores parciais. Assim, os valores médios são transformados aplicando-se estes fatores de ponderação, o de minoração da resistência e o de majoração da solicitação, para, então, atender a verificação cuja a solicitação ( $S_d$ ) deve ser menor que a resistência do conjunto ( $R_d$ ) expressa pela equação 27.

$$S_d \leq R_d \quad 27$$

#### 2.4.3 Probabilidade de Ruína – Formulação Probabilística

Solos se caracterizam por serem materiais heterogêneos, pois são compostos por diferentes materiais, além de sua formação ocorrer por diferentes maneiras também resultando em camadas irregulares de variados tipos como areia, argila, silte e rochas, cada um com singulares propriedades (Das; Sobhan, 2014).

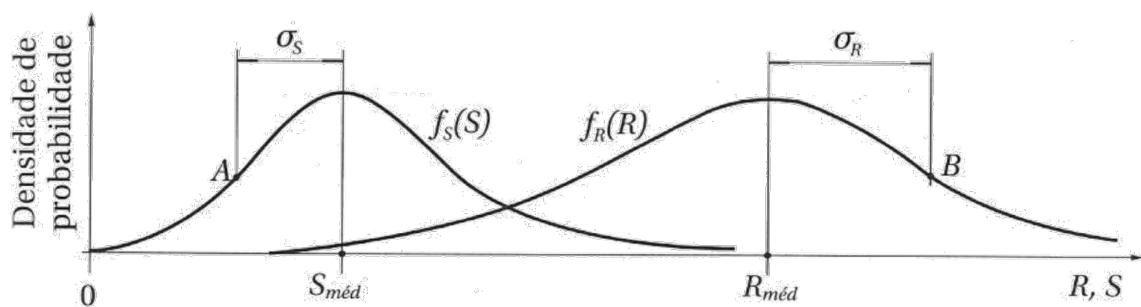
Diante da infinidade de combinações que podem ocorrer e consequentemente heterogeneidade e irregularidade, para Souza (2015) a capacidade de carga de um projeto pode ser diferente, assim se faz necessário admitir que uma teoria sobre os riscos e então estabelecer uma margem de segurança que seja economicamente viável. Além da variedade

da capacidade do solo ( $R$ ), um projeto também tende a apresentar uma variação das cargas atuantes ( $S$ ).

Enquanto os métodos determinísticos fixam valores de segurança, deixando de lado assim as variações acima discutidas, a formulação probabilística permite que incertezas sejam levadas em consideração.

Cintra e Aoki (2010) defendem que a probabilidade de ruína deve ser inclusa nas verificações de segurança de um projeto. Para os autores as variações das solicitações e resistência podem ser utilizadas para construir curvas das funções de densidade de probabilidade tanto de resistência  $f_R(R)$  quanto de solicitação  $f_S(S)$ , este cenário é ilustrado pela figura 13.

Figura13. Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação



Fonte: Cintra; Aoki, 2010.

Observando a figura 13 pode-se identificar as médias da solicitação e da resistência assim como os pontos de inflexão da curva, A e B, e os respectivos desvios padrão ( $\sigma_S$  e  $\sigma_R$ ) que quantificam a dispersão em torno do valor médio das variáveis independentes aleatórias  $S$  e  $R$ . Essas variações são expressas pelas equações 28 e 29:

$$v_S = \frac{\sigma_S}{S_{méd}} = \text{coeficiente de variação da solicitação} \quad 28$$

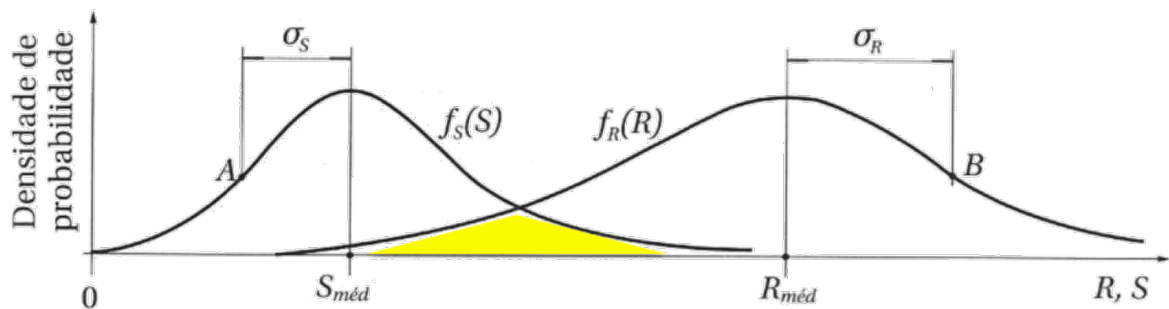
$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_{méd}} = \text{coeficiente de variação da resistência} \quad 29$$

O fator de segurança global ( $F_S$ ) originário da relação entre os valores médios de resistência ( $R_{méd}$ ) e de solicitação ( $S_{méd}$ ), este fator desconsidera as variabilidades conforme verifica-se na equação 30.

$$F_S = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad 30$$

Como sempre há uma variabilidade nas solicitações e resistências, observando a figura 14 nota-se que o fator de segurança global indica o afastamento entre as curvas além do afastamento entre os valores médios.

Figura 14. Curva de probabilidade de ruína



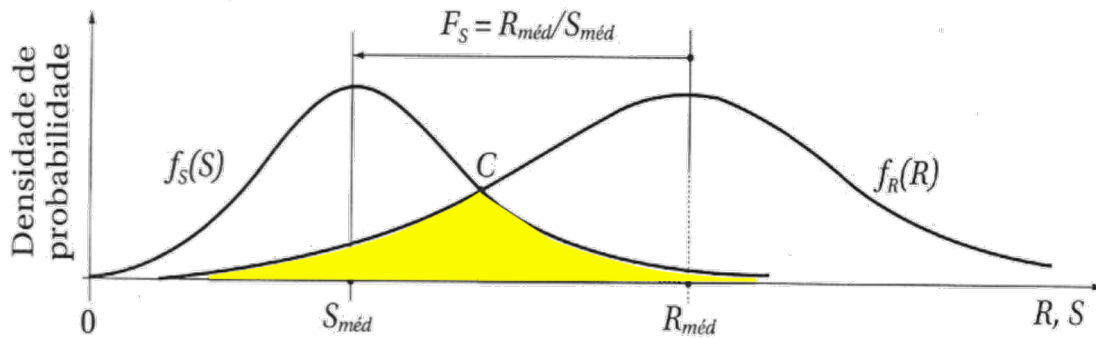
Fonte: Cintra; Aoki (2010) modificada pelo autor, 2017.

Nota-se na figura 14 que a interceptação das curvas, no ponto C, constata-se que há pontos em que a solicitação supera a resistência, o que caracteriza uma situação de ruína. Assim, a probabilidade de ruína ( $p_f$ ) corresponde à área abaixo da região da superposição destacada em amarelo. O valor desta área pode ser calculado pela equação 31:

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S)F_R(S)dS \quad 31$$

Aproximando as curvas conforme mostra a figura 15, pode-se observar que a área referente à densidade da probabilidade de ruína é maior se comparada à figura 13. Então, nota-se uma correlação entre fator de segurança global e probabilidade de ruína: quanto menor o valor do fator de segurança global maior torna-se a probabilidade de ruína. Pode-se também inferir que o uso do fator de segurança deve ser acompanhado pela análise da probabilidade de ruína ser aceitável ou não, uma margem de segurança.

Figura 15. Curva de probabilidade de ruína: influência do fator de segurança



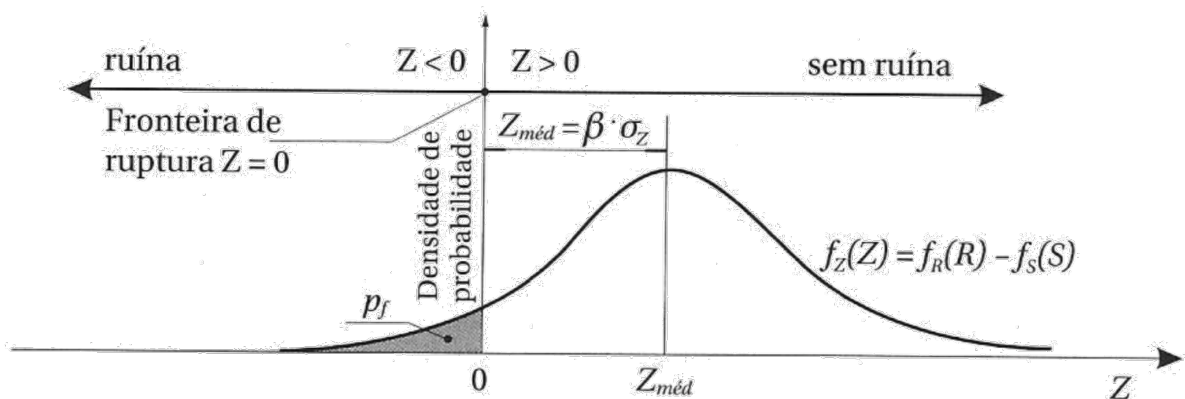
Fonte: Cintra; Aoki (2010) modificada pelo autor, 2017.

Partindo do pressuposto que solicitação e resistência são estatisticamente independentes, os autores definem a função da margem de segurança  $f_z(Z)$  dada pela diferença entre as curvas de resistência e solicitação verificada na equação 32.

$$f_z(Z) = f_R(R) - f_S(S) \quad 32$$

Assim, a ruína ocorre quando encontra-se valores de  $Z$  nulos ou negativos, assim a resistência é menor que a solicitação, e não há ruína quando  $Z$  é positivo. A figura 16 ilustra este cenário, a área hachurada corresponde à probabilidade de ruína

Figura 16. Função margem de segurança



Fonte: Cintra; Aoki, 2010

Para distribuição normal de resistência e solicitação, o desvio padrão ( $\sigma_z$ ) da função margem de segurança é dado pela equação 33:

$$\sigma_z = \sqrt{(\sigma_R)^2 + (\sigma_S)^2} \quad 33$$

Já o valor médio ( $Z_{med}$ ) pode ser encontrado aplicando a equação 34:

$$Z_{med} = R_{med} - S_{med} \quad 34$$

Sabendo que o fator de segurança corresponde a equação

$$F_s = \frac{R_{med}}{S_{med}} \quad 30$$

Reescrevendo a equação 34, substituindo equação 34 tem que o valor médio da margem de segurança pode ser calculado pela equação 35.

$$Z_{med} = S_{med} (F_s - 1) \quad 35$$

Uma outra maneira de calcular o valor médio da margem de segurança é em termos do desvio padrão ( $\sigma_z$ ) e de um índice de confiabilidade ( $\beta$ ), conforme a equação 36 apresenta.

$$Z_{med} = \beta \sigma_z \quad 36$$

Observando-se novamente a figura 09, nota-se que maior é a probabilidade quanto menor for o valor médio da margem de segurança, assim verifica-se que existe uma relação inversa quanto à probabilidade de ruína e o índice de confiabilidade, expresso pela equação 37.

$$\beta = \frac{Z_{med}}{\sigma_z} = \frac{1}{v_z} \quad 37$$

Reorganizando as equações 35 e 36, verifica-se a relação entre margem de segurança, o fator de segurança e o índice de confiabilidade, conforme a equação 38 apresenta.

$$S_{med}(F_s - 1) = \beta \sigma_z \quad 38$$

Isto indica que estes valores são estatisticamente dependentes, desenvolvendo a equação 38 chega-se a uma equação 39 do segundo grau.

$$F_S^2(\beta^2 v_R^2 - 1) + 2 F_S + \beta^2 v_S^2 - 1 = 0 \quad 39$$

A raiz positiva desta equação é determinada pela equação 40:

$$F_S = \frac{1 + \beta \sqrt{v_S^2 + v_R^2 - \beta^2 v_S^2 v_R^2}}{1 - \beta^2 v_R^2} \quad 40$$

Uma vez que as curvas de solicitação e resistência são fixadas e, definidas pelos respectivos coeficientes de variação  $v_R$  e  $v_S$ , o fator de segurança global ( $F_S$ ) passa a depender do índice de confiabilidade ( $\beta$ ), percebe-se que confiabilidade e segurança são fatores matematicamente indissociáveis .

A relação inversa expressa pela equação 41:

$$\beta = \frac{1 - 1/F_S}{\sqrt{v_R^2 + (1/F_S)^2 v_S^2}} \quad 41$$

Enquanto a probabilidade de ruína ( $p_f$ ) é uma função direta do índice de confiabilidade demonstrado pela equação 42:

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad 42$$

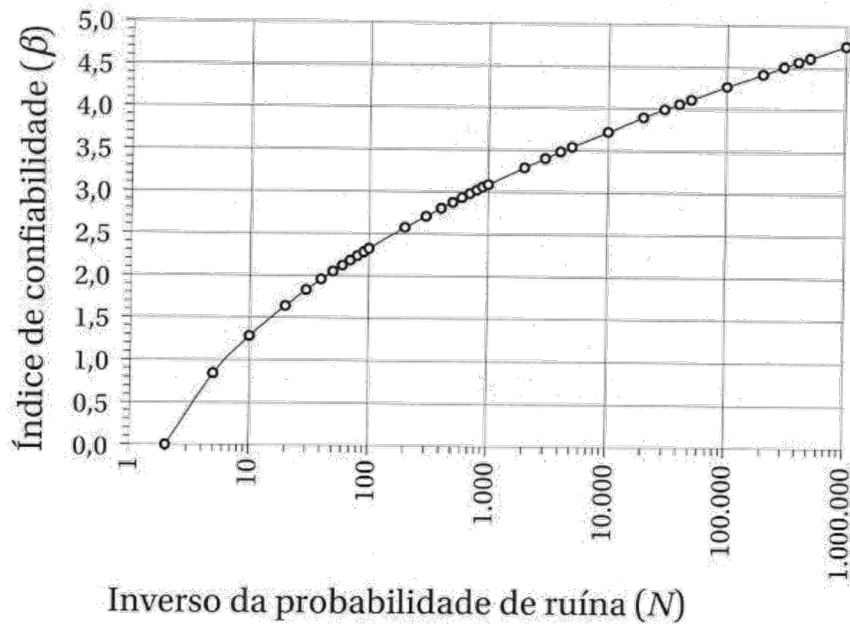
A função distribuição normal padrão ( $\Phi$ ) utilizando-se o programa *Microsoft Excel*, a probabilidade de ruína pode ser obtida conforme a expressão:

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

Fixando-se as curvas de resistência e solicitação, juntamente com seus respectivos coeficientes de variação  $v_R$  e  $v_S$ , para cada fator de segurança corresponde-se uma probabilidade de ruína.



Figura 17. Relação entre índice de confiabilidade e o inverso da probabilidade de ruína



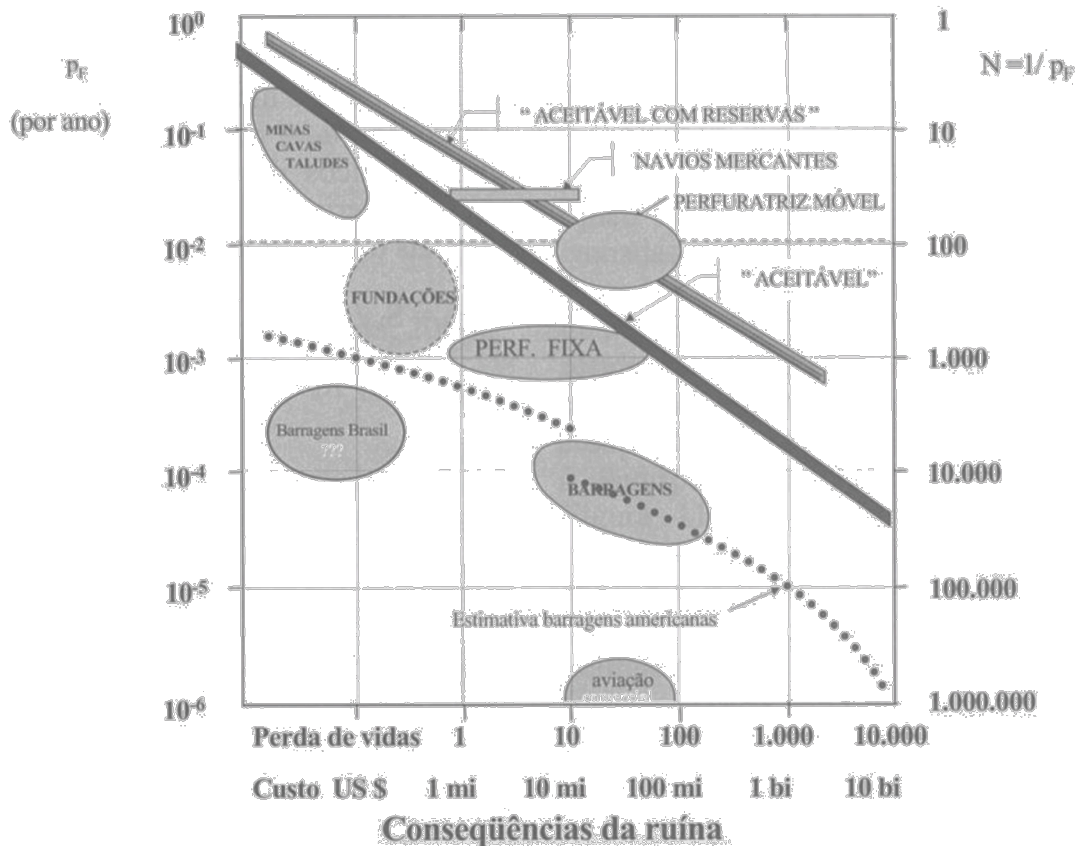
Fonte: Cintra; Aoki, 2010

Para se estabelecer uma estimativa de risco com valores de projetos aceitáveis relaciona-se o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e o inverso da probabilidade de ruína ( $N$ ), conforme verifica-se a equação 43 e ilustrado na figura 17.

$$N = \frac{1}{p_f} \quad 43$$

Cintra e Aoki (2010) discutem valores de intervalo que indiquem risco de ruína em uma obra, ainda não por literatura um valor consensual, para os fatores de segurança entre 2 e 3, por exemplo, correspondem a uma probabilidade entre 1/1000 a 1/10000. Os autores ainda apresentam um outro intervalo menor de 1/100 a 1/1000, também proposto por Aoki (2005). Observando a figura 18 nota-se que este corresponde à probabilidade de ruína para projetos de fundações.

Figura 18. Valores usuais de probabilidade e consequências de ruptura



Fonte: Whitman, 1984, adaptado por Aoki, 2005.

E, por fim, propõem com a equação 44, uma maneira abrangente da aplicabilidade da probabilidade ruína ( $p_f$ ) deve ser a relação de 1 para o número de estacas ( $n$ ) somada a um.

$$p_f \leq \frac{1}{n+1} \quad 44$$

Na publicação de Aoki (2005) encontra-se a análise de probabilidade de ruína de estacas destinadas a um tanque, em que foi calculado um índice de confiabilidade 3,21 para um fator de segurança de 2,26, e uma probabilidade de ruína de 1/1527, sendo esses valores em consonância com os recomendados por Cintra e Aoki (2010).

Em estudo semelhante, Pereira Jr. (2003) analisou a confiabilidade na cravação de estacas de concreto pré-moldado que resultou em um fator de segurança de 3, valor superior ao recomendado pela norma, para um índice de confiabilidade de 2,5 e probabilidade de 1/162.

#### 2.4.3.1 Verificação da Normalidade da Amostra

A determinação do comportamento de uma amostra permite realizar análises mais adequadas de um conjunto de dados, em se tratando de validar inferências acerca de parâmetros se faz necessário verificar que o conjunto de dados apresentam comportamento de distribuição normal.

Existem diferentes métodos estatísticos para determinar o ajuste de dados à distribuição normal, um ponto em comum entre todos é pressuposição de que a hipótese de normalidade de dados ( $H_0$ ) é válida quando o parâmetro valor (valor-p, *p-value* ou significância) resulta em valores superiores a 0,05 e, caso contrário, para valor-p menor que 0,05 a hipótese nula é rejeitada (Lopes *et al*, 2013).

O tamanho da amostra é que define qual tipo de tratamento estatístico esse conjunto de dados deve sofrer, para amostras pequenas (entre 4 e 30 unidades) indica-se o uso do Shapiro-Wilk teste ou Shapiro-Francia, já em amostras maiores que 50 unidades, recomenda-se testes como Anderson-Darling e Jarque-Bera por exemplo (Miot, 2017).

Basicamente um conjunto de dados pode apresentar distribuição normal ou anormal, pode ser também denominada livre. Para o primeiro caso, os dados se concentram próximo da média e com dispersão simétrica a partir do ponto central, e para esses casos, Nomando *et al* (2010) indicam que para comparar conjuntos de dados para determinar se existe diferença significativa entre eles utiliza-se o teste t de Student. Quando o contrário ocorre, testes não-paramétricos como o Wilcoxon teste pode ser utilizado para determinar o nível de significância entre conjuntos de dados.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção apresentam-se os materiais de estudo deste trabalho: coleta de dados reais que incluem as informações das estacas, sondagens e ensaios de campo; bem como os métodos escolhidos para atender aos objetivos: modelos de cálculo, fórmulas e roteiros de análise.

#### 3.1 Objeto de Estudo

##### 3.1.1 Caracterização

O objeto estudado no presente trabalho é uma obra de fundações profundas, realizada com uso de estacas pré-moldadas de concreto centrifugado, cujas as informações foram obtidas na monografia intitulada “*Comparações entre métodos de cálculo semi-empíricos, provas de carga e fórmulas dinâmicas por repique elástico e nega aplicada ao caso de uma obra real*”, autoria de André Esposito Querelli, no ano de 2012 para a Universidade Federal de São Carlos. O principal objetivo de Querelli (2012) foi comparar os valores encontrados nas provas de carga estática e dinâmica à estimativas de carga calculada por formulações que utilizam os valores de nega e repique.

##### 3.1.2 Estacas

As estacas pré-moldadas em concreto centrifugado apresentam o mesmo diâmetro de 50 centímetros, comprimento que varia 24 m a 28,5 m, e carga de catálogo de 1700 kN. Todas as estacas possuem ficha de cravação e foram submetidas ao ensaio de carregamento dinâmico.

Embora na obra em questão existam 132 estacas, no referido trabalho, o autor optou por analisar apenas 10 estacas. Neste conjunto de estacas apresentam-se diferentes tipos no que diz respeito à execução e também em diâmetro, para o presente estudo utilizou-se apenas estacas do mesmo tipo, pré-moldada de concreto centrifugado, e mesma seção transversal, para se obter uma análise mais homogênea, perfazendo um total de 6 estacas. A tabela 04 apresenta as características de cada estaca.

Tabela 04. Características das Estacas

<b>Estaca</b>	<b>Comprimento Cravado (m)</b>	<b>Diâmetro (m)</b>
E-60	24,20	0,50
E-74	24,00	0,50
E-75	24,20	0,50
E-92	24,80	0,50
E-95	28,50	0,50
E-124	25,00	0,50

Fonte: Querelli, 2012.

### 3.1.3 Sondagens

As estacas selecionadas estão posicionadas próximas a 3 furos de sondagem diferentes, SP-04, SP-06 e SP-10, e na tabela 05 pode-se verificar o furo de sondagem relativo a cada estaca.

Tabela 05. Sondagem de referência das estacas

<b>Estaca</b>	<b>Sondagem</b>
E-60	SP-10
E-74	SP-10
E-75	SP-10
E-92	SP-10
E-95	SP-06
E-124	SP-04

Fonte: Querelli, 2012

Vale ressaltar que as sondagens foram realizadas por duas empresas diferentes e, que os dados no SP-10 não foram concedidos totalmente, tem-se apenas os dados até 18 m. Para a profundidade restante o autor utilizou dados de 3 sondagens vizinhas, e por interpolação determinou o  $N_{SPT}$ , assim com o tipo de solo. O Anexo A apresenta os 3 perfis de sondagem utilizados neste trabalho.

### 3.2 Ensaio e controles de campo

#### 3.2.1 Controle de cravação

Todas as estacas apresentam ficha de cravação identificando o tipo de bate estaca, altura da queda, peso do martelo e diagrama de cravação com valores de repique e nega registrados, e podem ser verificados no Anexo B. A tabela 06 apresenta um resumo das informações registradas na ficha de controle.

Tabela 06. Resumo das Fichas de Cravação

<b>Estaca</b>	<b>Nome do Bate Estaca</b>	<b>Peso do Martelo (kN)</b>	<b>Altura de Queda (m)</b>	<b>Nega p/ 10 golpes (mm)</b>	<b>Repique (mm)</b>
E-60	D32	43	1,20	6,0	21,0
E-74	D32	43	1,20	5,0	19,0
E-75	D32	43	1,20	6,0	20,0
E-92	D32	43	1,20	6,0	19,0
E-95	D32	43	1,20	5,0	19,0
E-124	D32	43	1,20	7,0	20,0

Fonte: Querelli, 2012.

#### 3.2.2 Ensaio de Carregamento Dinâmico

Todas 6 as estacas foram submetidas ao ensaio de carregamento dinâmico como o aparelho PDA<sup>®</sup>, os dados coletados foram analisados pelo método Case<sup>®</sup>. A tabela 07 identifica a diferença em dias entre o término da cravação e a execução do ensaio de carregamento dinâmico. O método de energia crescente foi utilizado na realização do ensaio e a partir dos resultados encontrados traçou-se as curvas de carga e recalque.

Tabela 07. Diferença em dias do final da cravação e execução do ensaio

<b>Estaca</b>	<b>Dias da cravação até ensaio</b>
E-60	8
E-74	4
E-75	3
E-92	2
E-95	2
E-124	26

Fonte: Querelli, 2012.

### 3.3 Métodos Utilizados e Roteiro

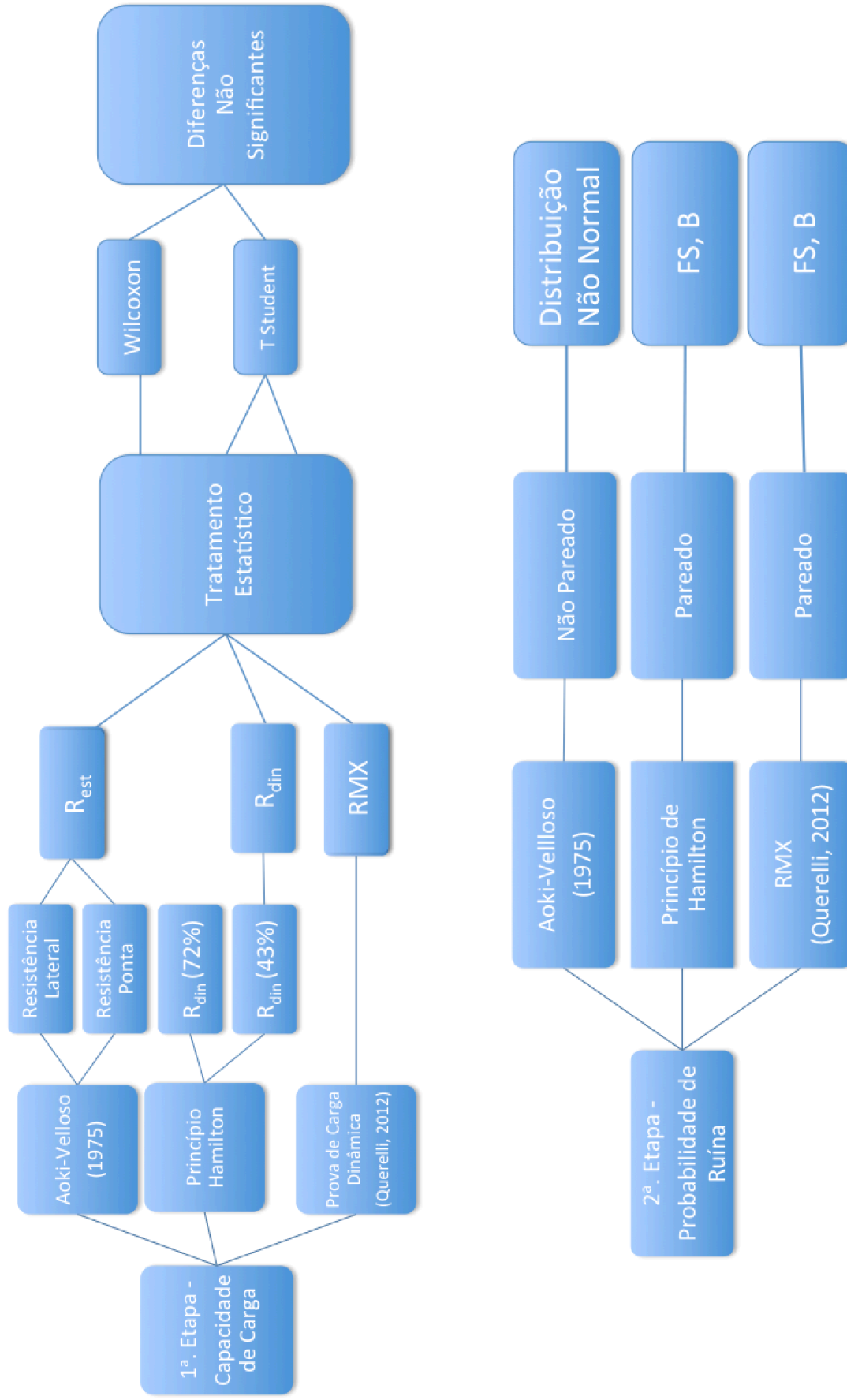
Para atender aos objetivos deste trabalho, estimou-se da capacidade de carga pelo método estático de Aoki-Velloso (1975) e pelo princípio da conservação de energia – Princípio de Hamilton (método dinâmico). Para este método, calculou-se a capacidade de carga primeiramente com o valor teórico usual de eficiência de 72% e com valor médio experimental determinado por Neves (2004) que apresentou valores mais condizentes com a teoria discutida na revisão bibliográfica. A partir da determinação das capacidades calculou-se a probabilidade de ruína para os diferentes cenários. Um resumo das ações citadas estão apresentadas no fluxograma a seguir na figura 19.

#### 3.3.1 Procedimentos Estatísticos

Os dados referentes às capacidades de carga pelo método Aoki-Velloso (1975), pelo Princípio da Conservação da Energia – Princípio de Hamilton – e pela prova de carga dinâmica, foram determinados e, em seguida, tabulados no *Microsoft Excel*. Para auxiliar no procedimento estatístico utilizou-se o *software R* (R CORE TEAM, 2017), onde, inicialmente, verificou-se a normalidade dos dados por meio do teste de Shapiro-Willk ( $\alpha=0,05$ ). Para Silva, Silva e Gontijo (2017) esse procedimento é fundamental para garantir se os dados se adequam a uma distribuição normal, garantindo uma boa escolha dos testes de comparação realizados *a posteriori*.

Quando os dados revelaram distribuição normal, o *test t* ( $\alpha=0,05$ ) foi utilizado para comparar os valores, considerando que estes são pareados. Do contrário, quando os dados não foram paramétricos se fez uso do teste de *Wilcoxon signed rank* ( $\alpha=0,05$ ) para comparar os valores, dado que os dados são pareados.

Figura 19. Fluxograma de Roteiro de Cálculo



Fonte: Autor, 2017.



## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para estimar a capacidade de carga do conjunto solo-estaca assim como a probabilidade de ruína utilizou-se as equações apresentadas na revisão bibliográfica. A seguir, pode-se verificar os valores encontrados para cada estaca e por fim a probabilidade de ruína para cada uma das estimativas.

### 4.1 Estacas: E-60 E-75 E E-92

#### 4.1.1 Dados Iniciais

As estacas E-60, E-75 e E-92 possuem as mesmas características geométricas, cotas de cravação na mesma camada e, estão lotadas próximas ao mesmo furo de sondagem. Os dados iniciais estão resumidos na tabela 08.

Tabela 08. Dados iniciais estaca E-60, E-75 e E-92

Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Perímetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	F <sub>1</sub> (1 + D/0,80)	F <sub>2</sub> (2F <sub>1</sub> )	S <sub>10</sub> (mm)	ρ (%)	Peso	
								Martelo (kN)	Altura da Queda (m)
24,20/24,80*	0,50	1,57	0,20	1,625	3,25	6,0	43	43	1,2

Fonte: Querelli, 2012.

\*As estacas E-60, E-75 possuem comprimento de cravação de 24,20 m e, a E-92 tem 24,80 m de comprimento de cravação, todas estão posicionadas na mesma camada de solo.

Área = área da seção transversal da estaca;

F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub>= fatores de correção da forma;

S<sub>10</sub>= nega para 10 golpes, medida em milímetros;

ρ= eficiência do martelo, expressa em porcentagem.

### 4.1.2 Capacidade de Carga – Método Aoki-Velloso (1975)

#### 4.1.2.1 Resistência Lateral

Até o comprimento de 24,20 m e 24,80 m são de 10 camadas, aplicando a equação 10:

$$R_L = U \sum \frac{(N_{SPT} \alpha k \Delta_L)}{F_2} = R_{c_1} + R_{c_2} + R_{c_3} + R_{c_4} + R_{c_5} + R_{c_6} + R_{c_7} + R_{c_8} + R_{c_9} + R_{c_{10}}$$

$$R_L = \frac{(8*220*0,04*2*1,57)}{3,25} + \frac{(5*230*0,034*1*1,57)}{3,25} + \frac{(10*1000*0,014*5*1,57)}{3,25} + \frac{(3*220*0,04*2*1,57)}{3,25} +$$

$$\frac{(3*230*0,034*3*1,57)}{3,25} + \frac{(13*350*0,024*1*1,57)}{3,25} + \frac{(16*220*0,04*3*1,57)}{3,25} + \frac{(10*330*0,02*2*1,57)}{3,25} +$$

$$\frac{(15*700*0,024*4*1,57)}{3,25} + \frac{(53*330*0,03*1,2*1,57)}{3,25} = 1628,95 \text{ kN}$$

$$R_L^* = \frac{(8 * 220 * 0,04 * 2 * 1,57)}{3,25} + \frac{(5 * 230 * 0,034 * 1 * 1,57)}{3,25} + \frac{(10 * 1000 * 0,014 * 5 * 1,57)}{3,25} \\ + \frac{(3 * 220 * 0,04 * 2 * 1,57)}{3,25} + \frac{(3 * 230 * 0,034 * 3 * 1,57)}{3,25} + \frac{(13 * 350 * 0,024 * 1 * 1,57)}{3,25} \\ + \frac{(16 * 220 * 0,04 * 3 * 1,57)}{3,25} + \frac{(10 * 330 * 0,02 * 2 * 1,57)}{3,25} + \frac{(15 * 700 * 0,024 * 4 * 1,57)}{3,25} \\ + \frac{(53 * 330 * 0,03 * 1,8 * 1,57)}{3,25} = 1781,11kN$$

A sondagem utilizada para calcular as estacas E-60, E-75 e E-92 é a SP-10, na . tabela 09 apresenta os valores de  $N_{med}$ , coeficiente ( $K$ ), razão de atrito ( $\alpha$ ), comprimento da camada ( $\Delta_l$ ), e o resultado da resistência lateral correspondente a cada uma das camadas.

Tabela 09. Resistências: lateral por camada, lateral total, de ponta e de ruptura das estacas E-60, E-75 e E-92

Prof (m)	Tipo de Solo	$N_{final}$	$N_{med}$	$K$ (MPa)	$\alpha$	$\Delta_l$ (m)	$R_l$ (kN)
1	ARGILA	11	8.0	0.22	4.00	2.00	68.05
2	SILTOSA	6					
3	SILTE ARGILOSO	5	5.0	0.23	3.40	1.00	18.90
4	AREIA FINA	9	10.0	1.00	1.40	5.00	338.33
5		10					
6		14					
7		11					
8		9					
9	ARGILA	3	3.0	0.22	4.00	2.00	25.52
10	SILTOSA	4					
11	SILTE ARGILOSO	2	3.0	0.23	3.40	3.00	34.02
12		2					
13		5					
14	ARGILA ARENOSA	13	13.0	0.35	2.40	1.00	52.78
15	ARGILA SILTOSA	18	16.0	0.22	4.00	3.00	204.16
16		17					
17		13					
18	ARGILA SILTO- ARENOSA	12	10.0	0.33	3.00	2.00	95.70
19		8					
20	AREIA SILTO- ARGILOSA	9	15.0	0.70	2.40	4.00	487.19
21		9					
22		12					
23		30					
24	ARGILA SILTO- ARENOSA	53	53.0	0.33	3.00	1.20 1.80*	304.32 456.48*
<b>Resistência de Ruptura (kN)</b>		<b>3742.27</b> <b>3894.43*</b>	Resistência de Ponta (kN)	2113.33	Resistência Lateral Total (kN)		1628.95 1781,11*

Fonte: Autor, 2017.

\*Valores relativos à estaca E-92 com comprimento de 24,80 metros.

#### 4.1.2.2 Resistência de Ponta

A resistência de ponta é determinada pela equação 05:

$$R_p = \frac{N_{SPT} k A_p}{F_1} = \frac{53 * 330 * 0,2}{1,625} = 2133,33 \text{ kN}$$

#### 4.1.2.3 Carga de Ruptura

Para encontrar a carga de ruptura aplica-se a equação 01:

$$R = R_L + R_p = 1628,95 + 2133,33 = 3742,27 \text{ kN}$$

$$R^* = R_L + R_p = 1781,11 + 2133,33 = 3984,43 \text{ kN}$$

#### 4.1.3 Capacidade de Carga – Princípio de Hamilton

A carga de ruptura utilizando o Princípio de Hamilton é demonstrada pela equação 25.

$$R = \frac{\rho H M g}{S} = \frac{0,43 * 1,2 * 4300 * 9,81/1000}{0,006} = 3627,74 \text{ kN}$$

### 4.2 Estaca E-74

#### 4.2.1 Dados Iniciais

Os dados iniciais da estaca E-74 estão resumidos na tabela 10.

Table 10. Dados iniciais estaca E-74

Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Perímetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	F <sub>1</sub> (1 + D/0,80)	F <sub>2</sub> (2F <sub>1</sub> )	S <sub>10</sub> (mm)	ρ (%)	Peso	
								Martelo (kN)	Altura da Queda (m)
24,00	0,50	1,57	0,20	1,625	3,25	5,0	43	43	1,2

Fonte: Querelli, 2012.

Área = área da seção transversal da estaca;

F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub>= fatores de correção da forma;

S<sub>10</sub>= nega para 10 golpes, medida em milímetros;

ρ= eficiência do martelo, expressa em porcentagem.

#### 4.2.2 Capacidade de Carga – Método Aoki-Velloso (1975)

A sondagem utilizada para calcular a estaca E-74 é a SP-10, encontra-se a verificação do comprimento 24,00 m. A tabela 11 apresenta os valores de  $N_{med}$ , coeficiente ( $k$ ), razão de atrito ( $\alpha$ ), comprimento da camada ( $\Delta_L$ ), e o resultado da resistência lateral correspondente a cada uma das camadas.

Tabela 11. Resistências: lateral por camada, lateral total, de ponta e de ruptura da estaca E-74

Prof (m)	Tipo de Solo	$N_{final}$	$N_{med}$	$K$ (MPa)	$\alpha$	$\Delta_L$ (m)	$R_p$ (kN)
1	ARGILA SILTOSA	11	8.0	0.22	4.00	2.00	68.05
2		6					
3	SILTE ARGILOSO	5	5.0	0.23	3.40	1.00	18.90
4	AREIA FINA	9	10.0	1.00	1.40	5.00	338.33
5		10					
6		14					
7		11					
8		9					
9	ARGILA SILTOSA	3	3.0	0.22	4.00	2.00	25.52
10		4					
11	SILTE ARGILOSO	2	3.0	0.23	3.40	3.00	34.02
12		2					
13		5					
14	ARGILA ARENOSA	13	13.0	0.35	2.40	1.00	52.78
15	ARGILA SILTOSA	18	16.0	0.22	4.00	3.00	204.16
16		17					
17		13					
18	ARGILA SILTO-ARENOSA	12	10.0	0.33	3.00	2.00	95.70
19		8					
20	AREIA SILTO-ARGILOSA	9	15.0	0.70	2.40	4.00	487.19
21		9					
22		12					
23		30					
<b>Resistência de Ruptura (kN)</b>		<b>3862.07</b>	Resistência de Ponta (kN)	2537.44	Resistência Lateral total (kN)		1324.63

Fonte: Autor, 2017.

##### 4.2.2.1 Resistência Lateral

Até o comprimento de 24,00 m são de 9 camadas, aplicando a equação 10:

$$R_L = U \sum \frac{(N_{SPT} \alpha k \Delta_L)}{F_2} = R_{c_1} + R_{c_2} + R_{c_3} + R_{c_4} + R_{c_5} + R_{c_6} + R_{c_7} + R_{c_8} + R_{c_9}$$

$$R_L = \frac{(8*220*0,04*2*1,57)}{3,25} + \frac{(5*230*0,034*1*1,57)}{3,25} + \frac{(10*1000*0,014*5*1,57)}{3,25} + \frac{(3*220*0,04*2*1,57)}{3,25} +$$

$$\frac{(3*230*0,034*3*1,57)}{3,25} + \frac{(13*350*0,024*1*1,57)}{3,25} + \frac{(16*220*0,04*3*1,57)}{3,25} + \frac{(10*330*0,02*2*1,57)}{3,25} +$$

$$\frac{(15*700*0,024*4*1,57)}{3,25} = 1324,63 \text{ kN}$$

#### 4.2.2.2 Resistência de Ponta

A resistência de ponta é determinada pela equação 05:

$$R_p = \frac{N_{SPT} k A_p}{F_1} = \frac{30 * 700 * 0,2}{1,625} = 2537,44 \text{ kN}$$

#### 4.2.2.3 Carga de Ruptura

Para encontrar a carga de ruptura aplica-se a equação 01:

$$R = R_L + R_p = 1324,62 + 2537,44 = 3862,07 \text{ kN}$$

#### 4.2.3 Capacidade de Carga – Princípio de Hamilton

A carga de ruptura utilizando o Princípio de Hamilton é demonstrada pela equação 25.

$$R = \frac{\rho H M g}{S} = \frac{0,43 * 1,2 * 4300 * 9,81/1000}{0,005} = 4353,29 \text{ kN}$$

### 4.3 Estaca E-95

#### 4.3.1 Dados Iniciais

Os dados iniciais estão resumidos na tabela 12.

Tabela 12. Dados iniciais estaca E-95

Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Perímetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	F <sub>1</sub> (1 + D/0,80)	F <sub>2</sub> (2F <sub>1</sub> )	S <sub>10</sub> (mm)	ρ (%)	Peso	
								Martelo (kN)	Altura da Queda (m)
28,50	0,50	1,57	0,20	1,625	3,25	5,0	43	43	1,2

Fonte: Querelli, 2012.

Área = área da seção transversal da estaca;

F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub>= fatores de correção da forma;

S<sub>10</sub>= nega para 10 golpes, medida em milímetros;

ρ= eficiência do martelo, expressa em porcentagem.

#### 4.3.2 Capacidade de Carga – Método Aoki-Velloso (1975)

##### 4.3.2.1 Resistência Lateral

Até o comprimento de 28,50 m são de 9 camadas, aplicando a equação 10:

$$R_L = U \sum \frac{(N_{SPT} \alpha k \Delta_L)}{F_2} = R_{c_1} + R_{c_2} + R_{c_3} + R_{c_4} + R_{c_5} + R_{c_6} + R_{c_7} + R_{c_8} + R_{c_9}$$

$$R_L = \frac{(7*220*0,04*2*1,57)}{3,25} + \frac{(9*600*0,03*5*1,57)}{3,25} + \frac{(2*220*0,04*2*1,57)}{3,25} + \frac{(5*500*0,028*1*1,57)}{3,25} + \frac{(7*220*0,04*1*1,57)}{3,25} +$$

$$\frac{(2*600*0,03*2*1,57)}{3,25} + \frac{(22*220*0,04*5*1,57)}{3,25} + \frac{(14*7000*0,023*5*1,57)}{3,25} + \frac{(30*220*0,04*6,5*1,57)}{3,25} = 602,94 \text{ kN}$$

##### 5.3.2.2 Resistência de Ponta

A resistência de ponta é determinada pela equação 05:

$$R_p = \frac{N_{SPT} k A_p}{F_1} = \frac{30 * 220 * 0,2}{1,625} = 398,74 \text{ kN}$$

##### 4.3.2.3 Carga de Ruptura

Para encontrar a carga de ruptura aplica-se a equação 01:

$$R = R_L + R_p = 586,99 + 398,74 = 985,74 \text{ kN}$$

A sondagem utilizada para calcular a estaca E-95 é a SP-04, encontra-se a verificação do comprimento 28,50 m. A tabela 13 apresenta os valores de  $N_{med}$ , coeficiente ( $k$ ), razão de atrito ( $\alpha$ ), comprimento da camada ( $\Delta_l$ ), e o resultado da resistência lateral correspondente a cada uma das camadas.

Tabela 13. Resistências: lateral por camada, lateral total, de ponta e de ruptura da estaca E-95

Prof (m)	Tipo de Solo	$N_{final}$	$N_{med}$	$K$ (MPa)	$\alpha$	$\Delta_l$ (m)	$R_p$ (kN)
1	ARGILA	8					
2	SILTOSA	7	7	0.22	4.00	2.00	14,89
3		9					
4		10					
5	AREIA	5	9	0.60	3.00	5.00	97.87
6	ARGILOSA	9					
7		14					
8	ARGILA	2					
9	SILTOSA	2	2	0.22	4.00	2.00	4.25
10	AREIA	2	2	0.50	2.80	1.00	3.38
	ARGILO						
	SILTOSA						
11	ARGILA	7	7	0.22	4.00	1.00	7.44
	SILTOSA						
12	AREIA	2					
13	ARGILOSA	2	2	0.60	3.00	2.00	8.70
14		54					
15		15					
16	ARGILA	14	22	0.22	4.00	5.00	116.96
17	SILTOSA	16					
18		14					
19		16					
20	AREIA	14					
21	SILTO	14	14	0.70	2.40	5.00	142.10
22	ARGILOSA	13					
23		15					
24		57					
25		53					
26	ARGILA	13	30	0.22	4.00	6.50	207.35
27	SILTOSA	12					
28		15					
29		15					
<b>Resistência de Ruptura (kN)</b>		<b>1001.68</b>	Resistência de Ponta (kN)	398.74	Resistência Lateral Total (kN)		602.94

Fonte: Autor, 2017.

#### 4.3.3 Capacidade de Carga – Princípio de Hamilton

A carga de ruptura utilizando o Princípio de Hamilton é demonstrada pela equação 25.

$$R = \frac{\rho H M g}{S} = \frac{0,43 * 1,2 * 4300 * 9,81/1000}{0,005} = 4353,29 \text{ kN}$$

#### 4.4 Estaca E-124

##### 4.4.1 Dados Iniciais

Os dados iniciais estão resumidos na tabela 14.

Tabela 14. Dados iniciais estaca E-124

Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Perímetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	F <sub>1</sub> (1 + D/0,80)	F <sub>2</sub> (2F <sub>1</sub> )	S <sub>10</sub> (mm)	ρ (%)	Peso	
								Martelo (kN)	Altura da Queda (m)
25,00	0,50	1,57	0,20	1,625	3,25	7,0	43	43	1,2

Fonte: Querelli, 2012.

Área = área da seção transversal da estaca;

F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub> = fatores de correção da forma;

S<sub>10</sub> = nega para 10 golpes, medida em milímetros;

ρ = eficiência do martelo, expressa em porcentagem.

#### 4.4.2 Capacidade de Carga – Método Aoki-Velloso (1975)

##### 4.4.2.1 Resistência Lateral

Até o comprimento de 25,00 m são de 5 camadas, aplicando a equação 10:

$$R_L = U \sum \frac{(N_{SPT} \alpha k \Delta_L)}{F_2} = R_{c_1} + R_{c_2} + R_{c_3} + R_{c_4} + R_{c_5}$$

$$R_L = \frac{(6*400*0,03*2*1,57)}{3,25} + \frac{(6*600*0,03*9*1,57)}{3,25} + \frac{(2*220*0,04*2*1,57)}{3,25} + \frac{(14*500*0,028*1*1,57)}{3,25} + \frac{(8*800*0,02*4*1,57)}{3,25} = 1085,73 \text{ kN}$$

##### 4.4.2.2 Resistência de Ponta

A resistência de ponta é determinada pela equação 05:

$$R_p = \frac{N_{SPT} k A_p}{F_1} = \frac{7 * 800 * 0,2}{1,625} = 676,65 \text{ kN}$$

##### 4.4.2.3 Carga de Ruptura

Para encontrar a carga de ruptura aplica-se a equação 01:



$$R = R_L + R_p = 1085,73 + 676,65 = 1762,39 \text{ kN}$$

#### 4.4.3 Capacidade de Carga – Princípio de Hamilton

A carga de ruptura utilizando o Princípio de Hamilton é demonstrada pela equação 25.

$$R = \frac{\rho H M g}{S} = \frac{0,43 * 1,2 * 4300 * 9,81/1000}{0,007} = 3109,49 \text{ kN}$$

A sondagem utilizada para calcular a estaca E-124 é a SP-06, encontra-se a verificação do comprimento 25,00 m. A tabela 15 apresenta os valores de  $N_{med}$ , coeficiente ( $k$ ), razão de atrito ( $\alpha$ ), comprimento da camada ( $\Delta_l$ ), e o resultado da resistência lateral correspondente a cada uma das camadas.

Tabela 15. Resistências: lateral por camada, lateral total, de ponta e de ruptura da estaca E-124

Prof (m)	Tipo de Solo	$N_{final}$	$N_{med}$	$K$ (MPa)	$\alpha$	$\Delta_l$ (m)	$R_p$ (kN)
1	ARGILA SILTOSA	7	6	0.40	3.00	2.00	69.60
2		6					
3	AREIA ARGILOSA	8	6	0.60	3.00	9.00	469.79
4		12					
5		5					
6		6					
7		6					
8		6					
9		7					
10		4					
11	7						
12	ARGILA SILTOSA	2	6	0.22	4.00	8.00	204.16
13		2					
14							
15		2					
16		2					
17		11					
18		9					
19		16					
20	AREIA ARGILO SILTOSA		14	0.50	2.80	1.00	94.73
21	AREIA SILTOSA	10	8	0.80	2.00	4.00	247.46
22		11					
23		5					
24		7					
<b>Resistência de Ruptura (kN)</b>		<b>1762.39</b>	<b>Resistência de Ponta (kN)</b>	<b>676.65</b>	<b>Resistência Lateral Total (kN)</b>		<b>1085.73</b>

Fonte: Autor, 2017.

#### 4.5 Resumo dos Resultados das Resistências Estáticas, Dinâmicas e Testes Estatísticos

As resistências estáticas ( $R_{est}$ ) e dinâmicas ( $R_{din}$ ) encontradas pelos dois diferentes métodos e comparadas entre si estão apresentadas na tabela 16. É possível observar que a relação entre as resistências estática e dinâmica nas estacas E-60, E-75, E-92 apresentou valores muito próximos a 1, o que indica que as estimativas de capacidade de carga estão condizentes com os preceitos estabelecidos por Aoki *et al* (2007) em que as resistências estática e dinâmica são equivalentes. Outro valor também relativamente próximo é da estaca E -74, de 0,89. Nestas estacas a parcela referente à resistência da ponta apresenta maiores resultados, possivelmente por conta do valor  $N_{SPT}$  que na camada final é 30.

Já nas estacas E-95 e E-124 as estimativas de carga utilizando o método Aoki-Velloso (1975) apresentaram valores muito inferiores comparados aos encontrados nas resistências dinâmicas. Neste aspecto, vale ressaltar a estaca E-95, que apresenta resistência bem menor se comparada as demais. Este fato, possivelmente, pode ter ocorrido por conta da maior parcela de argila em relação à areia, sendo 16 metros e 13 metros respectivamente. A argila, então, corresponde a 55% do comprimento cravado, sabendo que solos arenosos apresentam maiores coeficiente de atrito, e assim a resistência lateral tende a ser maior neste tipo de solo.

Tabela 16. Estimativas de capacidade de carga e resistência da prova de carga

Estacas	$R_{est}$ (kN)	$R_{din}$ (kN)	$R_{est} / R_{din}$
E-60	3742.27	3627.74	1.03
E -74	3862.07	4353.29	0.89
E-75	3742.27	3627.74	1.03
E-92	3862.07	3627.74	1.07
E-95	1001.68	4353.29	0.23
E-124	1762.39	3109.49	0.57

Fonte: Autor, 2017.

Diferentemente, na estaca E-124, embora a resistência estática seja praticamente 60% do valor da resistência calculada pelo Princípio de Hamilton, o comprimento de cravação em solo arenoso é também de 60%. Este fato é mais um indicativo de que o atrito da parcela da resistência lateral é um fator preponderante na estimativa de carga.

Sabendo que a estimativa de carga encontrada é minorada por um fator de segurança para determinar a carga admissível de projeto, e que este valor de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) é de 1,6 quando os elementos são submetidos a provas de carga, calculou-se

então a carga admissível para os dois métodos, e em seguida, estas grandezas foram comparadas aos números determinados pelo ensaio dinâmico ( $RMX$ ).

O teste de normalidade para as 6 resistências admissíveis da prova de carga ( $RMX$ ), estática ( $R_{est,adm}$ ) e dinâmica ( $R_{din,adm}$ ) estão apresentados na figura 20. Percebe-se que  $RMX$  e  $R_{din,adm}$  apresentam probabilidade de significância ( $p$ -value) superior a 5%. Isso indica que os dados podem se adequar a uma distribuição normal, diferentemente dos dados do tipo  $R_{est,adm}$  que não são governados por uma distribuição do tipo normal.

Figura 20. Resultados dos testes de normalidade

```

> shapiro.test(RMX)           > shapiro.test(Rest_adm)       > shapiro.test(Rdin_adm)
Shapiro-Wilk normality test  Shapiro-Wilk normality test  Shapiro-Wilk normality test
data: RMX                    data: Rest_adm              data: Rdin_adm
W = 0.96281,                 W = 0.73759,               W = 0.81179,
p-value = 0.8411             p-value = 0.01502          p-value = 0.07483

```

Fonte: R CORE TEAM, 2017.

Com base no exposto, sabe-se, então, que para comparar os valores de  $R_{est,adm}$  e  $R_{din,adm}$  deverá ser utilizado um teste do tipo não paramétrico conforme pode-se verificar na figura 21.

Figura 21. Teste para comparar valores de resistências estática e dinâmica

```

> wilcox.test (Rest_adm, Rdin_adm, data = dados, paired=T)

      Wilcoxon signed rank test with continuity correction

data:  Rest_adm and Rdin_adm
V = 6, p-value = 0.3964
alternative hypothesis: true location shift is not equal to 0

```

Fonte: R CORE TEAM, 2017.

No entanto, para comparar os valores oriundos de  $R_{din,adm}$  e  $RMX$  pode-se utilizar um teste do tipo paramétrico como explicita a figura 22.

Figura 22. Teste para comparar valores de resistências dinâmica e da prova de carga

```

> comp=t.test(Rdin_adm,RMX,alternative="two.sided",paired=T);comp

      Paired t-test

data:  Rdin_adm and RMX
t = -1.4704, df = 5, p-value = 0.2014
alternative hypothesis: true difference in means is not equal to 0
95 percent confidence interval:
 -827.3965  225.2632
sample estimates:
mean of the differences
      -301.0667

```

Fonte: R CORE TEAM, 2017.

Em ambos os testes a probabilidade de significância foi superior a 5%, indicando que os valores não são significativamente diferentes. Portanto, a diferença observada entre os valores das cargas de ensaio experimental ( $RMX$ ) e aqueles valores determinados por método semi-empírico carga dinâmica ( $R_{din,adm}$ ); e a diferença observada nos valores determinados pelo método semi-empírico carga estática ( $R_{est,adm}$ ) e os valores determinados por método semi-empírico carga dinâmica ( $R_{din,adm}$ ) não podem ser consideradas significativas, ou seja, não são grandes o suficiente para que possam ser constatadas via teste estatístico.

A tabela 17 mostra a relação entre carga estimada admissível e carga experimental.

Tabela 17. Carga experimental, cargas estimadas teoricamente por Aoki-Velloso (1975) e Princípio de Hamilton, e suas relações.

Estacas	$RMX$ (kN)				
	(Querelli, 2012)	$R_{est,adm}$ (kN)	$R_{din,adm}$ (kN)	$R_{est,adm}/RMX$	$R_{din,adm}/RMX$
E-60	2216	2338.92	2267.34	1.06	1.02
E-74	2400	2413.79	2720.80	1.01	1.13
E-75	2660	2338.92	2267.34	0.88	0.85
E-92	2780	2338.92	2267.34	0.84	0.82
E-95	2420	626.05	2720.80	0.26	1.12
E-124	3064	1101.49	1943.43	0.36	0.63
<b>Média</b>	<b>2590.00</b>	-	2364.51	-	0.93
Desvio	306.77	-	303.16	-	0.20
Média <sup>+</sup>	2896.77	-	2667.67	-	1.13
Média <sup>-</sup>	2283.23	-	2061.35	-	0.73

Fonte: Autor, 2017.

- conjunto de dados com distribuição livre, portanto são se aplica usa de média e desvio padrão.

Observando os números mostrados na tabela 17 é possível notar que assim como na análise para estimativa de carga estática ( $R_{est,adm}$ ), as estacas E-95 e E-124 apresentam valores respectivamente de 626,05 kN e 1101,49 kN. Comparando a relação entre estimativa de carga estática admissível calculada e o valor encontrado pela prova de carga ( $R_{est,adm}/RMX$ ), as duas estacas também estão bem distantes dos valores encontrados nas demais, e são estas as variáveis que reduzem o valor médio consideravelmente.

O mesmo aplica-se para a estaca E-124, na estimativa de carga dinâmica ( $R_{din,adm}$ ) com 1943,43 kN, valor menor que 2061,35 kN, e também na relação entre carga dinâmica admissível e prova de carga ( $R_{din,adm}/RMX$ ) de 0,63, dez décimos abaixo do limite mínimo estabelecido pela média aplicando desvio padrão.

No que diz respeito aos valores médios encontrados tanto para  $R_{est,adm}/RMX$  quanto  $R_{din,adm}/RMX$ , pode-se notar que os números encontrados pelo Princípio de Hamilton são superiores se comparado ao método Aoki-Velloso (1975), o que indica que o cálculo da estimativa de carga baseado no princípio da energia, além ser um cálculo mais simples e fácil, também apresenta grandezas mais condizentes com os valores determinados em ensaios dinâmicos.

Em pesquisa semelhante, Lobo (2005) encontrou um valor médio de 0,98 para a relação de carga prevista/carga medida, com o método de previsão de carga aplicando os conceitos de energia para o caso de estacas cravadas. Cavalcante (2002) também obteve valores equivalentes, ao correlacionar o trabalho realizado com a resistência necessária para penetração. Da mesma forma, Neves (2004) encontrou valores satisfatórios para estabelecer a eficiência do ensaio SPT com base no Princípio de Hamilton e prova de carga estática sobre o amostrador.

Tabela 18. Carga experimental, cargas estimadas por Querelli (2012) e suas relações.

Estacas	$RMX$ (kN)	$R_{janbu}$ (kN)	$R_{chellis}$ (kN)	$R_{janbu}/RMX$	$R_{chellis}/RMX$
	(Querelli, 2012)	(Querelli, 2012)	(Querelli, 2012)		
E-60	2216	2276	2546	1.03	1.15
E -74	2400	2153	2312	0.97	0.96
E-75	2660	2276	2425	1.03	0.91
E-92	2780	2249	2281	1.01	0.82
E-95	2420	1971	2162	0.89	0.89
E-124	3064	-	2735	-	0.89

Fonte: Autor, 2017.

Outro estudo que também correlacionou valores de cravação para calcular a resistência do conjunto solo-estaca foi o de Querelli (2012) utilizando a formulação de Janbu (1953) que envolve a nega e, equação de Chellis modificada (1961) que inclui o repique. A tabela 18 apresenta os valores apresentados pelo autor, a relação carga estimada e resultado da prova de carga ( $R_{est}/RMX$ ).

Comparando os valores encontrados por Querelli (2012) com os dados calculados neste trabalho, pode-se notar que a utilização do princípio da energia para estimar a carga em uma interação solo-estaca é bastante consistente, pois nos três cenários os valores médios são de pelo menos 0,90, valor calculado neste trabalho.

Vale ressaltar, que na equação de Janbu (1953) proposta por Querelli (2012) que também envolve a nega da mesma maneira que o Princípio de Hamilton, apresentou a melhor média de relação carga estimada com carga experimental. No entanto, no estudo foi descartada a estaca E-124. Se este elemento estrutural for excluído, também, no cálculo da carga dinâmica – proposta neste trabalho – o valor médio de  $R_{est,adm}/RMX$  mostra-se semelhante ao encontrado pelo autor, 0,986.

Um fato que poderia ser apontado como preponderante nos resultados da carga estática é esta depender do SPT e, para um dos furos de sondagem, o SP-10, referência para 3 das 6 estacas, seus valores finais de  $N_{SPT}$  foram determinados por interpolação. No entanto, as capacidades de carga estimadas tanto por Aoki-Velloso (1975) quanto pelo Princípio de Hamilton apresentam valores muito condizentes com os encontrados na prova de carga dinâmica.

Uma possível explicação para este valor divergente está no fato de que a determinação da carga depende de valores coletados no campo. Então, erros e imprecisões estão mais passíveis de ocorrer. Além disso, pode-se afirmar que as estacas E-95 e E-124 estejam realmente locadas em posição distinta das demais, em SP-04 e SP-06 respectivamente, o que poderia apresentar cenários de resistências diferentes dentro de uma mesma obra.

#### 4.6 Probabilidade de Ruína

A determinação da probabilidade de ruína depende da solicitação do projeto e da resistência do conjunto solo-estaca. Neste trabalho, verificou-se a probabilidade de ruína para as resistências estática e dinâmica, e para a solicitação utilizou-se a carga de catálogo por não ter acesso ao projeto original. Para estacas pré-moldadas de concreto, Querelli (2012) aponta que a carga de catálogo ( $S_{catálogo}$ ) é de 1700 kN.

#### 4.6.1 Probabilidade de Ruína da Estimativa de Capacidade de Carga Estática

Como a análise estatística indicou que os dados referentes à capacidade de carga estática não apresentam comportamento normal, a teoria da probabilidade de ruína baseada na curva de distribuição normal não foi aplicada.

#### 4.6.2 Probabilidade de Ruína da Estimativa de Capacidade de Carga Dinâmica

Calculadas as resistências pelo Princípio de Hamilton, obteve-se a média e o desvio padrão com uso do programa *Microsoft Excel* tanto para a resistência quando para a solicitação. A partir destes resultados, calculou-se os coeficientes de variabilidade aplicando as equações 28 e 29.

$$v_S = \frac{\sigma_S}{S_{méd}} = \frac{0}{1700} = 0$$

$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_{méd}} = \frac{485,05}{3783,21} = 0,13$$

Os coeficientes de variação da resistência estão dentro do intervalo preconizado por Cintra e Aoki (2010) que deve compreender entre 0,10 e 0,35.

A tabela 19 apresenta um resumo das informações referentes à solicitação e resistência das estacas.

Tabela 19. Média, desvio padrão e coeficiente de variabilidade de solicitação e resistência dinâmica

<b>Estacas</b>	<b><math>S_{catálogo}</math> (KN)</b>	<b><math>R_{din}</math> (KN)</b>
E-60	1700	3627.74
E -74	1700	4353.29
E-75	1700	3627.74
E-92	1700	3627.74
E-95	1700	4353.29
E-124	1700	3109.49
<b>Média</b>	<b>1700</b>	<b>3783.21</b>
Desvio	0.0	485.05
Coeficiente de variabilidade	0.0	0.13

Fonte: Autor, 2017.

O coeficiente de variação da resistência determinado de 0,13 está dentro do intervalo preconizado por Cintra e Aoki (2010), que deve compreender entre 0,10 e 0,35.

Supondo que uma das estacas pode ser levada à ruína, a probabilidade de ruína pode ser determinada pela equação 29:

$$p_f = \frac{1}{6} = 0,17$$

Na expressão do *Microsoft Excel*, obtém-se:

$$\beta = -INV.NORM(p_f, 0,1) = -INV.NORM(0,17; 0; 1) = 0,97$$

Com este valor pode-se determinar o fator de segurança com a equação 40.

$$F_S = \frac{1 + \beta \sqrt{v_S^2 + v_R^2 - \beta^2 v_S^2 v_R^2}}{1 - \beta^2 v_R^2} = \frac{1 + 0,97 \sqrt{0^2 + 0,13^2 - 0,97^2 0^2 0,13^2}}{1 - 0,97^2 0,13^2} = 1,14$$

Para este fator de segurança a resistência admissível é dada pela equação 26:

$$P_{adm} = \frac{R}{F_S} = \frac{3783,21}{1,14} = 3313,96 \text{ kN}$$

Cintra e Aoki (2010) defendem que para situações nas quais ainda não se conhece os valores de solicitação por estaca, na fase de anteprojeto pode-se admitir um coeficiente de variabilidade ( $v_S$ ) de 10% para se determinar a solicitação média. Levando-se em consideração uma distribuição normal na curva de resistência, 5% destas estacas recebem uma solicitação superior à carga admissível, sendo este o valor característico da solicitação ( $S_k$ ) calculado pela equação 45.

$$P_{adm} = S_k = S_{méd}(1 + 1,645 * 0,10)$$

Reescrevendo a equação 44 em função da solicitação média calculada pela equação 46.



$$S_{méd} = 0,859 P_{adm} = 0,859 * 3313,96 = 2846,62 \text{ kN}$$

Com o valor da carga admissível de 2846,62 kN pode-se comparar com a resistência calculada, verifica-se que as estacas não sofreram ruína.

Verificando os valores de probabilidade de ruína, iniciando pelo cálculo do fator de segurança considerando como carga admissível o valor da solicitação média e, reorganizando a equação 26 em função do fator de segurança, tem-se:

$$F_s = \frac{R}{P_{adm}} = \frac{3313,96}{1700} = 2,22$$

O índice de confiabilidade é definido pela equação 41.

$$\beta = \frac{1 - 1/F_s}{\sqrt{v_R^2 + (1/F_s)^2 v_S^2}} = \frac{1 - 1/2,22}{\sqrt{0,11^2 + (1/2,22)^2 0^2}} = 4,29$$

Com o índice de confiabilidade é possível recalculer a probabilidade de ruína com o auxílio do programa *Microsoft Excel*:

$$\begin{aligned} p_f &= 1 - \text{DIST.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) = 1 - \text{DIST.NORM}(4,29; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \\ &= 8,74 * 10^{-6} = \frac{1}{114386} \end{aligned}$$

Com o valor encontrado, nota-se que embora o fator de segurança seja superior ao recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2010), 2, há uma chance ainda que remota de que algum evento ocorra com uma destas estacas.

### 5.6.3 Probabilidade de Ruína da Capacidade de Carga Dinâmica

Além das resistências calculadas pelos métodos semi-empíricos, calculou-se a probabilidade de ruína para os valores encontrados pelo ensaio de carregamento dinâmico apresentado por Querelli (2012). A partir destes resultados calculou-se os coeficientes de variabilidade aplicando as equações 28 e 29.

$$v_S = \frac{\sigma_S}{S_{méd}} = \frac{0}{1700} = 0$$

$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_{méd}} = \frac{306,77}{2541,43} = 0,12$$

O coeficiente de variação da resistência determinado de 0,12 está dentro do intervalo preconizado por Cintra e Aoki (2010) que deve compreender entre 0,10 e 0,35. A tabela 20 apresenta um resumo das informações referentes à solicitação e resistência das estacas.

Tabela 20. Média, desvio Padrão e coeficiente de variabilidade de solicitação e resistência estática

<b>Estacas</b>	<b><math>S_{catálogo}</math> (KN)</b>	<b><math>RMX</math> (KN)</b>
E-60	1700	2216
E -74	1700	2400
E-75	1700	2660
E-92	1700	2780
E-95	1700	2420
E-124	1700	3064
<b>Média</b>	<b>1700</b>	<b>2590</b>
Desvio	0	306.77
Coef. de variabilidade	0	0.12

Fonte: Autor, 2017.

Supondo que uma das estacas vá ruir, a probabilidade de ruína pode ser determinada pela equação 29:

$$p_f = \frac{1}{6} = 0,17$$

Na expressão do *Microsoft Excel*, obtém-se:

$$\beta = -INV.NORM(p_f, 0,1) = -INV.NORM(0,17; 0; 1) = 0,97$$

Com este valor pode-se determinar o fator de segurança com a equação 40.

$$F_s = \frac{1 + \beta \sqrt{v_S^2 + v_R^2 - \beta^2 v_S^2 v_R^2}}{1 - \beta^2 v_R^2} = \frac{1 + 0,97 \sqrt{0^2 + 0,12^2 - 0,97^2 0^2 0,12^2}}{1 - 0,97^2 0,12^2} = 1,12$$

Para este fator de segurança a carga admissível é dada pela equação 26:

$$P_{adm} = \frac{R}{F_s} = \frac{2590}{1,12} = 2293,22 \text{ kN}$$

Da mesma forma como considerado para o cálculo probabilidade de ruína determinada pelo Princípio de Hamilton, sendo este o valor característico da solitação ( $S_k$ ) calculado pela equação 45.

$$P_{adm} = S_k = S_{méd}(1 + 1,645 * 0,10)$$

Reescrevendo a equação 44 em função da solitação média calculada pela equação 46.

$$S_{méd} = 0,859 P_{adm} = 0,859 * 2293,22 = 1969,87 \text{ kN}$$

Com o valor da carga admissível de 1969,87 kN, comparando-se com a resistência determinada experimentalmente, verifica-se que as estacas não sofreram ruína.

Verificando os valores de probabilidade de ruína, iniciando pelo cálculo do fator de segurança considerando como carga admissível o valor da solitação média e, reorganizando a equação 26 em função do fator de segurança, tem-se:

$$F_s = \frac{R}{P_{adm}} = \frac{1969,87}{1700} = 1,16$$

O índice de confiabilidade é definido pelo equação 41.

$$\beta = \frac{1 - 1/F_s}{\sqrt{v_R^2 + (1/F_s)^2 v_S^2}} = \frac{1 - 1/1,16}{\sqrt{0,12^2 + (1/1,16)^2 0^2}} = 2,90$$

Com o índice de confiabilidade é possível recalculer a probabilidade de ruína com o auxílio do programa *Microsoft Excel*:

$$p_f = 1 - \text{DIST.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) = 1 - \text{DIST.NORM}(2,90; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \\ = 0,0019 = \frac{1}{537}$$

Com o valor encontrado, nota-se que embora o fator de segurança seja superior ao recomendado pela NBR 6122,  $F_s = 2$ , há uma chance ainda que remota de que algum evento ocorra com uma destas estacas (ABNT, 2010).

#### 4.7 Resumo dos Resultados da Probabilidade de Ruína

Com as estimativas da capacidade de carga e o resultado da prova carga dinâmica calculou-se o fator de segurança ( $F_s$ ), índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e probabilidade de ruína ( $p_f$ ) para os 2 diferentes cenários resumidos na tabela 21.

Tabela 21. Probabilidade de ruína, índice de confiabilidade e fator de segurança

<b>Resistência</b>	<b><math>F_s</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b><math>p_f</math></b>	<b><math>p_f</math> (%)</b>
R <sub>din</sub>	2,22	4,29	1/114386	8,74X10 <sup>-4</sup>
RMX	1,52	2,90	1/537	0,19

Fonte: Autor, 2017.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) preconiza aplicar um fator de segurança de 2 para fundações profundas não submetidas à prova de carga e, 1,6 para elementos estruturais submetidas a prova de carga. Para a obra em questão, todas as estacas foram submetidas ao ensaio, assim para este projeto o fator de segurança global que deveria ter sido adotado é de 1,6.

Caso o projeto fosse idealizado com base na resistência dinâmica o fator de segurança seria superior ao recomendado até mesmo para quando não há prova de carga, 2,22, apresentando um alto índice de confiabilidade de 4,29, e uma probabilidade de ruína remota 1/114386, número bem abaixo do valor recomendado por Cintra e Aoki (2010) que é de 1/1000.

Pereira Jr. (2003) que afirma ser um valor admissível razoável de  $\beta=3,0$  e probabilidade de ruína de aproximadamente  $1/770$ , recalculando o fator de segurança para este índice de confiabilidade com a equação 40, chega-se a valor de 1,63, número ligeiramente superior ao recomendado em norma quando se realiza também prova de carga e 18,5% inferior ao valor usual de 2.

$$F_S = \frac{1 + \beta \sqrt{v_S^2 + v_R^2 - \beta^2 v_S^2 v_R^2}}{1 - \beta^2 v_R^2} = \frac{1 + 3 \sqrt{0^2 + 0,13^2 - 3^2 0^2 0,13^2}}{1 - 3^2 0,12^2} = 1,63$$

Já para os dados da prova de carga verifica-se um fator de segurança ligeiramente inferior ao recomendado pela referida norma, de 1,52, com bom índice de confiabilidade de 2,90. Este índice é bastante condizente com o defendido por Pereira Jr. (2003), e ainda assim apresenta probabilidade de ruína num valor intermediário de  $1/537$ .

Isto demonstra que independentemente do fator de segurança adotado, a probabilidade de ruína sempre existe. O mais importante é optar por uma relação entre fator de segurança e probabilidade de ruína que seja economicamente viável, e ainda assim, esteja dentro de um nível aceitável de segurança.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para estimar a capacidade de um sistema solo-estaca é consenso utilizar-se métodos semi-empíricos, que levam em consideração as características geotécnicas em seus modelos matemáticos, um dos mais praticados no país é o método Aoki-Velloso (1975), que em sua formulação leva em consideração o tipo de solo e sua resistência à penetração.

Uma outra maneira de se chegar a valores satisfatórios é utilizando o Princípio de Conservação da Energia por meio da equação de Hamilton, que para este caso relacionar a energia aplicada no golpe ao índice de resistência à penetração e analogamente, associar a energia de cravação à resistência da interação solo-estaca.

Com base nos dois métodos, estático e dinâmico, calculou-se a capacidade de carga para 6 estacas de concreto pré-moldado, todas com mesmo diâmetro e, verificou-se a que a teoria de uso do Princípio de Hamilton para estimar capacidade é estatisticamente aplicável uma vez que e quatro das seis estacas analisadas apresentaram valores bem próximos de 1.

Ainda sobre esta relação, pode-se inferir que as outras duas estacas que apresentaram valores bem abaixo das demais para a resistência estimada pelo método Aoki-Velloso (1975), que foram influenciadas diretamente pelo fato de que em sua formulação a resistência lateral possui papel considerável na composição da resistência da interação. Sabe-se que a resistência lateral leva em consideração o atrito lateral, e para a sondagem a qual a estaca E-95 fazia parte a parcela de camadas de areia era inferior, o que influenciou substancialmente na distribuição anormal do conjunto de dados.

Quando estes mesmos valores são comparados aos encontrados no ensaio de prova de carga dinâmica, verificou-se que a estimativa pelo Princípio de Hamilton foi bastante condizente com as grandezas experimentais, com média de 0,93, valor bem próximo ao encontrado em outros estudos. Já na comparação entre estimativa de carga estática e carga experimental dinâmica pôde-se notar, mais uma vez, que a estaca com valor bem abaixo das demais destacou-se das demais, pois a estimativa da capacidade de carga foi apenas 25% da grandeza determinada pelo ensaio dinâmico.

A probabilidade de ruína foi calculada tanto em relação à carga estimada pelo método dinâmico como também o valor experimental. No primeiro cenário, com a carga estimada pelo princípio de Hamilton, o fator de segurança definido foi de 2,22, bem acima do valor praticado em norma, e que resultou numa possibilidade remota de ruína. Recalculando o fator de segurança para um cenário ideal, com probabilidade de ruína aceitável, de 1/770, o fator de segurança foi de 1,63. E, para as cargas estabelecidas pelo ensaio dinâmico o fator de

segurança de 1,52 mostrou-se semelhante ao estabelecido pela norma e apresentou uma probabilidade de ruína dentre dos valores aceitáveis.

Pode-se notar que a probabilidade de ruína é uma ferramenta de análise bastante interessante, pois se de um lado pode indicar um potencial problema, o que na prática anteciparia futuras correções por possíveis patologias, do outro lado apontou que a adequação do fator de segurança traria um minimizaria o desperdício, e ambos os cenários apresentaram efeitos positivos financeiramente.

Finalmente, percebe-se que o cálculo da capacidade carga a partir do Princípio de Conservação da Energia – Princípio de Hamilton – tem boa relação com a metodologia de carga estática, com formulação simples, e conseqüentemente rápida de se determinar um valor. No que diz respeito à segurança, pode-se notar que o uso, apenas, dos fatores de segurança promovidos pela norma não exclui que um possível evento aconteça, e ao mesmo tempo que por vezes, desperdícios podem ser evitados se juntamente com o fator de segurança a probabilidade de ruína seja inclusa nas verificações de projeto.

#### 6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para trabalhos futuros, tem-se:

- Análises do cenário desta obra com outros tipos de estaca;
- Estimar a capacidade de carga por outros métodos estáticos, e assim compará-los com os valores já encontrados;
- Estimar a capacidade de carga por outros métodos dinâmicos, e assim compará-los com os valores já encontrados;
- Estudo da contribuição de cada variável aleatória para a probabilidade de ruína de estacas.

## 6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR – 13208 Estacas – ensaio dinâmico**. Rio de Janeiro: 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR – 15575-2 Edificações Habitacionais – desempenho parte 2: requisitos para os sistemas estruturais**. Rio de Janeiro: 2013.

\_\_\_\_\_. **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.

ALVA, G. M. S. **Projeto estrutural de sapatas**. Santa Maria: 2007.

AMANN, K. A. P. **Metodologia Semiempírica Unificada para a Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas**. 2010. 430 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP, 2010.

ANDRAOS, N. C. **Ensaio de Carregamento Dinâmico em Estacas Moldadas *in loco*: Contribuições para a Seleção do Sistema de Impacto e Amortecimento a Partir de Retro-Análise**. 2009. 224 f. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Área de Concentração em Geotecnia) Curitiba, PR, 2009.

AOKI, N. Segurança e Confiabilidade de Fundações Profundas. In: **Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**, Rio de Janeiro, 2005, Anais, Rio de Janeiro, v.1, n.2, p.1 - 15,

AOKI, N.; ESQUIVEL, E. R.; NEVES, L.F.; CINTRA, J. C. A. **The Impact Efficiency Obtained from Static Load Test Performed on the SPT Sampler**. Soils and Foundations Japanese Geotechnical Society, v. 47, n. 6, 1045-1052, Dec. 2007.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate bearing capacity of piles**. In: V CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Anais. Buenos Aires, 1975, ISSMGE, vol. 1, p. 367-376.

BESSA, A. O. **Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração**. 2005. 153 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2005.



BORGES, C. A. de M. **O Conceito de Desempenho de Edificações e sua Importância para o Setor da Construção Civil no Brasil**. 2008. 246 f. Tese (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP, 2008.

BRAGA, V. D. de F. **Estudo dos Tipos de Fundações de Edifícios de Múltiplos Pavimentos na Região Metropolitana de Fortaleza**. 2009. 70 f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharias Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 2009.

CAVALCANTE, E. H. **Investigação Teórico-Experimental Sobre o SPT**. 2002. 445 f. Dissertação (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 2002.

CHELLIS, R.D. **Pile Foundations**. McGraw-Hill, New York, USA, 1961.

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.

GENEROSO, F. J. **Análise de Provas de Carga Dinâmica e Estática em Estacas Hélice Contínua Monitoradas em Solo Residual Jovem de Gnaisse**. 2014. 105f. Dissertação (Magister Scientiae) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2014.

JANBU, N. **An energy analysis of pile driving using non-dimensional parameters**. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, no. 63-64, pp. 352-360, 1953.

LOBO, B. O. **Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT**. 2005. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MEDRANO, M. L. O. **Avaliação de Métodos Dinâmicos Baseados em Nega e Repique Elástico: Estudo de Caso**. 2014. 240 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2014.

MIOT, H. A. Avaliação da normalidade dos Dados em Estudos Clínicos Experimentais. **Jornal Vascular Brasileiro**. v. 16, n. 2, abr/jun 2017, 88-91.

NEVES, L. F. S. **Metodologia para a Determinação da Eficiência do Ensaio SPT Através de Prova de Carga Estática sobre o Amostrador Padrão**. 2004. 112 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004.

OLIVEIRA, A. M. **Fissuras, Trincas e Rachaduras Causadas por Recalque Diferencial de Fundações**. 2012. 96 f. Monografia (Especialização em Gestão em Avaliações e Perícias) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2012.

PEREIRA JR., E. S. **Análise de confiabilidade na cravação de estacas de concreto pré-moldado**. 2003. 115 f. Dissertação (Mestrado em Ciências de Engenharia) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, RJ, 2003.

QUERELLI, A. E. **Comparações entre métodos de cálculo semi-empíricos, provas de carga e fórmulas dinâmicas por repique elástico e nega aplicada ao caso de uma obra real**. 2012. 128 f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2012.

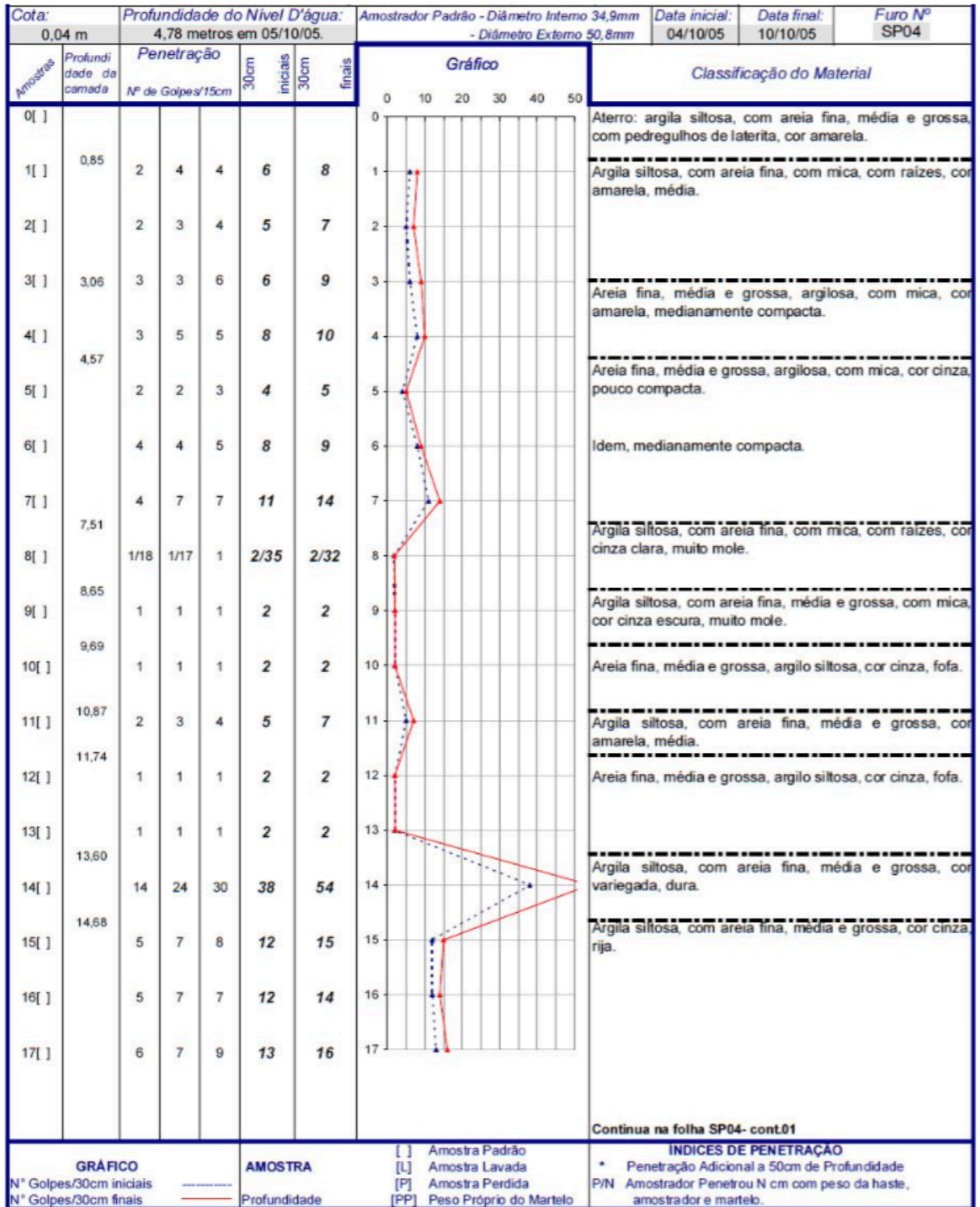
R CORE TEAM R. A language and environment for statistical computing. **R Foundation for Statistical Computing**, Vienna, Austria, 2017. Disponível em: <<https://www.R-project.org/>>. Acesso em 11 nov 2017.

SILVA, J. M. N.; SILVA, L. B.; GONTIJO, L. A. Relationship between psychosocial factors and musculoskeletal disorders in footwear industry workers. **Production**, vol. 27, e. 20162315, Jul 2017.

SOUZA, S. G. **Aplicação da Teoria da Confiabilidade em Estacas Escavadas de Grande Diâmetro para Obtenção das Superfícies Resistentes de Projeto**. 2015. 88 f. UNESP. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, SP, 2015.

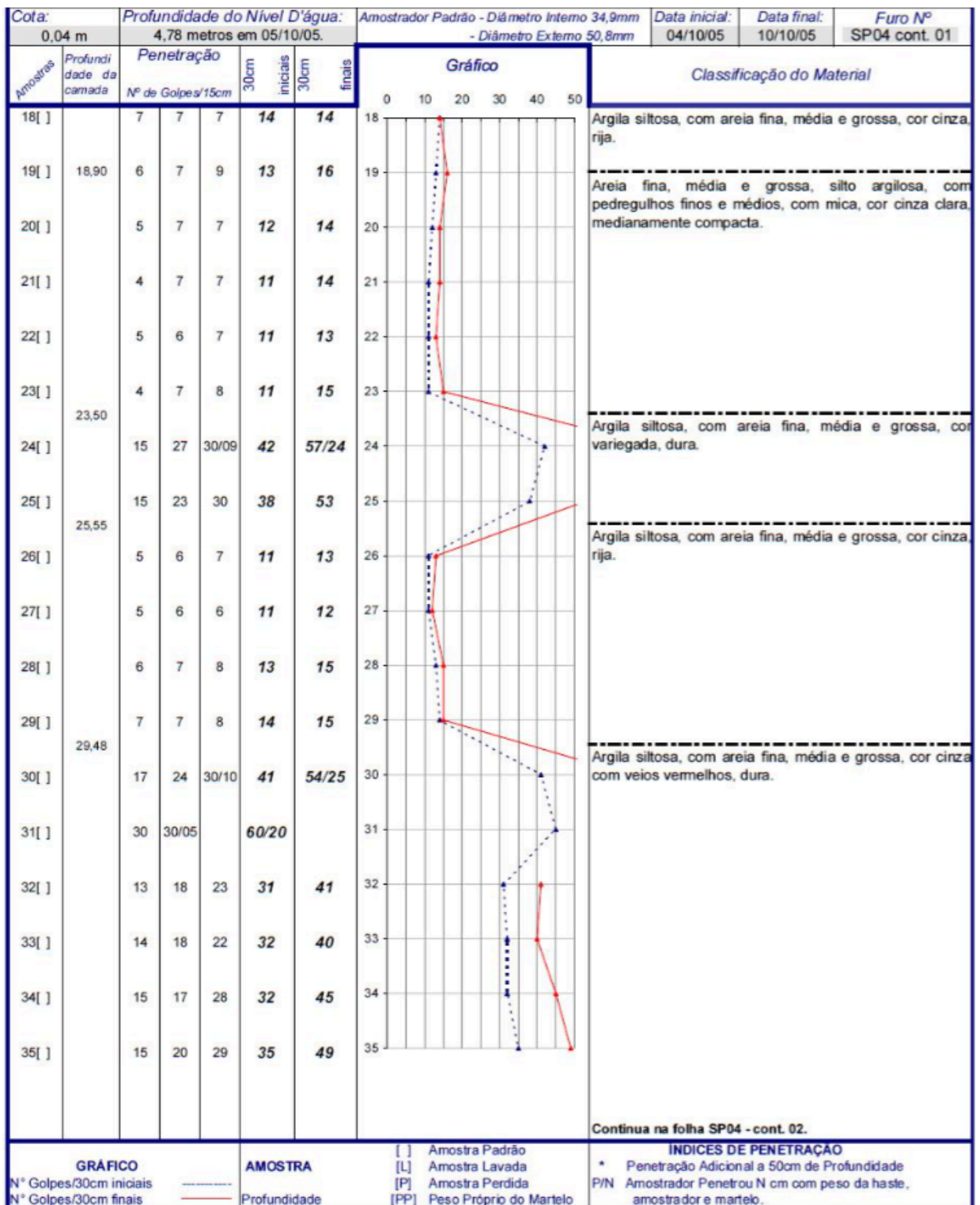
## ANEXO A

Figura 23. Boletim de sondagem do furo SP-04: folha 01



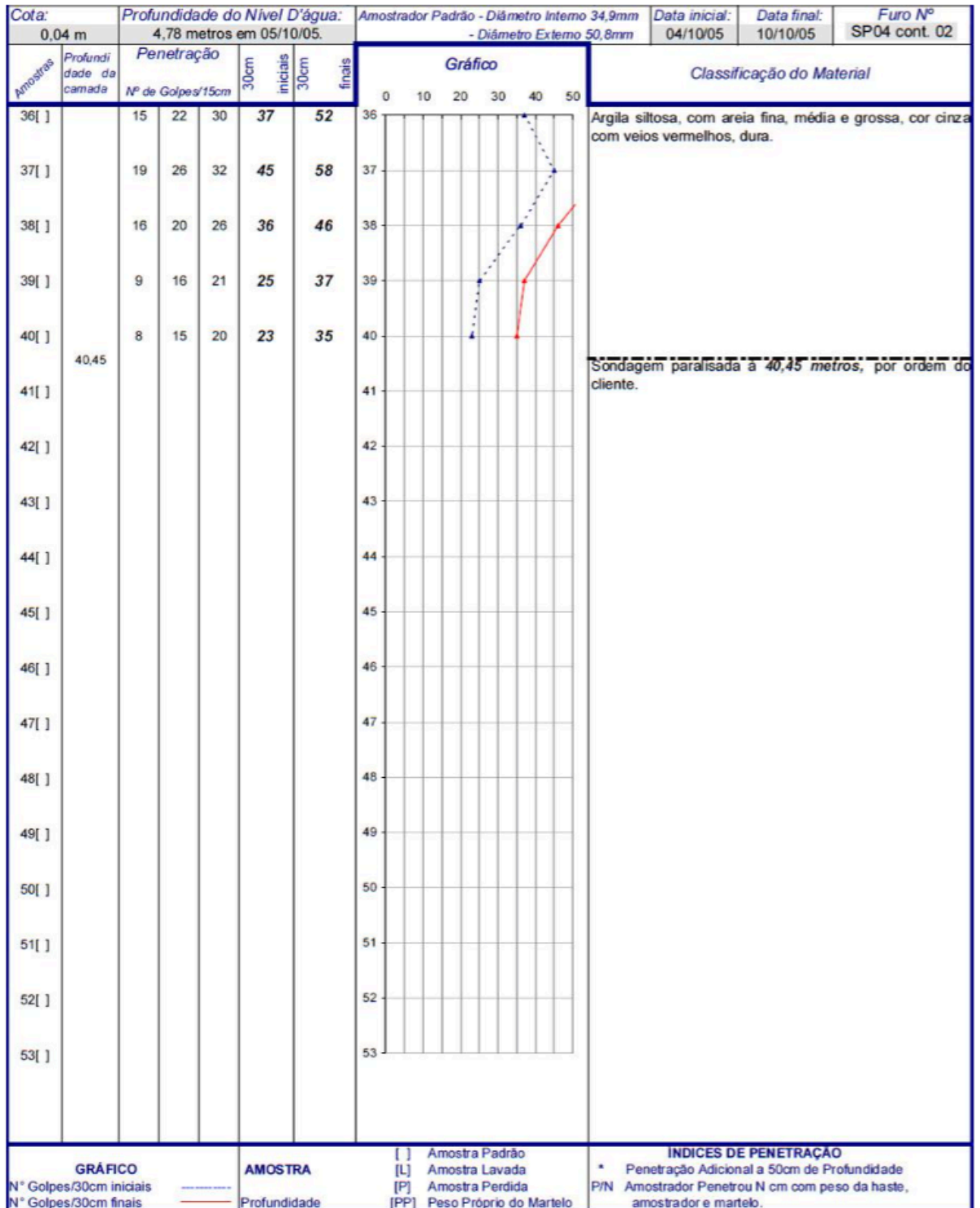
Fonte: Querelli, 2012

Figura 24. Continuação do boletim de sondagem do furo SP-04: folha 02



Fonte: Querelli, 2012

Figura 25. Continuação do boletim de sondagem do furo SP-04: folha 03



Fonte: Querelli, 2012

Figura 26. Boletim de sondagem do furo SP-06: folha 01

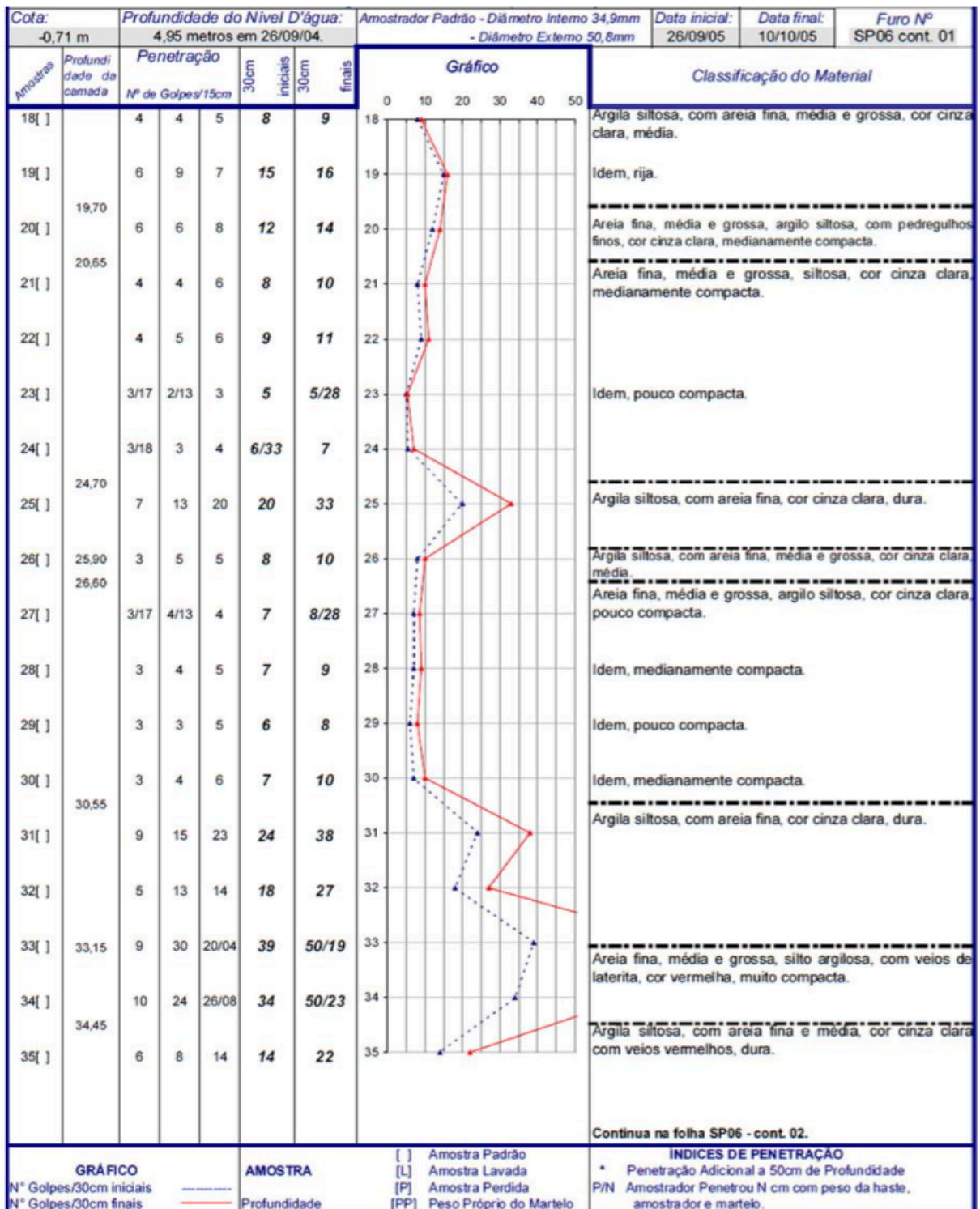
Cota: -0,71 m		Profundidade do Nivel D'água: 4,95 metros em 26/09/04.				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 26/09/05	Data final: 10/10/05	Furo Nº SP06
Amostras	Profundidade da camada	Penetração				Gráfico		Classificação do Material		
		Nº de Golpes/15cm		30cm iniciais	30cm finais	0	10			
0[ ]	0,40									
1[ ]	0,90	5	4	3	9	7	1			
2[ ]	2,80	2	3	3	5	6	2			
3[ ]		2	3	5	5	8	3			
4[ ]	4,00	6	6	6	12	12	4			
5[ ]	6,60	2	3/17	2/13	5/32	5	5			
6[ ]		3	3	3	6	6	6			
7[ ]	11,60	2	3	3	5	6	7			
8[ ]		3	3	3	6	6	8			
9[ ]	16,55	2	3	4	5	7	9			
10[ ]		3/17	2/16	2/14	5/33	4	10			
11[ ]	11,60	3	3	4/18	6	7/33	11			
12[ ]		1/19	1/17	1/16	2/36	2/33	12			
13[ ]	16,55	1/17	1/16	1/16	2/33	2/32	13			
14[ ]		1/27	1/21		2/48		14			
15[ ]	16,55	1/23	1/19	1/17	2/42	2/36	15			
16[ ]		1/20	1/17	1/13	2/37	2	16			
17[ ]		4	5	6	9	11	17			

<b>GRÁFICO</b>		<b>AMOSTRA</b>		<b>INDICES DE PENETRAÇÃO</b>	
Nº Golpes/30cm iniciais	-----	[ ]	Amostra Padrão	*	Penetração Adicional a 50cm de Profundidade
Nº Golpes/30cm finais	-----	[L]	Amostra Lavada	P/N	Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.
	-----	[P]	Amostra Perdida		
	-----	[PP]	Peso Próprio do Martelo		

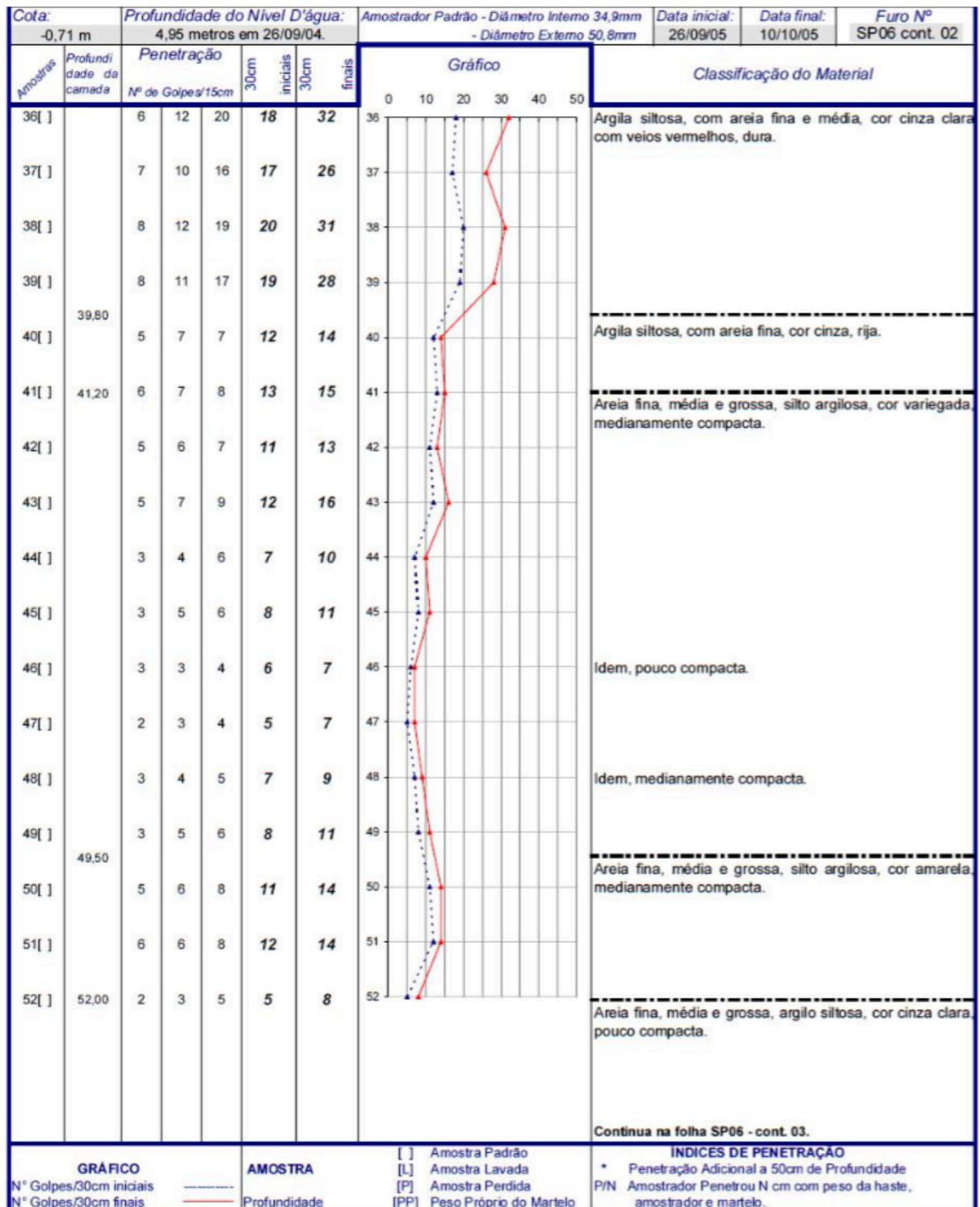
Fonte: Querelli, 2012

Figura 27. Continuação do boletim de sondagem do furo SP-06: folha 02



Fonte: Querelli, 2012

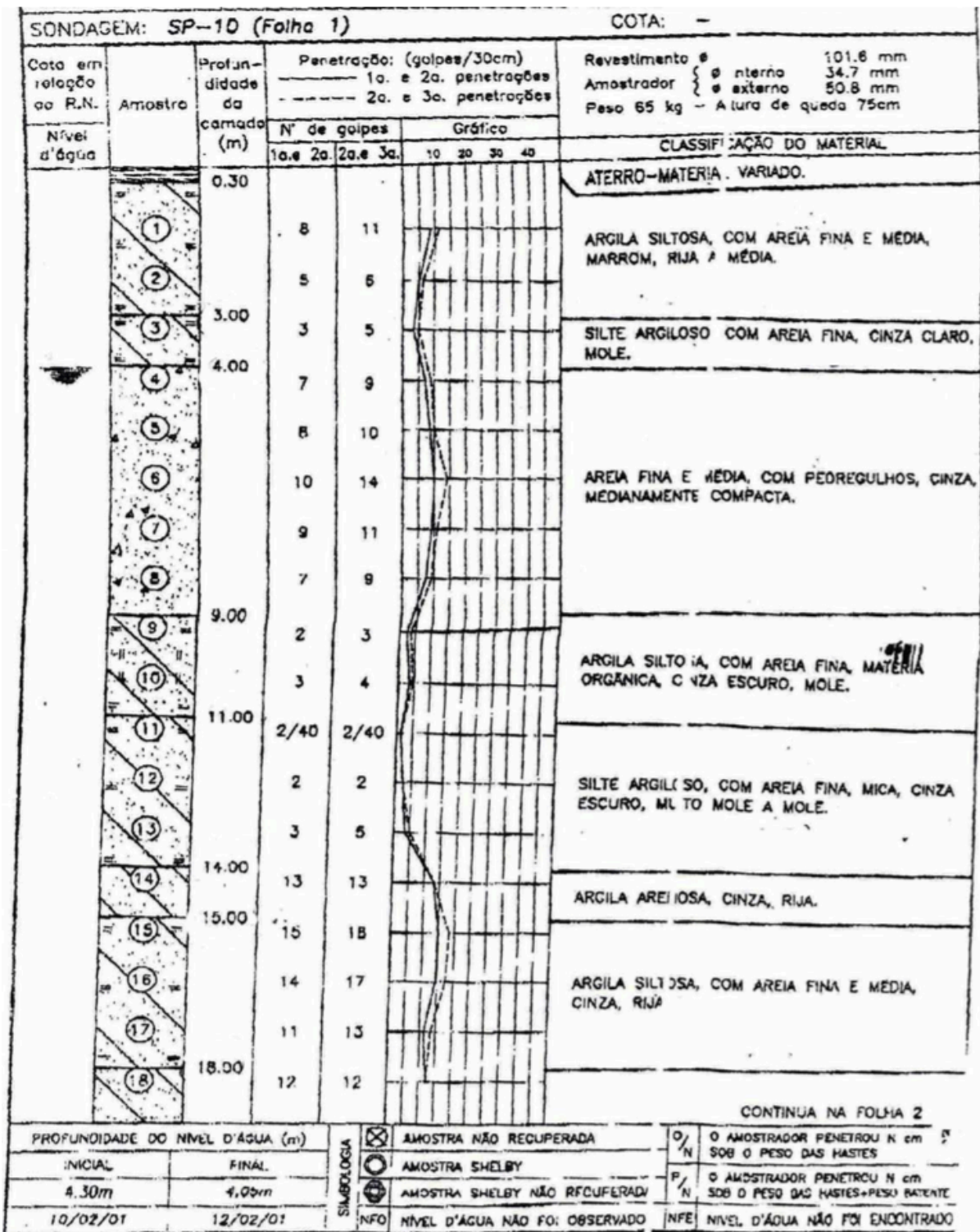
Figura 28. Continuação do boletim de sondagem do furo SP-06: folha 03



Fonte: Querelli, 2012



Figura 29. Boletim de sondagem do furo SP-10



Fonte: Querelli, 2012

Figura 30. Interpolações realizadas por Querelli (2012)

<b>Prof. (m)</b>	<b>Nspt</b>	<b>Tipo de Solo</b>
19	8	Argila silto-arenosa
20	9	Areia silto-argilosa
21	9	Areia silto-argilosa
22	12	Areia silto-argilosa
23	30	Areia silto-argilosa
24	53	Argila silto-arenosa
25	51	Argila silto-arenosa
26	28	Argila silto-arenosa
27	36	Argila silto-arenosa
28	6	Areia argilosa
29	16	Areia argilosa
30	34	Argila silto-arenosa
31	42	Argila silto-arenosa
32	24	Argila silto-arenosa
33	27	Argila silto-arenosa
34	23	Argila silto-arenosa
35	28	Argila silto-arenosa
36	28	Argila silto-arenosa
37	30	Argila silto-arenosa
38	24	Argila silto-arenosa
39	21	Argila silto-arenosa
40	17	Argila silto-arenosa

Fonte: Querelli, 2012

**ANEXO B**

Figura 31. Ficha de controle de cravação E-60

CONTROLE DE QUALIDADE											
OPERADOR:		DATA	OBRA	ESTACA Nº	50	COTA DE CRAVAÇÃO	m.				
PROF DA PONTA - m		BT Nº	9/6 mm	COMPOSIÇÃO	880+880+880	COMPRIMENTO CRAVADO	24,20				
Nº DE GOLPES		PESO DO MARTELO	4300	PESO CAPACETE	400	ALTURA CEPO	030	ALTURA TORTAS	010	ALTURA QUEDA	120
01	8 + 8										
02	6 + 5										
03	5 + 5										
04	15 + 15										
05	13 + 15										
06	12 + 19										
07	16 + 10										
08	11 + 10										
09	11 + 11										
10	11 + 13										
11	12 + 10										
12	10 + 11										
13	11 + 13										
14	12 + 14										
15	15 + 14										
16	13 + 13										
17	13 + 16										
18	15 + 13										
19	17 + 18										
20	21 + 20										
21	20 + 20										
22	38 + 60										
23	63 + 80										
24	163 + 183										
25	100										
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											
41											
42											
43											
44											

21 mm

6 mm

9 mm

ASS. CLIENTE

RESP.

Figura 32. Ficha de controle de cravação E-74

CONTROLE DE QUALIDADE									
OPERADOR:		DATA: 08.03.06		OBRA: E-74		ESTACA Nº: 50		COTA DE CRAVAÇÃO (m):	
PROF. DA PONTA (m):		BT Nº: D27		COMPOSIÇÃO: 8,80x8,80x8,80		COMPRIMENTO CRAVAÇÃO (cm):		2400	
Nº DE GOLPES:		5/5 m m		PESO CAPACETE (kg): 400		ALTURA TORTAS (cm): 030		ALTURA QUEDA (cm): 100	
PESO DO MARTELO (kg): 4300									
01	3+3								
02	3+3								
03	3+5								
04	14+14								
05	19+20								
06	19+20								
07	16+14								
08	11+10								
09	12+13								
10	12+12								
11	11+11								
12	11+11								
13	11+11								
14	11+11								
15	11+11								
16	18+16								
17	18+30								
18	29+27								
19	35+40								
20	68+67								
21	55+63								
22	53+12								
23									
24									
25									
26									
27									
28									
29									
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									
41									
42									
43									
44									

19mm

5mm

5mm

RES.P.

ASS. CLIENTE

Figura 33. Ficha de controle de cravação E-75

CONTROLE DE QUALIDADE										
OPERADOR:		DATA	OBRA	ESTACA Nº	Ø	COTA DE CRAVAÇÃO	m.			
PROF. DA PONTA - m.		BT Nº	E-75	50	2420	COMPRIMENTO CRAVADO				
Nº DE GOLPES		10/6 mm	880x880x880	030	010	ALTURA TORTAS				
PESO DO MARTELO		4300	400	030	010	ALTURA QUEDA				
PESO CAPACETE										cm.
01	4+3									
02	5+1									
03	5+1									
04	13+10									
05	19+20									
06	21+20									
07	14x11									
08	10x11									
09	15x13									
10	11x11									
11	17+10									
12	17+10									
13	14+14									
14	15x16									
15	16x16									
16	17+18									
17	23+29									
18	26+29									
19	30+29									
20	29+29									
21	29x30									
22	28x46									
23	28x44									
24	25+14									
25	22+									
26										
27										
28										
29										
30										
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
41										
42										
43										
44										

20mm

6mm

10mm

RESP	ASS. CLIENTE
------	--------------

Figura 34. Ficha de controle de cravação E-92

CONTROLE DE QUALIDADE									
DATA		OBRA		ESTACA Nº		DOTA DE CRAVAÇÃO		m.	
20.03.06		E-92		50		COMPRIMENTO CRAVADO		24,80	
BT Nº D-27		COMPOSIÇÃO		kg		ALTURA TORTAS		cm	
8/6mm		8,00+8,00+8,00+8,80		0,30		ALTURA QUEDA		120	
NEGAP/10 GOLPES		PESO DO MARTELO		kg		ALTURA CEPO		cm	
4,300		400		0,30					
OPERADOR:	PROF DA FONTE -m-	Nº DE GOLPES							
	01	5	19mm						
	02	4	6mm						
	03	6	6mm						
	04	15	6mm						
	05	14	6mm						
	06	20	6mm						
	07	10	6mm						
	08	04	6mm						
	09	12	6mm						
	10	10	6mm						
	11	11	6mm						
	12	13	6mm						
	13	23	6mm						
	14	10	6mm						
	15	14	6mm						
	16	15	6mm						
	17	12	6mm						
	18	14	6mm						
	19	10	6mm						
	20	16	6mm						
	21	10	6mm						
	22	10	6mm						
	23	10	6mm						
	24	10	6mm						
	25	10	6mm						
	26	10	6mm						
	27								
	28								
	29								
	30								
	31								
	32								
	33								
	34								
	35								
	36								
	37								
	38								
	39								
	40								
	41								
	42								
	43								
	44								
RESP.		ASS. CLIENTE							

Figura 35. Ficha de controle de cravação E-95

CONTROLE DE QUALIDADE									
OPERADOR:		DATA	BT N°	ESTACA N°	Ø	cm	COTA DE CRAVAÇÃO	m.	
PROF DA PONTA - (m)	N° DE GOLPES	9/5 mm	400	E95	50	cm	COMPLEMENTO CRAVADO	cm	ALTURA QUEDA
		4.300	400	400	230	cm	ALTURA TORTAS	cm	100
01	4+9								
02	2+10								
03	13+12								
04	13+15								
05	16+16								
06	15+07								
07	21+07								
08	28+07								
09	10+14								
10	14+16								
11	15+16								
12	20+25								
13	30+35								
14	38+36								
15	46+47								
16	48+61								
17	51+58								
18	57+60								
19	59+63								
20	49+48								
21	51+58								
22	46+66								
23	60+74								
24	53+90								
25	68+90								
26	89+50								
27	47+123								
28	44+148								
29	498								
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									
41									
42									
43									
44									

19mm

5mm

9mm

	ASS. CLIENTE
RESP.	

Figura 36. Ficha de controle de cravação E-124

CONTROLE DE QUALIDADE									
OPERADOR:		DATA: 20.04.06		OBRA:		ESTACA Nº E124		COTA DE CRAVAÇÃO	
PROF. DA PONTA - m:		BT Nº D27		ESTACA Nº E124		β 50		COMPRIMENTO CRAVADO 2500	
Nº DE GOLPES		9/7 m m		COMPOSIÇÃO 40% 40% 10% 10% 10%		ALTURA TORTAS 10		ALTURA QUEDA 120	
PESO DO MARTELO 4300		PESO CAPACETE 400		ALTURA CEPO 30					
01	6 + 8								
02	6 + 6								
03	6 + 5								
04	13 + 20								
05	16 + 25								
06	21 + 24								
07	28 + 19								
08	29 + 22								
09	32 + 19								
10	33 + 19								
11	34 + 24								
12	34 + 23								
13	26 + 40								
14	33 + 39								
15	33 + 16								
16	33 + 18								
17	39 + 29								
18	35 + 21								
19	40 + 16								
20	00 + 28								
21	+								
22	70								
23	26 + 65								
24	67 + 30								
25	35 + 158								
26	50								
27									
28									
29									
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									
41									
42									
43									
44									

RESP		ASS. CLIENTE	
------	--	--------------	--

Fonte: Querelli, 2012