



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO  
CAMPUS UFRJ-MACAÉ  
Professor Aloísio Teixeira



ANÁLISE GEOTÉCNICA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS A PARTIR DE MÉTODOS  
SEMI-EMPIRICOS E DINÂMICOS: ESTUDO DE CASO - BLOCO D – UFRJ/MACAÉ

PALOMA GOMES DOS SANTOS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé, como requisito parcial para aquisição do título de engenheira civil.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Macaé  
Fevereiro de 2019

ANÁLISE GEOTÉCNICA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS A PARTIR DE MÉTODOS  
SEMI-EMPIRICOS E DINÂMICOS: ESTUDO DE CASO - BLOCO D – UFRJ/MACAÉ

PALOMA SANTOS

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO APRESENTADO AO CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO – CAMPUS  
MACAÉ, COMO REQUISITO PARCIAL PARA AQUISIÇÃO DO GRAU DE  
ENGENHEIRA CIVIL

Examinado por:

---

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

---

Prof. João Alberto Machado Leite  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

---

Engº. Jose Nolasco de Carvalho Neto  
Construtora M.Alves LTDA.

MACAÉ, RJ - BRASIL  
FEVEREIRO DE 2019

Santos, Paloma

Análise Geotécnica de Fundações em Estacas a Partir De Métodos Semi-Empíricos e Dinâmicos: Estudo de Caso – Bloco D – UFRJ/Macaé - Macaé 2019.

IX, 103 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Projeto de Graduação – UFRJ/ Macaé/ Curso de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 66- 68.

1. Análise Geotécnica, 2. Fundações em estacas, 3. UFRJ/Macaé.

I. Guimarães, Gustavo Vaz de Mello, II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, Curso de Engenharia Civil III. Análise Geotécnica de Fundações em estacas para Laboratório da UFRJ/Macaé.

*Dedico a Cleide, Durval e Erika por serem  
minha base, e principalmente a Deus, por que  
eu não merecia nada, mas Ele escolheu me  
amar e hoje tenho tudo.*

## **AGRADECIMENTOS**

Orientar significa indicar a direção, agradeço ao meu orientador Gustavo, por ter ido além, não me indicou apenas o caminho, mas caminhou comigo.

Engenheiro significa aquele que cria, elabora e constrói. Agradeço a José Nolasco por abrir as portas do seu mundo e compartilhar comigo o seu bem precioso, o conhecimento. Através dele foi possível a elaboração e criação deste trabalho.

Pai significa aquele que gera, agradeço ao Durval por sempre estar presente durante a geração de todas as minhas conquistas até aqui, sendo a motivação de cada uma delas.

Mãe significa mulher que deu à luz, agradeço a Cleide por me iluminar todos os dias com seu amor, cuidado, proteção e pelo seu simples olhar que sempre consegue me entender sem que eu precise dizer uma palavra.

Irmão significa aquele que se considera unido por sentimentos de fraternidade universal, agradeço a Erika por ser o oposto de mim, me completar em tudo aquilo que me faltava e ter trago, entre tantos sentimentos, uma alegria que não se pode medir ao nosso lar.

Amigo significa aquele que ama, agradeço a todos aqueles que tornam meus dias mais felizes e ainda conseguem me amar de forma incondicional, apesar disso não fazer o menor sentido.

Deus ninguém explica, agradeço a Ele por tudo o que é.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Universidade Federal do Rio de Janeiro/ Campus Macaé como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Engenharia Civil.

ANÁLISE GEOTÉCNICA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS A PARTIR DE MÉTODOS SEMI-EMPIRICOS E DINÂMICOS: ESTUDO DE CASO - BLOCO D – UFRJ/MACAÉ

Paloma Santos

Fevereiro/2019

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Curso: Engenharia Civil

RESUMO: Graças a ampliação constante do campus universitário da prefeitura municipal de Macaé nos últimos anos, foi possível a realização do acompanhamento e análise geotécnica das fundações do bloco D. A empresa responsável pela construção do empreendimento colaborou com todo o processo e o aprendizado teórico da sala de aula pôde, enfim, ser colocado na prática da engenharia do cotidiano. Neste contexto, este trabalho faz uma análise comparativa entre os cálculos de fundações profundas com estacas metálicas – tipo trilho TR-57 - considerando diferentes hipóteses de embuchamento para os elementos. Os dimensionamentos foram desenvolvidos através dos métodos AOKI e VELLOSO (1975) e DÉCOURT e QUARESMA (1978) com contribuição de DÉCOURT (1982) e DÉCOURT e QUARESMA (1982). Este estudo está baseado em perfis de sondagens reais de um edifício localizado na Cidade Universitária de Macaé – RJ. Um método dinâmico, com base na medida da nega do estaqueamento da obra, foi utilizado para fins de comparação com a capacidade de carga semi-empírica destas fundações.

Palavras-chave: Estacas metálicas. Fator de segurança. Projeto de fundação.

Abstract of Undergraduate Project presented to the Federal University of Rio de Janeiro/ Macaé Campus as part of the requisites required to obtain the degree of Civil Engineer.

## GEOTECHNICAL ANALYSIS OF PILE FOUNDATIONS: A CASE STUDY.

Paloma Santos

February/2019

Advisor: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Course: Civil Engineering

**ABSTRACT:** The constant expansion of the university campus of Macaé municipal government in recent years, it was possible to carry out the monitoring and geotechnical analysis of the foundations of block D. The company responsible for the construction of the project collaborated with the whole process and theoretical learning of the room classroom could, finally, be put into the practice of everyday engineering. In this context, this work makes a comparative analysis between the deep foundations calculations with metal stakes - rail type TR-57 - considering different hypotheses of embuchamento for the elements. The sketches were developed using the methods AOKI and VELLOSO (1975) and DÉCOURT and QUARESMA (1978) with the contribution of DÉCOURT (1982) and DÉCOURT and QUARESMA (1982). This study is based on profiles of real surveys of a building located in university campus of Macaé - RJ. A dynamic method, based on the measurement of the negation of the work staking, was used for purposes of comparison with the semi-empirical load capacity of these foundations.

**Key-Words:** Stakes of metal. Technical and economic analysis. Security factor. Foundation project.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 OBJETIVOS .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 METODOLOGIA.....</b>	<b>1</b>
<b>1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....</b>	<b>2</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>3</b>
<b>2.1 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL A COMPRESSÃO DAS ESTACAS.....</b>	<b>3</b>
<b>2.1.1 GENERALIDADES .....</b>	<b>3</b>
<b>2.1.2 TIPOS DE ESTACA.....</b>	<b>4</b>
<b>2.2 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS .....</b>	<b>7</b>
<b>2.2.1 MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975) .....</b>	<b>8</b>
<b>2.2.2 MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978).....</b>	<b>10</b>
<b>2.3 MÉTODOS DINÂMICOS .....</b>	<b>12</b>
<b>2.3.1 FÓRMULA DOS DINAMARQUESES (1957) .....</b>	<b>13</b>
<b>2.4 PARTICULARIDADES .....</b>	<b>15</b>
<b>2.5 EMBUCHAMENTO .....</b>	<b>15</b>
<b>3. ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>17</b>
<b>3.1 LOCALIZAÇÃO .....</b>	<b>17</b>
<b>3.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO .....</b>	<b>18</b>
<b>3.3 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS .....</b>	<b>24</b>
<b>3.4 PILARES ASSOCIADOS ÀS SONDAGENS.....</b>	<b>27</b>
<b>3.5 HIPÓTESES ACERCA DO EMBUCHAMENTO NAS ESTACAS .....</b>	<b>31</b>
<b>3.6 COTA DE ARRASAMENTO DAS ESTACAS .....</b>	<b>33</b>
<b>3.7 CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA .....</b>	<b>33</b>
<b>3.7.1 MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975) .....</b>	<b>35</b>
<b>3.7.2 MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA NA VERSÃO INICIAL (1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE DÉCOURT (1982) E DÉCOURT E QUARESMA (1982).....</b>	<b>39</b>
<b>3.7.3 FÓRMULA DINAMARQUESA .....</b>	<b>42</b>
<b>3.8 PROFUNDIDADE MÍNIMA DE ACORDO COM O FATOR DE SEGURANÇA</b>	
<b>48</b>	
<b>3.8.1 MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975) .....</b>	<b>49</b>
<b>3.8.2 MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA NA VERSÃO INICIAL (1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE DÉCOURT (1982) E DÉCOURT E QUARESMA (1982).....</b>	<b>55</b>



<b>4. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....</b>	<b>62</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>65</b>
<b>ANEXO C – BOLETINS DE SONDAgens .....</b>	<b>74</b>
<b>ANEXO D – TABELAS DE CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA DE ACORDO COM AS HIPÓTESES DE TRABALHO CONSIDERADAS EM PROJETO. ....</b>	<b>84</b>
<b>A) MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975).....</b>	<b>84</b>
<b>B) MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA NA VERSÃO INICIAL (1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE DÉCOURT (1982) E DÉCOURT E QUARESMA (1982).87</b>	

## **1. INTRODUÇÃO**

As fundações são elementos estruturais cuja função é transmitir as cargas da estrutura para o terreno onde ela se apoia (Azeredo, 1988).

Para tal, o conhecimento das cargas solicitantes envolvidas e do perfil estratigráfico do terreno, é fundamental para a definição dos possíveis melhores modelos de fundações a serem adotados em um projeto, sendo fator decisivo aquele que apresente a solução mais econômica e o menor prazo de execução.

Os dois tipos principais de fundações são as fundações superficiais e as fundações profundas. Uma das grandes diferenças entre esses dois tipos de fundação é a forma de transmissão do carregamento para o terreno. Enquanto nas fundações superficiais as cargas são transmitidas apenas pela base, nas fundações profundas as cargas podem ser transmitidas pela base, pelo fuste ou por ambos. Em estacas cravadas por percussão, dependendo do tipo de geometria da estaca e do tipo de solo pode ocorrer um fenômeno, durante a instalação, chamado de embuchamento. Este fenômeno pode vir a alterar a capacidade de carga geotécnica da estaca. Assim, para se calcular essa capacidade de carga, normalmente, algumas hipóteses sobre o embuchamento são adotadas em função da geometria da estaca e do tipo de solo.

### **1.1 OBJETIVOS**

O objetivo principal deste trabalho é realizar o dimensionamento geotécnico de fundações em estacas metálicas tipo “trilho” para obra de um edifício.

Dentre os objetivos secundários destacam-se algumas comparações: capacidades de carga estáticas com diferentes modelos de transmissão de carregamento (embuchamento) e capacidades de carga estática versus capacidade de carga dinâmica.

### **1.2 METODOLOGIA**

A metodologia utilizada foi baseada em uma breve revisão bibliográfica sobre as fundações profundas e os mais tradicionais métodos para cálculo da capacidade de carga de estacas. Além disso, foram analisados três boletins de sondagem com medida de  $N_{SPT}$  e traçado um perfil geotécnico. Com base nessas informações e considerando quatro tipos diferentes de transmissão de carregamento da fundação para o terreno foram calculadas as respectivas

capacidades de carga. A partir dos dados adquiridos foi realizado um comparativo entre os cálculos de estacas com os diferentes tipos de transmissões de carregamento. Além disso, uma comparação entre as capacidades de carga estática e dinâmica também foi realizada. Esta comparação foi realizada através de uma ferramenta de resposta a cravação das estacas - nega.

### **1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO**

Segue-se a esta introdução o segundo capítulo, no qual são apresentados os tipos de fundações profundas e os mais tradicionais métodos para cálculo de capacidade de carga.

No terceiro capítulo é apresentado um estudo de caso. Além disso, são expostas as diferentes propostas de transmissão de carregamento das estacas para o terreno.

No quarto capítulo são apresentados e analisados os resultados.

Por fim, o quinto capítulo apresenta as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL A COMPRESSÃO DAS ESTACAS

#### 2.1.1 GENERALIDADES

O conceito de fundação profunda é estabelecido pela NBR 6122/2010, Projeto e execução de fundações; aquela que transmite as cargas provenientes da estrutura ao terreno, pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência por atrito lateral) ou pela combinação das duas. Além disso, de acordo com a referida norma, para uma fundação ser considerada profunda, deve estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3 metros. A figura 2.1 ilustra as premissas de uma fundação profunda.

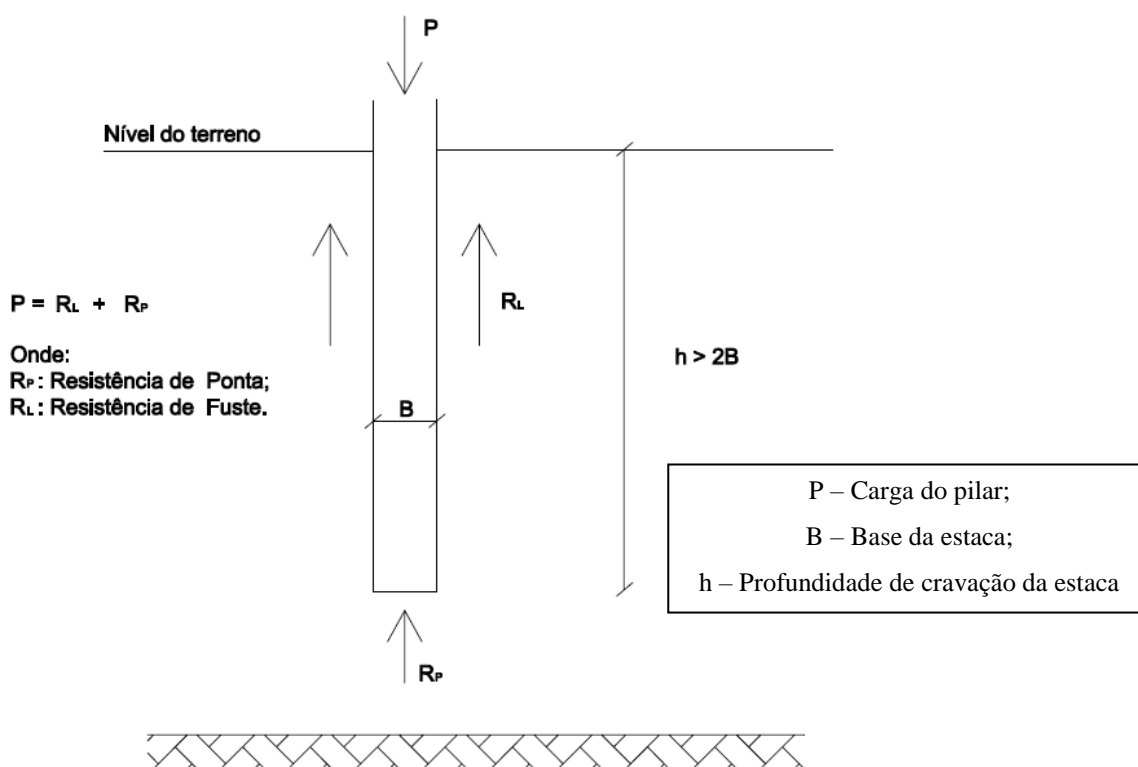


Figura 2.1 – Premissas para consideração de uma fundação profunda de acordo com a NBR 6122/2010.

É muito importante lembrar que toda fundação deve atender dois requisitos básicos: segurança adequada com relação a ruptura e recalques compatíveis com a estrutura.

O primeiro requisito significa que as fundações devem atender aos fatores de segurança mínimos contra a ruptura determinados pelas normas locais. Já o segundo requisito indica que as fundações devem possuir recalques máximos compatíveis com os deslocamentos aceitáveis para a finalidade da estrutura.

Nas fundações profundas não é muito comum em projetos usuais (e.g.: edifícios residenciais com arquitetura convencional) a verificação do segundo requisito. Assim somente o primeiro requisito é verificado.

A verificação da segurança com relação à ruptura geotécnica de fundações profundas, no caso particular de estacas, é realizada por rotinas de cálculo utilizando os principais métodos de capacidade de carga, subdividindo-se em duas categorias: estáticos e dinâmicos.

Nos métodos “estáticos” a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, obtida em ensaios de laboratório ou *in situ*.

Os métodos dinâmicos são aqueles que estimam a capacidade de carga de uma estaca baseados na observação da resposta à cravação, ou ainda, em que uma dada resposta a cravação é especificada para o controle da cravação com vistas a garantir uma determinada capacidade de carga.

Os métodos estáticos racionais surgiram com os trabalhos de Terzaghi na primeira metade do século XX, e constituem a base para a teoria clássica de capacidade de suporte, a qual consiste em: estabelecido um mecanismo de colapso ou ruptura, calcula-se a tensão última através dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em estudo.

Tal abordagem é utilizada para fundações superficiais em larga escala e.g. Terzaghi (1943) e Vesic (1975), onde o ângulo de atrito interno do solo é relacionado aos coeficientes de capacidade de carga do terreno.

Para as fundações profundas, alternativamente ao método racional, difundiram-se os métodos semi-empíricos, que objetivam a prática de relacionar medidas de ensaios *in situ* (e.g.: CPT e SPT) diretamente com a capacidade de carga de estacas.

### **2.1.2 TIPOS DE ESTACA**

Estacas pré-moldadas de concreto usualmente constituem a opção de menor custo nos casos em que não há contra indicação, a principal vantagem é a possibilidade de trabalhar com

concreto de boa qualidade, A armação deve ser distribuída igualmente na estaca de forma a poder ser levantada com qualquer face para baixo ou para cima, com estribos concentrados nas extremidades. De modo a atingir maiores profundidades, utiliza-se solda de anéis metálicos.

Estacas de aço, usualmente por perfis laminados, sendo prática comum da engenharia a utilização de trilhos, adquiridos a um custo baixo como rejeito de estradas de ferro, verificando as dimensões de entrada, como perímetro e área da base.

As estacas metálicas (ou de aço), podem ser de perfis (laminados ou soldados). Os tipos de aço mais utilizados seguem os padrões ASTM A36, com tensão de escoamento de 250 MPa, e a A572 Grau 50 com tensão de escoamento de 345 MPa. Ao adicionar-se cobre em sua composição, o aço adquire características de resistência a corrosão. Pode-se citar como exemplos de tipos de estaca os trilhos usados, os perfis I e H e tubos circulares.

As estacas metálicas são usualmente perfis laminados. São utilizados às vezes perfis soldados e tubos, mas constituem geralmente uma opção mais cara.

São também empregados trilhos, muito caros quando novos, mas de custo bem menor quando adquiridos como rejeito de estradas de ferro por não atenderem aos requisitos necessários para o material rodante.

Alguns dos trilhos usualmente empregados no Brasil são mostrados na tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Cargas nominais e distância mínima entre estacas. dos tipos de trilhos mais comuns no Brasil, GUIMARÃES (2018).

<b>Tipo</b>	<b>Carga Nominal (kN)<sup>1</sup></b>	<b>Distância mínima entre estacas (cm)<sup>2</sup></b>
TR - 25	200	80
TR - 32	250	80
TR - 37	300	80
TR - 45	350	80
TR - 50	400	80
TR - 53	450	80

1 – Carga admissível estrutural.

2 – Valores utilizados na prática de tal forma que se admite não haver interferência de um sobre o outro.

As estacas metálicas podem ser utilizadas, ainda, como elementos múltiplos (duplos ou mesmo triplos), os quais constituem-se de soldagem de elementos individuais, como o exemplo de modelo composto de perfis H da figura 2.2.

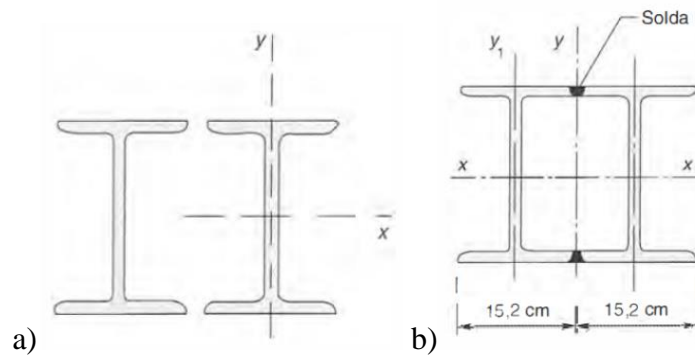


Figura 2.2 – a) Perfis “H” isolados b) Perfis “H” unidos como uma peça única, ARGENTA (acesso em 31/01/2019).

A escolha de estacas metálicas envolvem vantagens e desvantagens listadas a seguir:

Vantagens:

- Facilidade de cravação em terrenos dos mais diversos, argilosos ou arenosos, nos mais diferentes graus de consistência ou compactidade.
- Possuem grande variabilidade de formas e dimensões,
- Corte e emenda, atividades relacionados a estacas pré-fabricadas, são fáceis de serem realizadas com estacas metálicas. Os cortes são feitos com maçaricos e utilizam-se normalmente talas metálicas soldadas como emendas.
- Resistem bem a manuseio e transporte, mesmo em condições desfavoráveis.
- Nos pilares de divisa, existe a possibilidade de execução de perfis praticamente faceando a divisa, o que dispensa a necessidade de vigas de equilíbrio (ou minimiza suas dimensões).
- No caso de subsolos ou estacas posicionadas nas divisas podem ser utilizadas também como elementos de escoramento.
- No caso de pequenas excentricidades construtivas ou desvios durante o processo de cravação, os esforços de flexão correspondentes são absorvidos geralmente sem quaisquer problemas.
- Dentre todas as estacas em que ocorre cravação por percussão, são as que geram menores problemas relativos a danos em vizinhos, sobretudo porque apresentam menor deslocamento de solo (por unidade de carga) do que os outros tipos de estaca durante o processo de cravação.

Desvantagens:

- Custo (por unidade de carga), geralmente superior.
- São suscetíveis à corrosão.

De acordo com a NBR 6122/1996, quando a estaca trabalhar total e permanentemente enterrada em solo natural, deve-se descontar de sua espessura 1,5mm por face em contato com o solo de modo a considerar formação de película de corrosão.

As estacas também podem ser classificadas em três grupos principais, estacas que produzem grande deslocamento de solo, através de percussão ou prensagem, como pré-fabricadas de concreto; as que produzem um pequeno deslocamento, por exemplo, estacas metálicas e as que não geram deslocamento lateral do solo, onde todo o solo ocupado pela estaca será removido. As estacas relacionadas a cada tipo de deslocamento estão na figura 2.3.

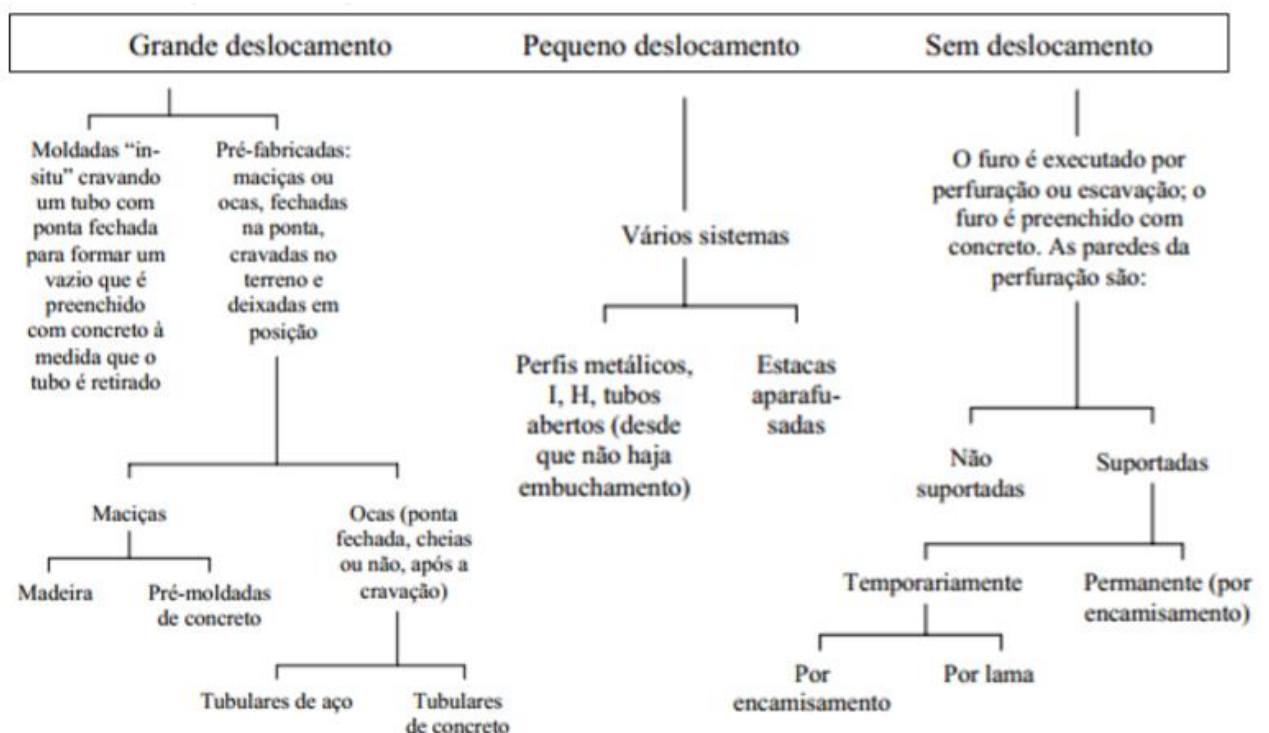


Figura 2.3 - Principais tipos de estacas, VELLOSO e LOPES (2001).

## 2.2 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS



Em um trabalho muito original, MILITSKY (1986) menciona que a sondagem com medida de  $N_{SPT}$  no Brasil é a investigação geotécnica mais difundida e realizada, e aborda o assunto dizendo que: “a engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a geotecnia do SPT”. Assim os projetistas de fundações buscam direcionar métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas empregando os resultados das sondagens à percussão com medida de  $N_{SPT}$ .

Nesse contexto serão apresentados os métodos semi-empíricos mais utilizados para o cálculo de capacidade de carga de estacas metálicas, sendo eles AOKI e VELLOSO (1975) e DECOURT e QUARESMA (1978) com a contribuição de DECOURT (1982). O tipo de solo encontrado e a investigação geotécnica, são as principais variáveis para originar métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga geotécnica que são baseados em correlacionar equações com provas de carga.

### 2.2.1 MÉTODO DE AOKI e VELLOSO (1975)

O método de AOKI e VELLOSO (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de CPT, depois adaptado ao SPT através de correlações. A equação (2.1) relaciona a resistência da ponta e o atrito lateral da estaca da estaca com os resultados obtidos no CPT:

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{t,ult} \Delta l = A_b \frac{q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \Delta l \quad (2.1)$$

Onde:

$Q_{ult}$  - Capacidade de carga (total) da estaca;

$A_b$  - Área de ponta ou base da estaca;

$q_{p,ult}$  - Resistência da ponta (unitária);

$U$  - Perímetro da seção transversal do fuste;

$\tau_{t,ult}$  - Resistência lateral (unitária);

$\Delta l$  - Trecho de comprimento ao qual a última varável se aplica (espessura da camada).

$q_{cone}$  - Resistência da ponta obtida através do CPT;

$\tau_{cone}$  - Resistência lateral obtida através do CPT;

F1 e F2 - Fatores de escala e execução.

As correlações entre o SPT e CPT utilizadas são:

$$q_{cone} = kNSPT \quad (2.2)$$

$$\tau_{cone} = \alpha q_{cone} = \alpha kNSPT \quad (2.3)$$

Onde:

- $k$  - Coeficiente de conversão, Método de AOKI e VELLOSO (1978);
- $N_{SPT}$  - Número de golpes necessários à penetração de 30 cm finais do amostrador
- $\alpha$  - Fator de conversão - Método Proposto;

Substituindo as equações (2.2) e (2.3) na equação (2.1), tem-se:

$$Q_{ult} = A_b \frac{kNSPT}{F_1} + U \sum \frac{\alpha kNSPT}{F_2} \Delta l \quad (2.4)$$

A Tabela 2.2 fornece os valores das constantes  $k$  e  $\alpha$  em função do tipo de solo do método original de AOKI e VELLOSO (1975):

Tabela 2.2 - Valores de  $k$  e  $\alpha$ , VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de solo	$k$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Distância Mínima entre estacas (cm) <sup>2</sup>
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia siltoargilosa	7,0	2,4
Areia argilosiltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argiloarenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenosiltosa	3,0	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0

Argila	2,0	6,0
--------	-----	-----

Os valores de  $F1$  e  $F2$  foram obtidos através de análises de testes de prova de carga em estacas. Como as cargas de prova não eram instrumentadas, o que possibilitaria a separação da carga do fuste da capacidade da ponta, só seria possível obter um dos fatores, assim, adotou-se que  $F2 = 2F1$ .

A Tabela 2.3 relaciona os valores do tipo de estaca para os fatores  $F1$  e  $F2$ , publicado por AOKI e VELLOSO (1975):

Tabela 2.3 - Valores de  $F1$  e  $F2$ , VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada de concreto	1,8	3,5
Escavada	3,0	6,0

Onde é utilizada a relação  $F2 = 2F1$ .

## 2.2.2 MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978)

### 2.2.2.1 Versão Inicial

Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram um método para previsão da capacidade de carga de estacas a partir de um ensaio SPT, DÉCOURT e QUARESMA (1978). Para a resistência da ponta, toma-se como  $N_{SPT}$ , a média entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e imediatamente posterior. A resistência da ponta em  $tf/m^2$  é dada pela equação (2.5):

$$q_{p,ult} = CN \quad (2.5)$$

Onde:

C = Coeficiente que varia em tipo de solo (ver tabela 2.4);

N = Média dos valores correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente superior e o imediatamente anterior.

Tabela 2.4 - Valores de C, VELLOSO e LOPES (2010).

Tipo de solo	C ( $tf/m^2$ )
--------------	----------------

Areia	40
Silte arenoso (alteração de rocha)	25
Silte argiloso (alteração de rocha)	20
Argila	12

A Tabela 2.5 relaciona os  $N_{SPT}$  médios com o atrito lateral médio, segundo DÉCOURT e QUARESMA (1978).

O estudo foi realizado para estacas pré-moldadas de concreto, mas é possível admitir, sua utilização em estacas tipo Franki, estacas Strauss com ponta em argila e estacas escavadas.

Tabela 2.5 – Atrito lateral médio, VELLOSO e LOPES (2010).

SPT (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral médio (tf/m <sup>2</sup> )
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
> 15	6

### 2.2.2.2 Segunda versão

DÉCOURT e QUARESMA procuraram aperfeiçoar o método exposto acima, DÉCOURT (1982), DÉCOURT e QUARESMA (1982), propondo para a resistência lateral a equação (2.6):

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (2.6)$$

Onde:

$\bar{N}$  - média dos valores ao longo do fuste.

Na determinação de  $\bar{N}$ , os valores menores do que 3 devem ser considerados iguais a 3, e maiores que 50, considerá-los iguais a 50.

Desta forma, a expressão geral para o cálculo da capacidade de carga é dada pela equação (2.7):

$$Q_{ult} = q_{p,ult} A_P + \tau_{l,ult} A_S \quad (2.7):$$

Onde:

$A_P$  - Área da superfície de ponta da estaca;

$A_S$  - Área da superfície lateral da estaca.

## 2.3 MÉTODOS DINÂMICOS

Como o processo de cravação dinâmica de uma estaca envolve a ruptura do solo, surgiu a ideia da utilização dos registros obtidos durante a cravação para a estimativa da capacidade de carga de estacas cravadas (por percussão).

Dessa ideia surgiram as fórmulas dinâmicas, baseadas nos princípios da conservação da energia e da quantidade de movimento.

O princípio da conservação da energia com incorporação de parcelas devido a perdas que ocorrem durante o processo de cravação, estabelece que o fator que representa as perdas de energia no bate-estacas multiplicado pelo peso do martelo multiplicado pela altura de queda é igual à resistência dinâmica da estaca (carga de ruptura) multiplicada pela nega (o produto é o trabalho realizado) e somada às perdas, equação (2.8)

$$\eta Wh = R_s + X \quad (2.8):$$

Onde:

$\eta$  - fator de eficiência do sistema de cravação;

$W$  - peso do martelo

$h$  - altura de queda

$R$  - carga de ruptura da estaca

$s$  - deslocamento permanente (nega)

$X$  - perdas diversas no sistema (incluindo as correspondentes às deformações elásticas da estaca e do solo).

É importante lembrar que os métodos dinâmicos surgiram com base na observação da resposta a cravação das estacas. Na prática, os meios mais simples e, conseqüentemente, muito

utilizados para verificação do comportamento das estacas durante a cravação são a nega e o repique.

### 2.3.1 FÓRMULA DOS DINAMARQUESES (1957)

A Fórmula dos dinamarqueses Sorensen e Hansen (1957) tem como ponto de partida a equação (8). A perda de energia X nesta fórmula é dada pela equação (2.9)

$$X = \frac{R}{2} \sqrt{\frac{2\eta WhL}{AEp}} \quad (2.9)$$

Substituindo a equação (9) na equação (8) e isolando R, determina-se a equação (2.10).

$$R = \frac{\eta Wh}{s + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2\eta WhL}{AEp}}} \quad (2.10)$$

Onde:

- L - comprimento da estaca;
- A - área da seção transversal da estaca;
- Ep - módulo de Young do material da estaca.

Para a eficiência do sistema de cravação, são sugeridos  $\eta = 0,7$  para martelos de queda livre operados por guincho e  $\eta = 0,9$  para martelos automáticos, e recomenda-se  $F=2$ . Sugerem, ainda, como orientação para cravação os valores da tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Valores referentes a orientação de cravação de estacas, VELLOSO e LOPES (2010).

Estaca	$(\eta h)$ máx.	$(W/p)$ mín.
Pré-moldada de concreto	1 m	0,5
Metálica	2 m	1,5
Madeira	4 m	0,75

#### 2.3.1.1 NEGA

De acordo com a NBR 6122/2010 a nega é a medida da penetração permanente de uma estaca, causada pela aplicação de um golpe de martelo ou pilão, sempre relacionada com a energia de cravação.

Na prática, dada sua pequena grandeza, em geral é medida para uma série de 10 golpes da seguinte forma:

Riscar uma linha horizontal na estaca com uma régua apoiada em 2 pontos da torre do bate-estacas;

Aplicar 10 golpes;

Riscar novamente;

Medir a distância entre os 2 riscos e dividir esta distância por 10, obtendo-se a penetração média por golpe.

A figura 2.4 apresenta a nega sendo medida durante a cravação de uma estaca.

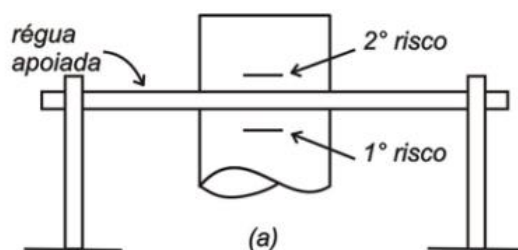


Figura 2.4 – Observação da resposta à cravação de uma estaca – Medida simples da nega (VELLOSO e LOPES, 2002).

A figura 2.5 mostra o detalhe da marcação dos dois riscos de medida de nega do Trilho TR-57 do bloco D.



Figura 2.5 – Detalhe da marcação dos dois riscos de medida de nega do Trilho TR-57 do bloco D – Medida simples da nega (2018).

### 2.3.1.2 REPIQUE

De acordo com a NBR 6122/2010 o repique é a parcela elástica do deslocamento máximo de uma estaca decorrente da aplicação de um golpe do martelo ou pilão.

Na prática, prende-se uma folha de papel ao fuste da estaca e no momento do golpe passa-se um lápis na horizontal, com o auxílio de uma régua apoiada em pontos fora da estaca. Assim, o lápis deixará marcado no papel o movimento da estaca ao receber o golpe.

Esse registro indicará o repique e a nega da estaca. A figura 2.6 apresenta o registro do repique e da nega durante a cravação de uma estaca.

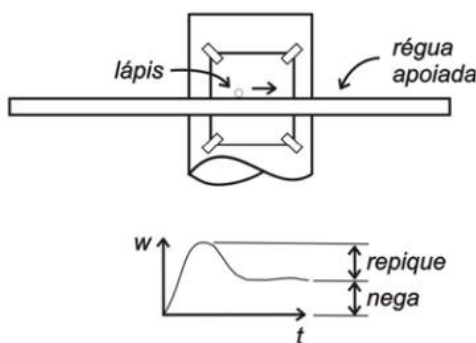


Figura 2.6 - Observação da resposta à cravação de uma estaca – Medida da nega e repique (VELLOSO e LOPES, 2002).

## 2.4 PARTICULARIDADES

Uma das principais limitações das fórmulas dinâmicas consiste na hipótese de que a carga de ruptura dinâmica é igual à carga de ruptura estática, o que é algo bastante questionável.

Tendo em vista esta limitação na aplicação das fórmulas dinâmicas, seu melhor uso está no controle de homogeneidade ou qualidade de um estaqueamento.

Assim, de acordo com a NBR 6122/2010, é recomendado o procedimento descrito a seguir para controle de qualidade do estaqueamento:

Cravar uma estaca, próximo de uma sondagem, até a profundidade prevista por método estático para aquela sondagem, observando a nega e/ou repique;

Executar prova de carga, e obter, assim, o fator de correção para a fórmula escolhida;

Empregar a fórmula escolhida - com o fator de correção obtido - em todo o estaqueamento para controle de qualidade.

## 2.5 EMBUCHAMENTO



Antes de se iniciar o estudo dos fatores que levam a formação do embuchamento e sua influência no comportamento da estaca, convém definir o que é a bucha.

GHILARDI (2005) menciona que “a maior parte dos pesquisadores que têm estudado o fenômeno do embuchamento concorda que a bucha, ou “plug”, ocorre quando, durante a cravação de uma estaca de ponta aberta, o material que se encontra em seu interior cessa sua penetração, ou seja, passa a se deslocar juntamente com a estaca, agindo realmente como se fizesse parte da estaca. ”

Em diversos artigos já publicados sobre o assunto, a interpretação de quando uma estaca está embuchada ou não apresenta algumas discordâncias (e.g.: PAIKOWSKY e WHITMAN, 1990; O’ NEILL e RAINES, 1991 e 1992; KISHIDA e ISEMOTO, 1967 e 1977; BRUCY e MEUNIER, 1991; NIYAMA, 1992; GHILARDI, 2005).

De uma forma geral, três possíveis estágios de formação de bucha durante a cravação de uma estaca podem ser considerados. A figura 2.7 mostra a sequência de formação da bucha.

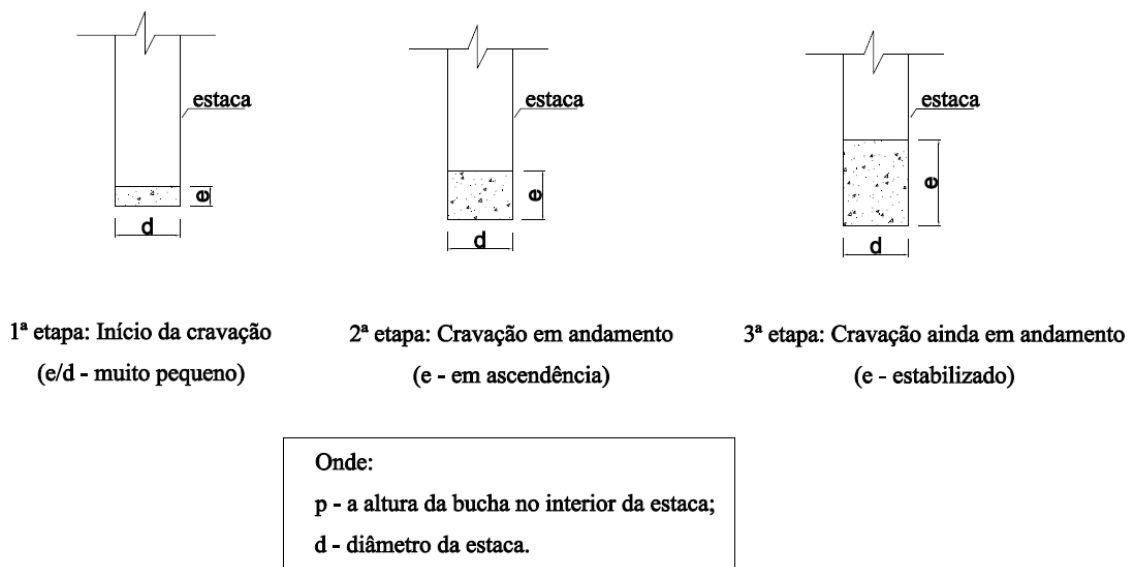


Figura 2.7 – Possíveis estágios de formação de bucha durante a cravação de uma estaca.

Hoje em dia, acredita-se que o mesmo fenômeno aconteça em estacas com outras geometrias, tais como: perfis tipo “I” e “H”, trilhos e etc. (ALVES, 2019).

### 3. ESTUDO DE CASO

#### 3.1 LOCALIZAÇÃO

O bloco D da cidade universitária em Macaé está localizado na Av. Aluizio da Silva Gomes, 50 - Novo Cavaleiros, Macaé – RJ. A figura 3.1 mostra a localização do campus.



Figura 3.1 - Localização do Campus UFRJ – Macaé, GOOGLE.COM (acesso em 02/01/2019).

O polo, na ocasião deste trabalho, é dividido entre a UFRJ, UFF e FEMASS, e dispõe de três blocos (A, B e C) de três pavimentos cada.

A Figura 3.2 mostra as construções presentes no terreno e parte da execução da fundação do bloco D executada. O bloco D terá o total de aproximadamente 1800 m<sup>2</sup> de área construída, seguindo o mesmo padrão arquitetônico dos blocos existentes.

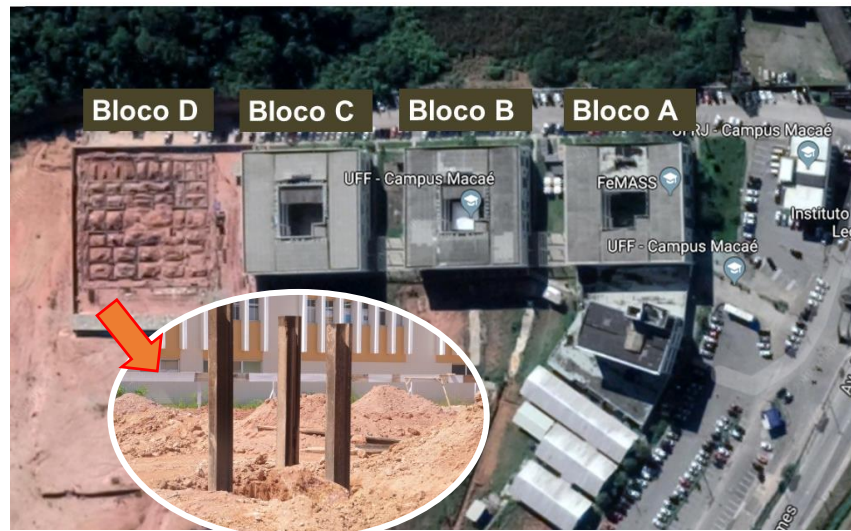


Figura 3.2 - Mapa de satélite das instalações do Campus, GOOGLE.COM (acesso em 02/01/2019).

A figura 3.3 apresenta o terreno do bloco D durante o processo de execução das fundações. É possível observar o bate-estaca executando uma das estacas do futuro bloco.



Figura 3.3 - Terreno do Bloco D da Cidade Universitária de Macaé, meados de 2018, quando da execução das fundações com bate-estacas.

As plantas do terreno se encontram no anexo A.

### 3.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO

O projeto de locação das estacas foi fornecido pela Construtora MALves, responsável pela construção do bloco D, e se encontra no anexo B.

Para o presente trabalho foram utilizados os boletins de sondagem da construção do bloco C da cidade Universitária. Este documento foi obtido através do acervo da UFRJ – Campus Macaé. Cabe ressaltar que o bloco C dista cerca 16 metros do bloco D.

Na ocasião foram realizadas 10 sondagens, em diferentes locais. O material completo constando todos os boletins de sondagens está localizado no Anexo C.

A localização das sondagens está apresentada na Figura 3.4.

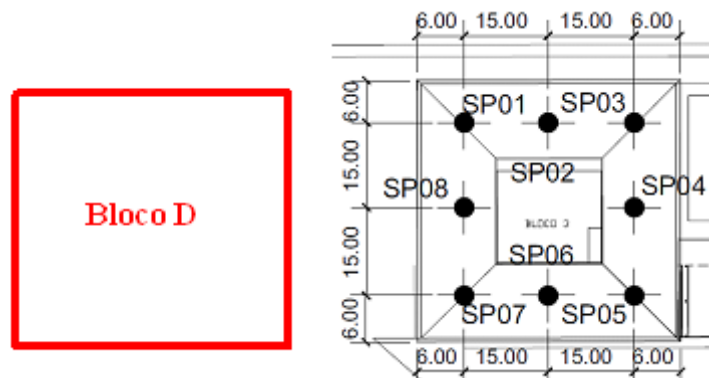


Figura 3.4 - Localização das sondagens, Arquivo da UFRJ.

As sondagens utilizadas de base para o estudo desta pesquisa foram, naturalmente, as sondagens designadas como: SP01, SP08 e SP 07. A figura 3.5 apresenta o detalhe destas sondagens.

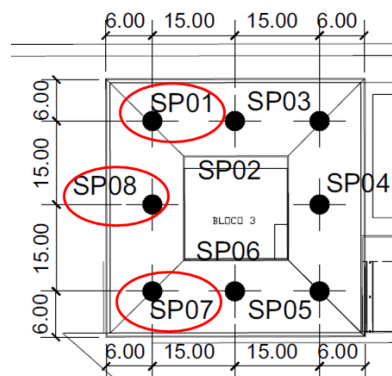


Figura 3.5 – Detalhe das sondagens utilizadas nesta pesquisa, Arquivo da UFRJ.

A partir das três sondagens escolhidas foi traçado um perfil geotécnico para uma melhor visualização da estratigrafia do subsolo na região. A figura 3.6 apresenta o perfil geotécnico considerado.

Perfil S.P.01 / S.P.08 / S.P.07

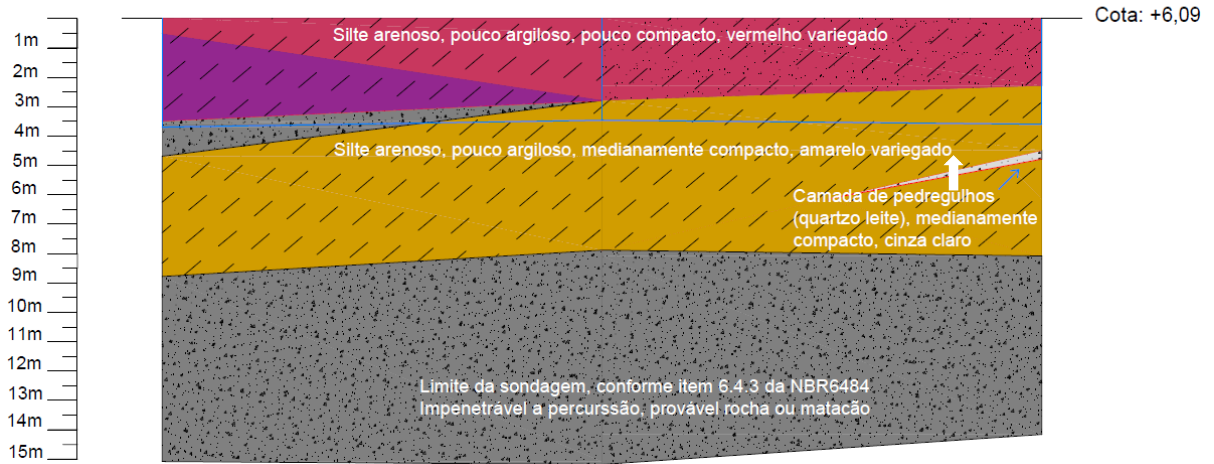


Figura 3.6 – Perfil geotécnico elaborado a partir dos furos de sondagem S.P.01, S.P.08 e S.P.07.

O boletim de sondagem S.P.01 utilizado no presente trabalho esta apresentado na figura 3.7.

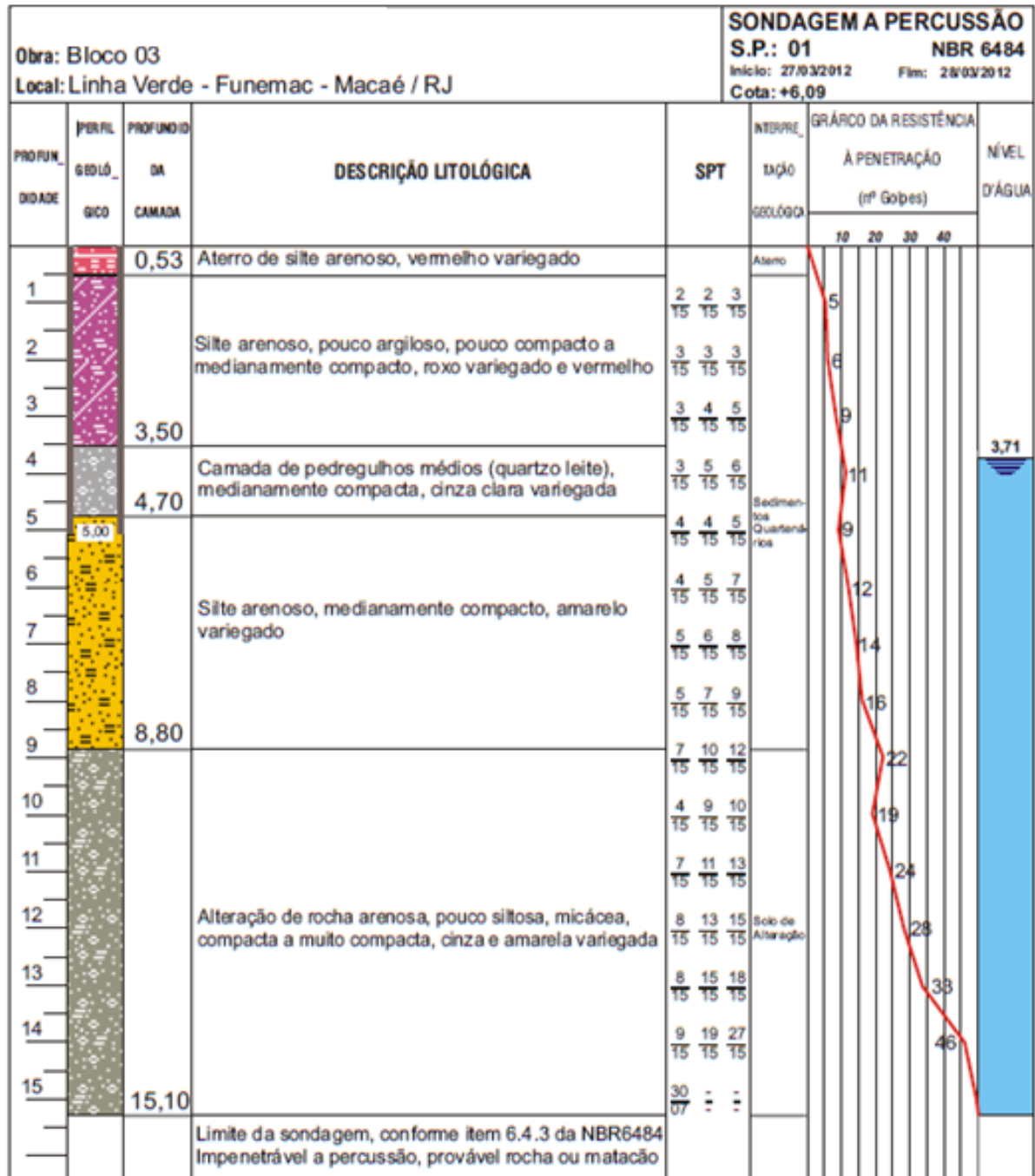


Figura 3.7 – Furo de sondagem S.P.01, Arquivo da UFRJ.

O boletim de sondagem S.P.08 utilizado no presente trabalho esta apresentado na figura 3.8.

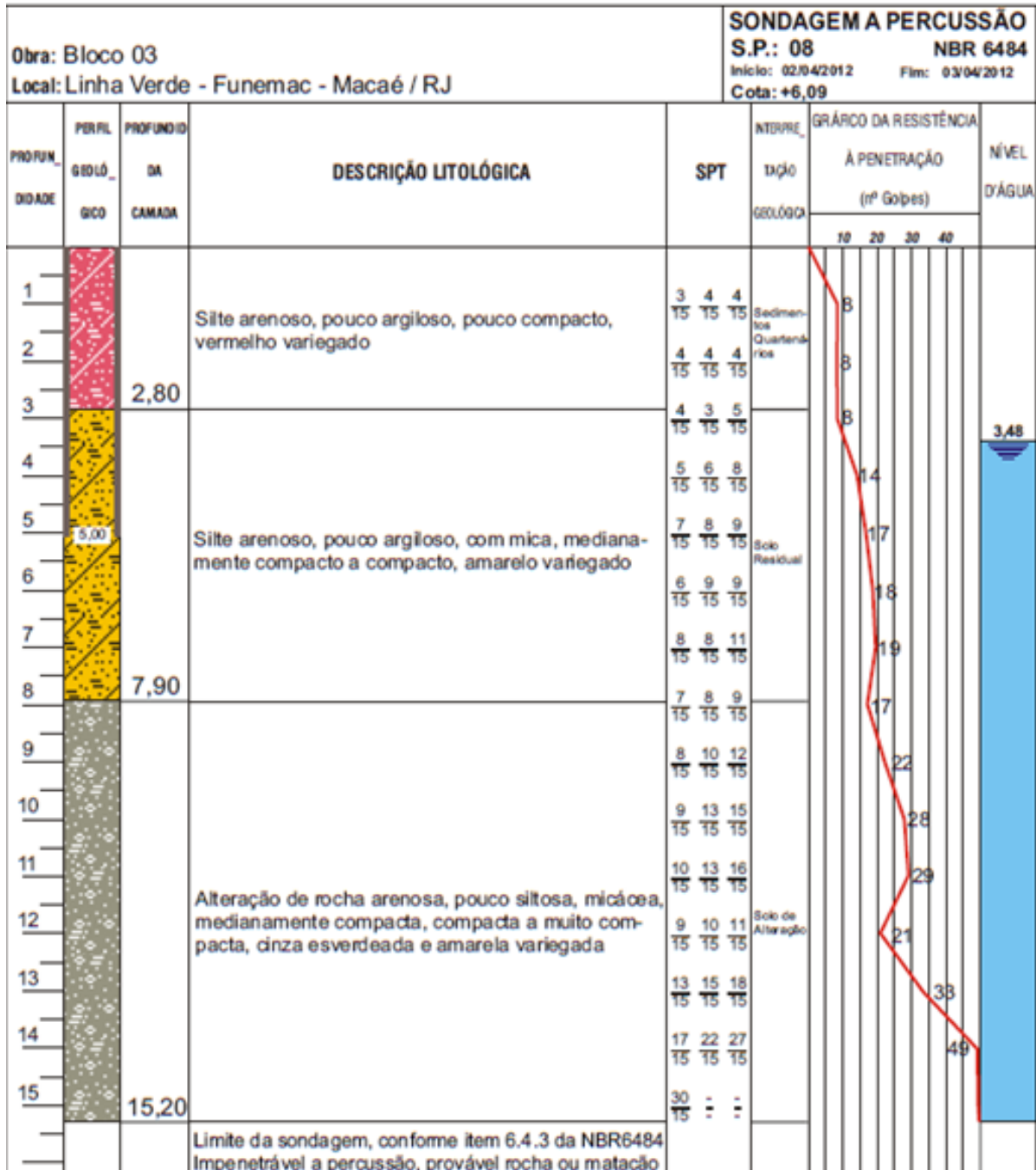


Figura 3.8 – Furo de sondagem S.P.08, Arquivo da UFRJ.

O boletim de sondagem S.P.07 utilizado no presente trabalho esta apresentado na figura 3.9.

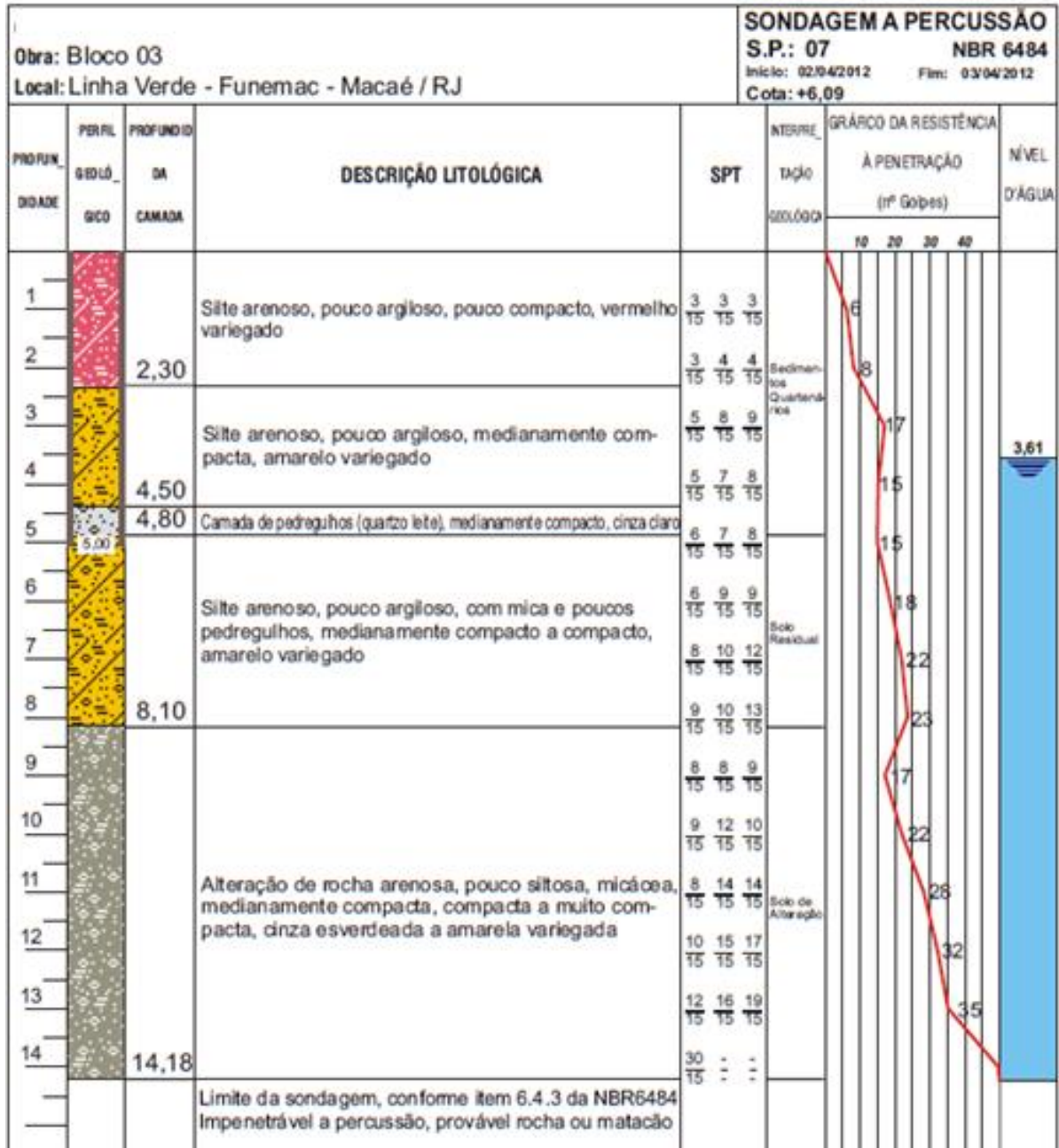


Figura 3.9 – Furo de sondagem S.P.07 de estudo de caso, Arquivo da UFRJ.



### 3.3 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS

A obra em questão utilizou estacas metálicas do tipo trilho – TR-57. A figura 3.10 apresenta algumas estacas armazenadas e instaladas no local da obra.



Figura 3.10 – Trilhos utilizados na obra em questão.

A figura 3.11 detalha um corte transversal do TR-57.

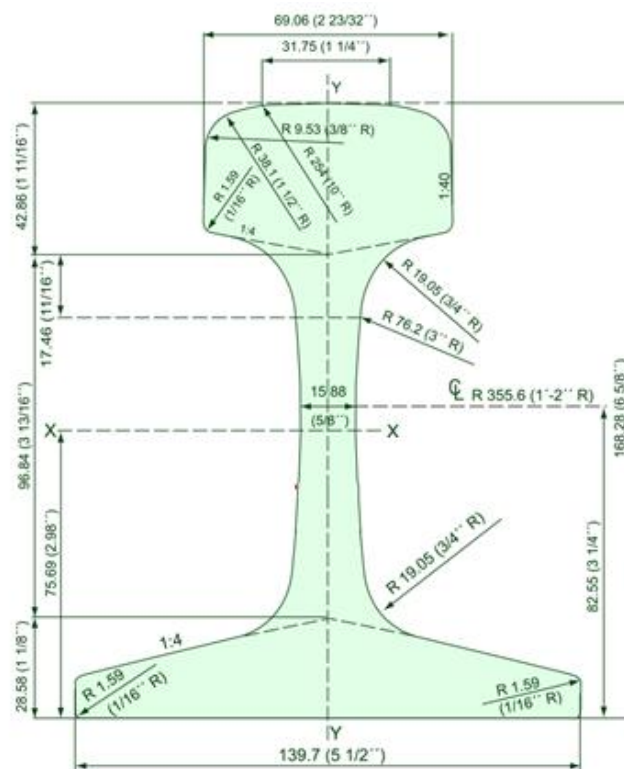



Figura 3.11 – Corte do trilho padrão TR-57 com suas respectivas dimensões, < <https://www.trilhos.com.br/trilho-padrao-tr.html> > (acesso em 02/01/2019).

Onde:

- Peso teórico: 56,9 kg/m
- Área: 72,56 cm<sup>2</sup>
- Altura: 168,28 mm
- Base: 139,7 mm
- Boletão: 69,06 mm
- Alma: 15,88 mm

A tabela 3.1 apresenta as características de diversos tipos de estacas metálicas, inclusive do TR-57. Cabe salientar que esta tabela apresenta a carga estrutural máxima admissível destas estacas.

Tabela 3.1 – Características de Perfis Metálicos e trilhos aplicados em Fundações, Catálogo Benapar.

 <b>ESTACAS METÁLICAS</b>				
As estacas metálicas são indicadas para terrenos com perfil geológico irregular, com muitas pedras ou matacões, ou estacas muito curtas, onde se torna difícil e muitas vezes até impossível a cravabilidade das estacas de concreto armado.				
<b>Cargas máximas em estacas metálicas totalmente enterradas</b>				
Tipo de Estaca	Denominação	Área (cm <sup>2</sup> )	Massa ( kg/m)	** Carga Máxima Admissível
Perfis metálicos	H 6" X 6"	47,3	37,1	400
	I 8" X 4"	34,8	27,3	300
	I 10"X 4 <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	48,1	37,7	400
	I 12"X 5 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> "	77,3	60,6	700
Trilhos	TR 25	31,4	24,7	250 - (200)*
	TR 32	40,9	32,1	350 - (250)*
	TR 37	47,3	37,1	400 - (300)*
	TR 45	56,8	46,7	450 - (350)*
	TR 50	64,2	50,3	550 - (400)*
	TR 57	72,6	56,9	600 - (450)*

Nota: \* Os valores entre parênteses referem-se a trilhos velhos com redução de peso de 20%  
\*\*A carga máxima admissível refere-se à peça enquanto elemento estrutural. A capacidade de carga final ou de trabalho deve levar em consideração o conjunto estaca-solo e deve ser verificada individualmente em função dos dados geotécnicos específicos da obra e da cravabilidade da estaca.

Para a execução da fundação completa do Bloco D, foram projetados blocos de coroamento formados com uma a seis estacas cada, tendo estes blocos cargas variando de 25 tf a 220 tf. Algumas formas para o concreto magro desses blocos podem ser vistos na figura 3.12, e onde é possível ter uma noção das dimensões dos mesmos.



Figura 3.12 – a) e b) Moldes para o concreto magro dos blocos de coroamento; c) e d) Concreto magro executado.

A figura 3.13 mostra os blocos de coroamento finalizados com os ferros de espera para receber os pilares.



Figura 3.13 – Blocos de coroamento com ferros de prontos para a execução dos pilares.

A presente obra conta com 158 estacas cravadas com uma média de:

- 14 metros de profundidade cada;

- Comprimento total de 2200 m (2,2 km) de trilhos TR – 57 e
- Peso total de 125,86 tf.

### 3.4 Premissas adotadas

Foram adotadas três premissas básicas para que a análise geotécnica das fundações do bloco D pudessem ser executadas.

### 3.4 PILARES ASSOCIADOS ÀS SONDAGENS

Através da compatibilização do desenho de locação das estacas associado à planta de locação das sondagens foi possível agrupar determinados pilares da obra com as sondagens S.P.01, S.P.08 e S.P.07. A figura 3.14 apresenta um esquema do agrupamento.

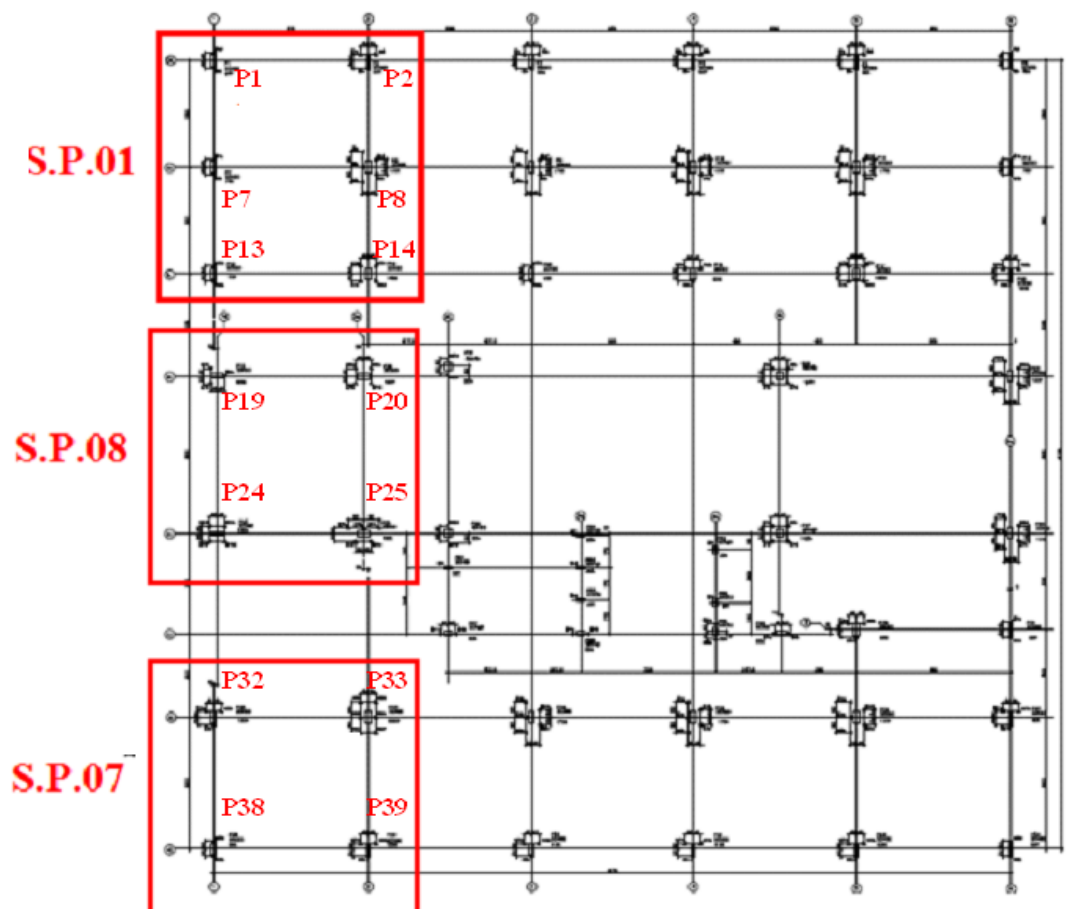


Figura 3.14 – Vista completa da locação de estacas do bloco D com as supostas áreas de influência dos furos de sondagem S.P.01, S.P.08 e S.P.07 destacados, Arquivo da UFRJ.

Uma vez obtidos grupos S.P.01, S.P.08 e S.P.07, ilustrados na Figura 3.12, decidiu-se realizar uma seleção das cargas atuantes nos pilares de cada grupo. Neste contexto, foram eleitos dois pilares por furo de sondagem adotando o seguinte critério: o pilar com menor carga, o pilar com carga intermediária e o pilar com maior carga. Os outros três pilares foram escolhidos de forma arbitrária.

Sendo assim, para o S.P.01 foram escolhidos os pilares P1 e P2. As cargas destes pilares são de 45 tf e 90 tf, respectivamente. A figura 3.15 apresenta o detalhe dos pilares escolhidos associados a S.P.01.

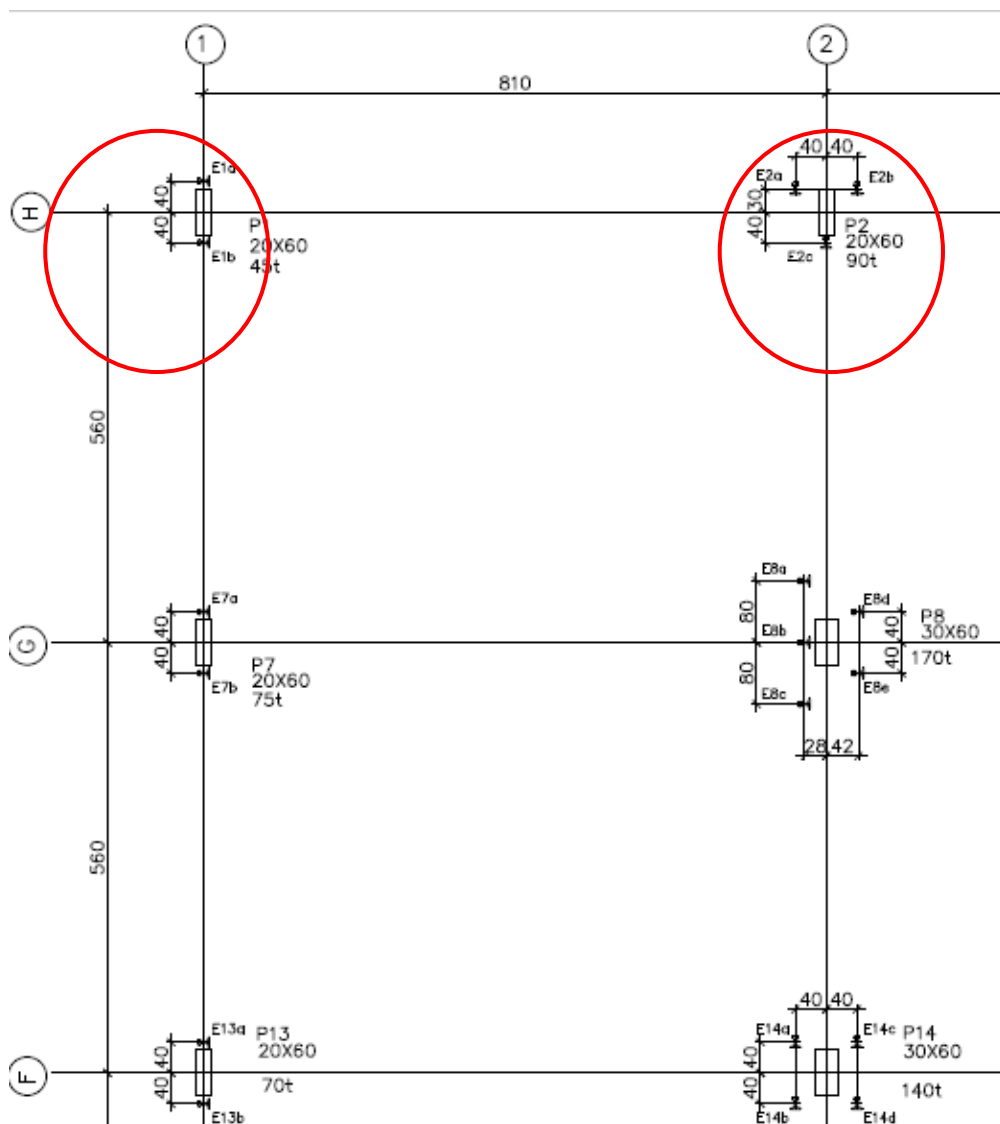


Figura 3.15 – Detalhe dos pilares escolhidos associados ao furo de sondagem S.P.01, Adaptado de arquivo da UFRJ.

Para o S.P.08 foram escolhidos os pilares P19 e P20. As cargas destes pilares são de 100 tf e 160 tf, respectivamente. A figura 3.16 apresenta o detalhe dos pilares escolhidos associados a S.P.08.

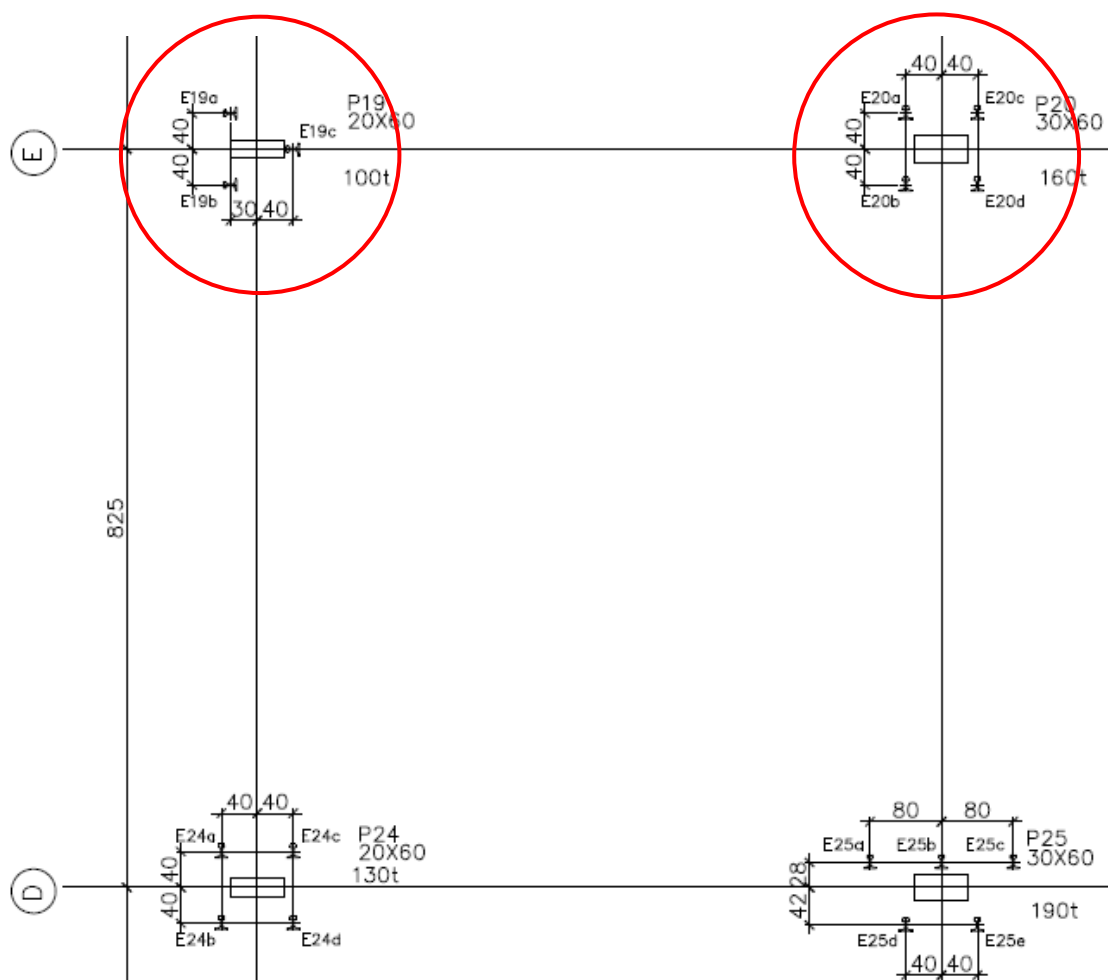


Figura 3.16 – Detalhe dos pilares escolhidos associados ao furo de sondagem S.P.08, Adaptado de arquivo da UFRJ.

Para o S.P.07 foram escolhidos os pilares P32 e P33. As cargas destes pilares são de 120 tf e 220 tf, respectivamente. A figura 3.17 apresenta o detalhe dos pilares escolhidos associados a S.P.07.

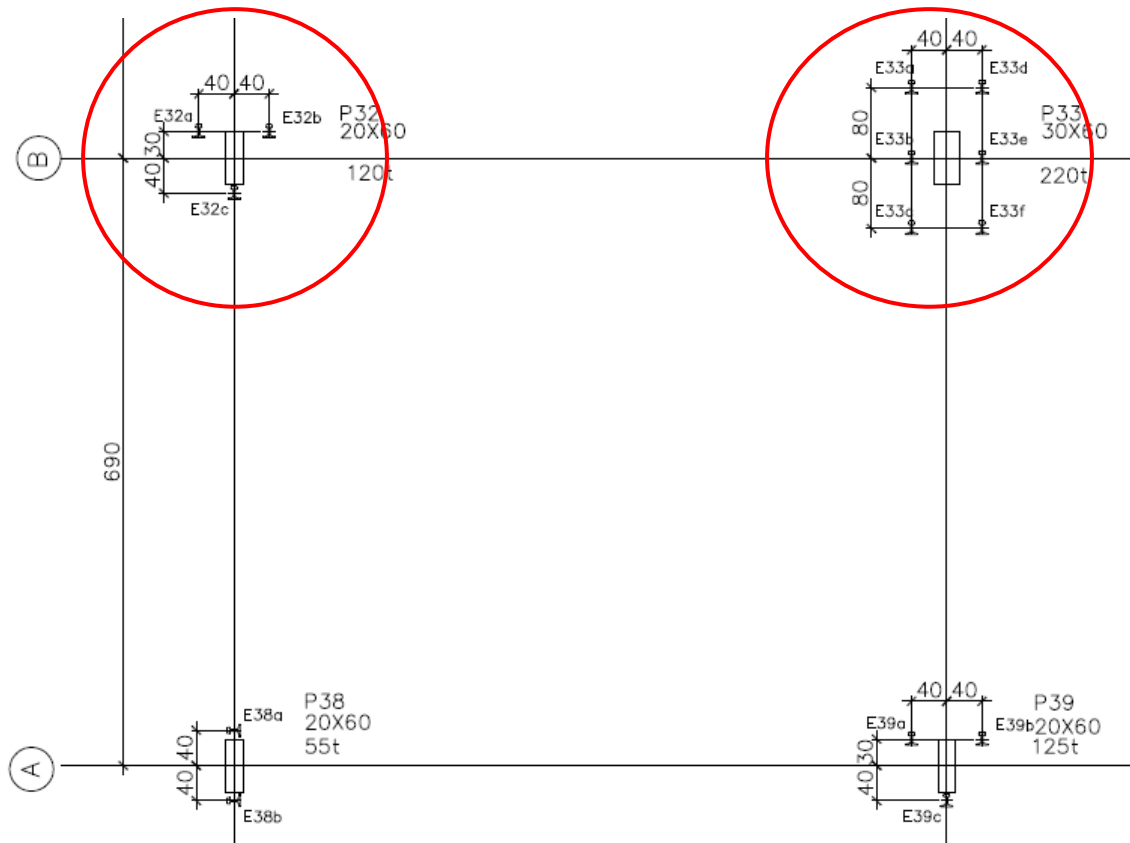


Figura 3.17 – Detalhe dos pilares escolhidos associados ao furo de sondagem S.P.07, Adaptado de arquivo da UFRJ.

Um resumo apresentando as premissas adotadas em relação aos pilares que estão associados às sondagens S.P.01, S.P.02 e S.P.03 está apresentado na tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resumo dos pilares e cargas associados as sondagens.

	Pilares adotados	
S.P.01	P1 (45tf)	P2 (90tf)
S.P.08	P19 (100tf)	P20 (160tf)
S.P.07	P32 (120tf)	P33 (220tf)

A figura 3.18 mostra os pilares executados no bloco D.

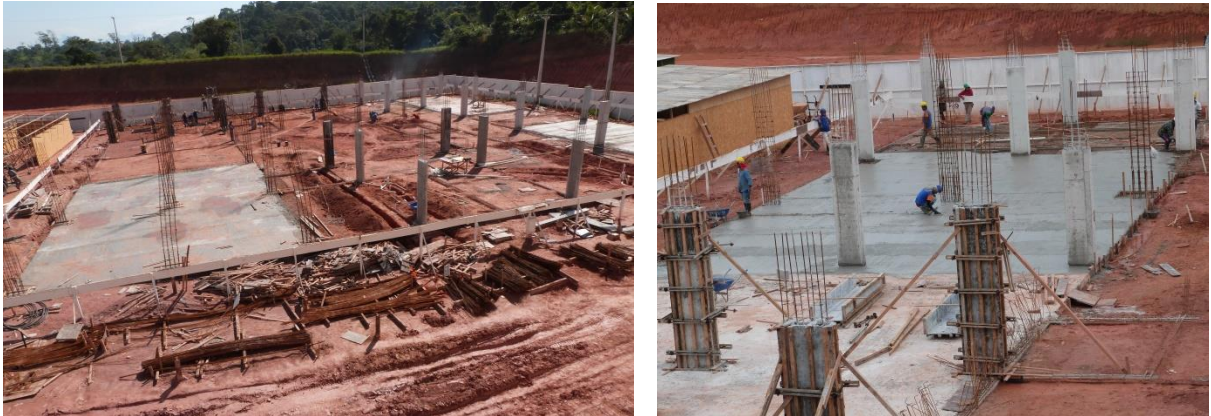


Figura 3.18 – Execução dos pilares do bloco D (2018).

### 3.5 HIPÓTESES ACERCA DO EMBUCHAMENTO NAS ESTACAS

Foram gerados alguns modelos de cálculo de forma a se realizar uma análise dos efeitos do fenômeno de embuchamento na cravação das estacas TR-57.

Em tais modelos, quatro possíveis hipóteses de embuchamento da seção da estaca foram consideradas:

Hipótese 1 – Lateral embuchada<sup>1</sup> e base embuchada<sup>2</sup>

Hipótese 2 – Lateral real<sup>3</sup> e base real<sup>4</sup>.

Hipótese 3 – Lateral real e base embuchada.

Hipótese 4 – Lateral real com 1 metro embuchada<sup>5</sup> e base embuchada.

---

<sup>1</sup> Lateral embuchada – Consideração do fuste da estaca como retangular, onde as dimensões do retângulo são base maior x altura do TR-57.

<sup>2</sup> Base embuchada – Aproximação da base do TR-57 como retangular, onde as dimensões do retângulo são base maior versus altura do TR-57.

<sup>3</sup> Lateral real – Dimensões reais do TR-57.

<sup>4</sup> Base real – Dimensões reais do TR-57.

<sup>5</sup> Lateral 1 m embuchada - Consideração de 1 m do fuste da estaca como retangular; onde as dimensões do retângulo são base maior versus altura do TR-57, e para o restante do comprimento do fuste da estaca são consideradas as dimensões reais do TR-57.





A figura 3.19 apresenta um esquema das hipóteses:

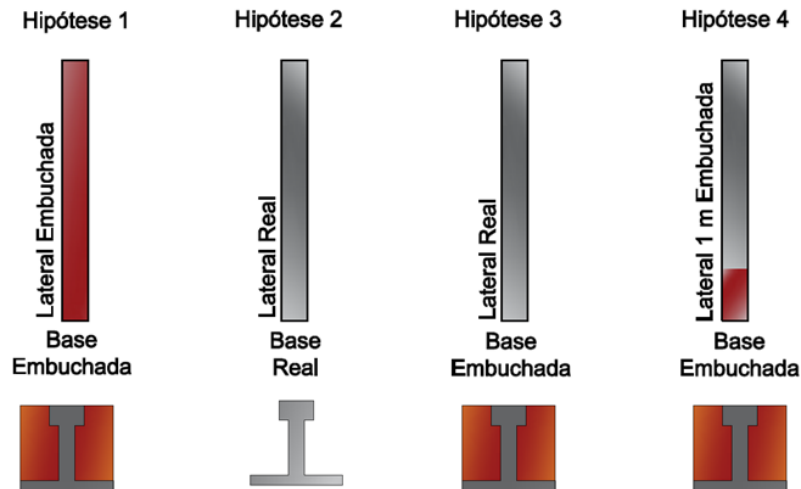


Figura 3.19 – Hipóteses consideradas nas seções das estacas para o dimensionamento geotécnico.

### 3.6 COTA DE ARRASAMENTO DAS ESTACAS

Foi considerado que as estacas executadas seriam arrasadas um metro abaixo da superfície do nível do terreno. Este valor foi adotado em função da previsão da instalação de blocos de coroamento para ligação entre as estacas. A figura 3.20 representa da esquerda para a direita o processo de demarcação para o arrasamento das estacas.



Figura 3.20 – Demarcação para arrasamento das estacas do bloco D (2018).

### 3.7 CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA

Esse estudo apresenta possibilidades de comprimento de estaca que variam desde o mínimo de 3 metros (recomendado pela NBR 6122/2010) até os limites de sondagem.

A rotina de cálculos executada neste projeto e os gráficos gerados foram feitos através do programa computacional Excel. Os dados de entrada para o programa são os dados relativos à sondagem do bloco C (SP01, SP07 e SP08), como a determinação do tipo de solo e o número de golpes necessários para a cravação do amostrador do SPT, as cargas dos pilares analisados, assim como a quantidade de estacas por bloco e as dimensões das estacas para as hipóteses consideradas.

O tipo de estaca (TR-57) que foi utilizada e as dimensões da mesma foram determinadas em projeto disponibilizado pelo acervo da UFRJ.

Os métodos de cálculo utilizados foram os métodos semi-empíricos de AOKI e VELLOSO (1975); DÉCOURT e QUARESMA na versão inicial (1978) com contribuição de DÉCOURT (1982) e DÉCOURT e QUARESMA (1982) e pelo método dinâmico através da fórmula dinamarquesa de SORENSEN e HANSEN (1957).

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

#### Para o furo de sondagem S.P. 01

A figura 3.21 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m, para o furo de sondagem S.P. 01. Todos os dados utilizados para a construção deste gráfico estão apresentados no anexo D.

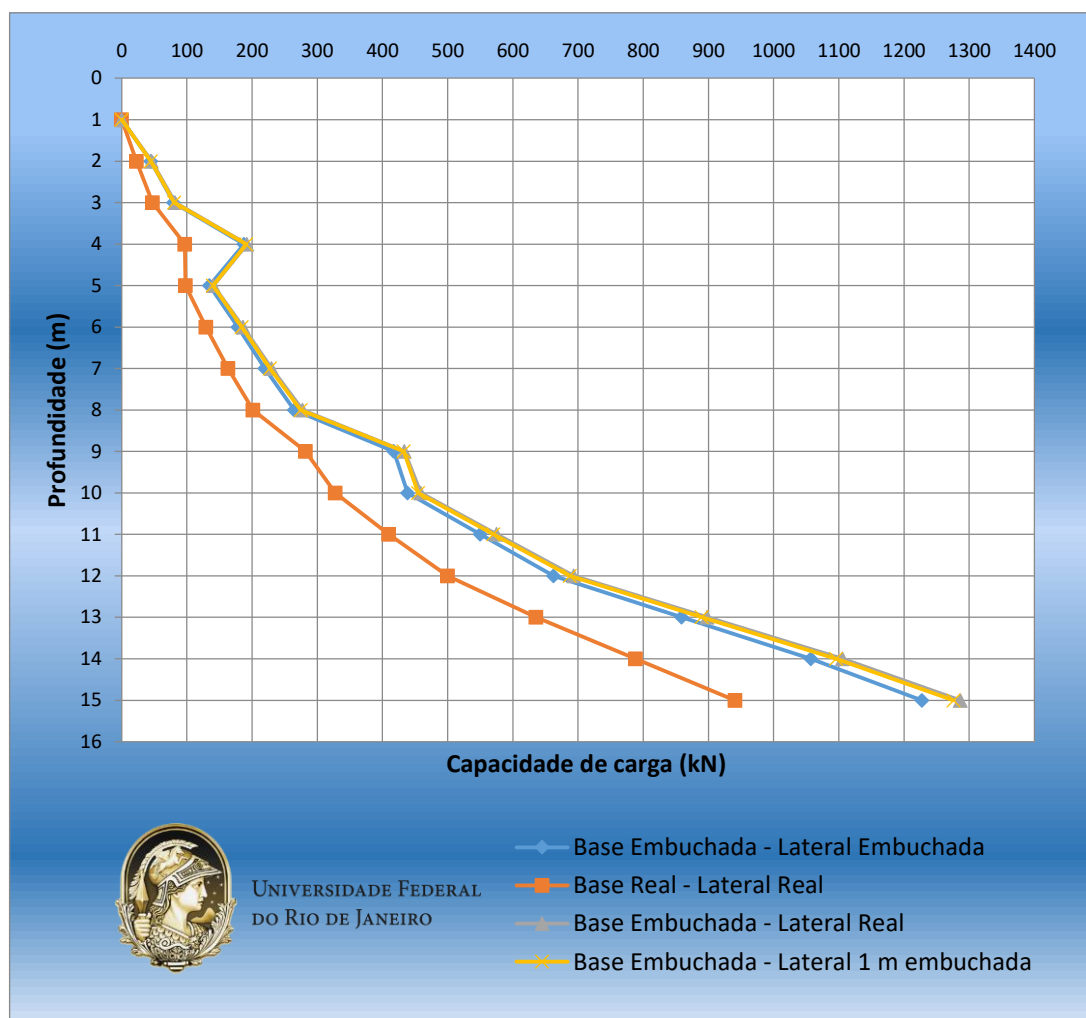


Figura 3.21 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 01.

Analisando a figura 3.21 é possível observar para o furo de sondagem S.P. 01, que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos.

O 1º grupo considerando apenas a hipótese 2 (Base real e Lateral real), onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 940 kN.

O 2º grupo contendo as hipóteses 1, 3 e 4, (Base Embuchada e Lateral Embuchada; Base Embuchada e Lateral Real; Base Embuchada e Lateral 1 metro Embuchada, respectivamente) onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 1227 kN e 1287 kN.

### Para o furo de sondagem S.P. 08

A figura 3.22 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m, para o furo de sondagem S.P. 08. Todos os dados utilizados para a construção deste gráfico estão apresentados no anexo D.

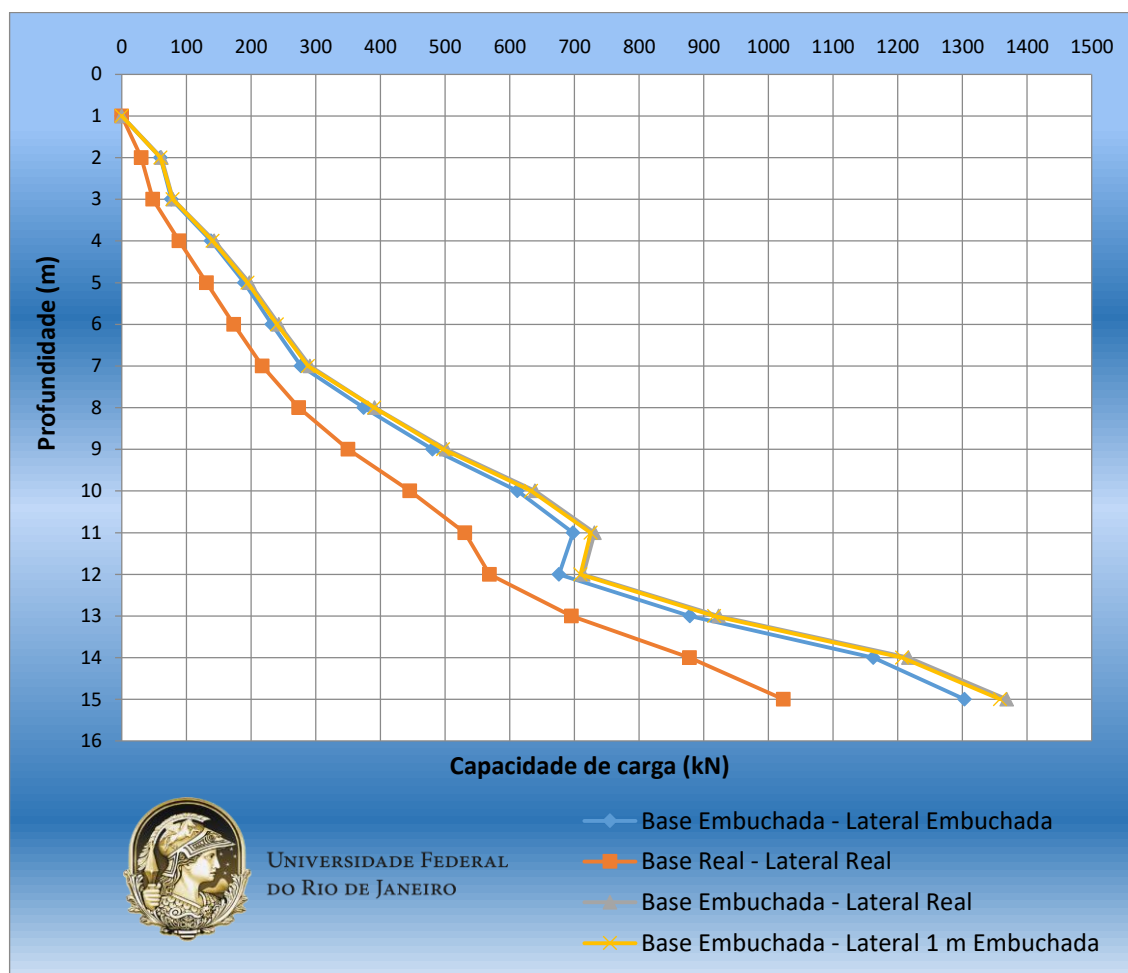


Figura 3.22 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 08.

Analisando a figura 3.22 é possível observar para o furo de sondagem S.P. 08, que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos.

O 1º grupo considerando apenas a hipótese 2 (Base real e Lateral real), onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 1020 kN.

O 2º grupo contendo as hipóteses 1, 3 e 4, (Base Embuchada e Lateral Embuchada; Base Embuchada e Lateral Real; Base Embuchada e Lateral 1 metro Embuchada, respectivamente) onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 1304 kN e 1369 kN.

### Para o furo de sondagem S.P. 07

A figura 3.23 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m, para o furo de sondagem S.P. 07. Todos os dados utilizados para a construção deste gráfico estão apresentados no anexo D.

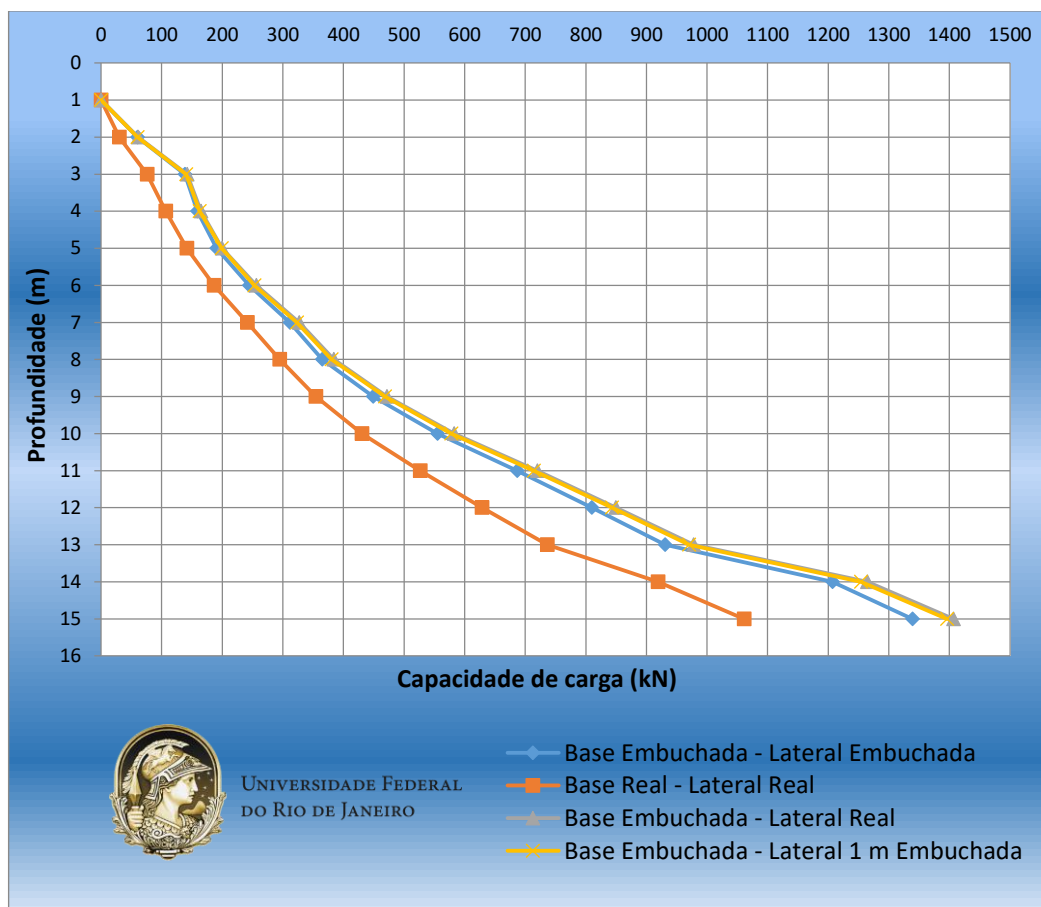


Figura 3.23 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 07.

Analisando a figura 3.23 é possível observar para o furo de sondagem S.P. 07, que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos.

O 1º grupo considerando apenas a hipótese 2 (Base real e Lateral real), onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 1060 kN.

O 2º grupo contendo as hipóteses 1, 3 e 4, (Base Embuchada e Lateral Embuchada; Base Embuchada e Lateral Real; Base Embuchada e Lateral 1 metro Embuchada, respectivamente) onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 1339 kN e 1407 kN.

### 3.7.2 MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA NA VERSÃO INICIAL (1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE DÉCOURT (1982) E DÉCOURT E QUARESMA (1982).

#### Para o furo de sondagem S.P. 01

A figura 3.24 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m, para o furo de sondagem S.P. 01. Todos os dados utilizados para a construção deste gráfico estão apresentados no anexo D.

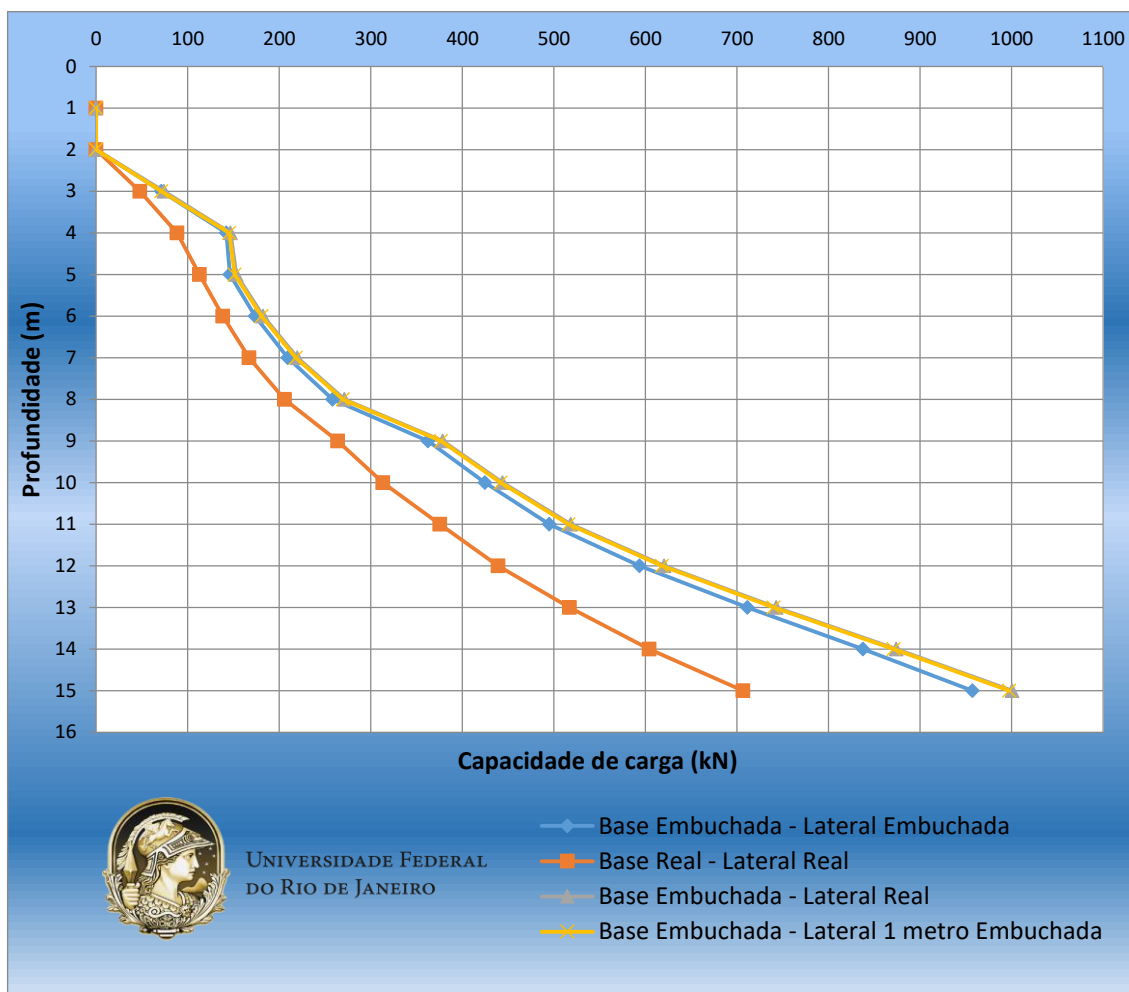


Figura 3.24 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 01.

Analisando a figura 3.24 é possível observar para o furo de sondagem S.P. 01, que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos.

O 1º grupo considerando apenas a hipótese 2 (Base real e Lateral real), onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 710 kN.



O 2º grupo contendo as hipóteses 1, 3 e 4, (Base Embuchada e Lateral Embuchada; Base Embuchada e Lateral Real; Base Embuchada e Lateral 1 metro Embuchada, respectivamente) onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 957 kN e 1001 kN.

### Para o furo de sondagem S.P. 08

A figura 3.25 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m, para o furo de sondagem S.P. 08. Todos os dados utilizados para a construção deste gráfico estão apresentados no anexo D.

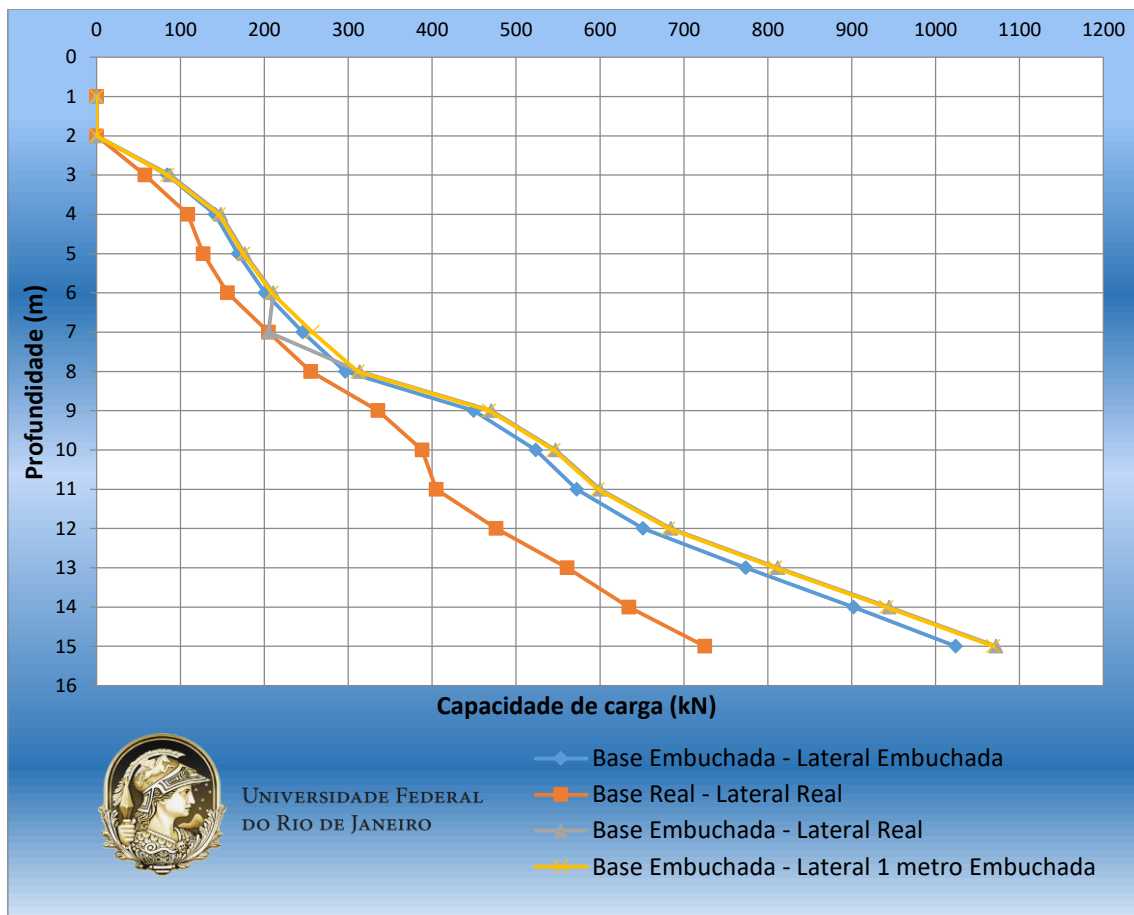


Figura 3.25 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 08.

Analisando a figura 3.25 é possível observar para o furo de sondagem S.P. 08, que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos.

O 1º grupo considerando apenas a hipótese 2 (Base real e Lateral real), onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 730 kN.

O 2º grupo contendo as hipóteses 1, 3 e 4, (Base Embuchada e Lateral Embuchada; Base Embuchada e Lateral Real; Base Embuchada e Lateral 1 metro Embuchada, respectivamente) onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 1024 kN e 1072 kN.

### Para o furo de sondagem S.P. 07

A figura 3.26 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados a profundidades de até 15 m, para o furo de sondagem S.P. 07. Todos os dados utilizados para a construção deste gráfico estão apresentados no anexo D.

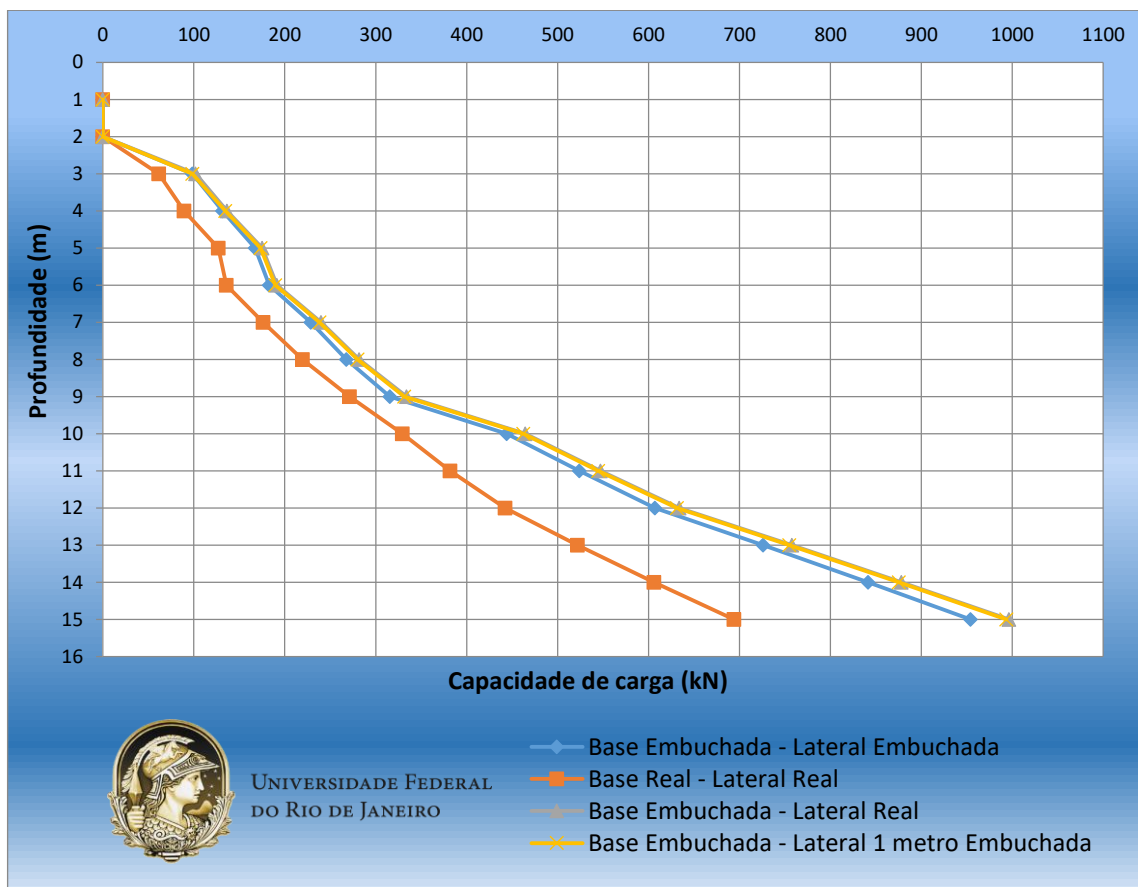


Figura 3.26 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 07.

Analisando a figura 3.26 é possível observar para o furo de sondagem S.P. 07, que os valores para a estimativa da capacidade de carga podem ser divididos em dois grandes grupos.

O 1º grupo considerando apenas a hipótese 2 (Base real e Lateral real), onde a capacidade de carga para estaca de 15 metros é da ordem de 690 kN.

O 2º grupo contendo as hipóteses 1, 3 e 4, (Base Embuchada e Lateral Embuchada; Base Embuchada e Lateral Real; Base Embuchada e Lateral 1 metro Embuchada, respectivamente) onde as capacidades de carga para estacas de 15 metros variam entre 954 kN e 996 kN.

### 3.7.3 FÓRMULA DINAMARQUESA

A fórmula dinamarquesa foi aplicada utilizando como base os pilares P1, P2, P19, P20, P32 e P33 selecionados anteriormente e cada um desses pilares possui uma quantidade de estacas relacionadas a eles. Como uma forma de generalizar e encontrar uma capacidade de carga apropriada para a comparação com os métodos utilizados até aqui, foram feitas algumas simplificações.

A área (A) e o módulo de elasticidade ( $E_p$ ) utilizados na análise, foram obtidos de acordo com as características do perfil TR-57. O fator de eficiência ( $\eta$ ), peso do martelo ( $W_r$ ) e a altura de queda (h) foram obtidas através das características do bate estacas e da obra em questão. Seus respectivos valores se encontram na tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Resumo dos pilares e cargas associados as sondagens.

$\eta$	0,7
$W_r$ (kgf)	2000
h (m)	0,6
A (m <sup>2</sup> )	0,07256
$E_p$ (GPa)	26

Os demais valores, fornecidos pela obra, são relacionados as características de cada estaca, sendo eles os valores das negas (s) e comprimentos das estacas (L). Com esses dados e utilizando a fórmula dinamarquesa são determinadas as resistências a cravação do solo. A tabela 3.4 apresenta um resumo dos dados.

Tabela 3.4 – Nega, comprimento e resistência a cravação dinâmica das estacas.

<b>Fórmula dinamarquesa (SORENSEN e HANSEN (1957))</b>			
	<b>s (m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Ru (kN)</b>
<b>P1</b>	0,003	15	943,72
<b>P2</b>	0,004	15	846,66
<b>P19</b>	0,004	17	815,66
<b>P20</b>	0,002	15	1065,92
<b>P32</b>	0,004	15	846,66
<b>P33</b>	0,004	15	846,66

A seguir são apresentadas análises comparativas entre as metodologias fazendo hipóteses em que o fator variou entre 40% e 70%, além da altura de queda, variando entre 60 cm e 100 cm. Ressalta-se que estes valores foram determinados aleatoriamente, apenas com o intuito de verificar o comportamento das análises.

### **MÉTODO SEMI-EMPIRICO DE AOKI e VELLOSO (1975).**

**Para  $\eta=0,7$  e altura de queda do martelo variando.**

- a) Para as alturas de queda do pilar de 0,6 m e 0,7 m de altura, e  $\eta=0,7$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, seria a hipótese com base real e lateral real.
- b) Para a altura de queda do pilar de 0,8 m de altura, e  $\eta=0,7$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, começa a variar entre a hipótese com base embuchada e lateral embuchada e a hipótese com base real e lateral real; porém ainda existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real.
- c) Para a altura de queda do pilar de 0,9 m de altura, e  $\eta=0,7$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral embuchada, hipótese com base real e lateral real e base real e lateral embuchada; porém existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base embuchada e lateral embuchada.

d) Para a altura de queda do pilar de 1 m de altura, e  $\eta=0,7$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre todas as hipóteses consideradas; porém existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base embuchada e lateral 1 embuchada.

**Para  $\eta=0,6$  e altura de queda do martelo variando.**

a) Para as alturas de queda do pilar de 0,6 m e 0,7 m de altura, e  $\eta=0,6$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, seria a hipótese com base real e lateral real.

b) Para a altura de queda do pilar de 0,8 m de altura, e  $\eta=0,6$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, começa a variar entre a hipótese com base embuchada e lateral embuchada e a hipótese com base real e lateral real; porém ainda existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real.

c) Para a altura de queda do pilar de 0,9 m de altura, e  $\eta=0,6$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral embuchada, hipótese com base real e lateral real; porém existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real.

d) Para a altura de queda do pilar de 1 m de altura, e  $\eta=0,6$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral embuchada, hipótese com base real e lateral real; porém existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real.

**Para  $\eta=0,5$  e altura de queda do martelo variando.**

a) Para a altura de queda do pilar de 0,6 m de altura a 0,9 m, e  $\eta=0,5$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, seria a hipótese com base real e lateral real.

b) Para a altura de queda do pilar de 1 m de altura, e  $\eta=0,5$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, possui apenas um valor mais próximo da hipótese com base embuchada e lateral embuchada e os demais valores, próximos da hipótese com base

real e lateral real; porém ainda existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real.

**Para  $\eta=0,4$  e altura de queda do martelo variando.**

Todos os valores se distanciam de todas as hipóteses, ficando próximas de alguma hipótese adotada, sendo ela a hipótese de base real e lateral real, apenas para a altura de queda do martelo de 1 m.

METODO SEMI-EMPIRICO DÉCOURT e QUARESMA na versão inicial (1978) com contribuição de DÉCOURT (1982) e DÉCOURT e QUARESMA (1982)

**Para  $\eta=0,7$  e altura de queda do martelo variando.**

a) Para as alturas de queda do pilar de 0,6 m de altura, e  $\eta=0,7$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre todas as hipóteses consideradas; porém existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real.

b) Para as alturas de queda do pilar de 0,7 m de altura, e  $\eta=0,7$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral embuchada, hipótese.com base real e lateral real e base real e lateral 1 m embuchada; porém existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base embuchada e lateral embuchada.

c) Para a altura de queda do pilar de 0,8 m de altura, e  $\eta=0,7$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, começa a variar entre a hipótese com base embuchada e lateral embuchada e a hipótese.com base embuchada e lateral 1 m embuchada; porém ainda existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base embuchada e lateral 1 m embuchada.

d) Para a altura de queda do pilar de 0,9 m de altura, e  $\eta=0,7$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral real, e base embuchada e lateral 1m embuchada.

f) Para a altura de queda do pilar de 1 m de altura, e  $\eta=0,7$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral real, e base embuchada e lateral 1m embuchada.

**Para  $\eta=0,6$  e altura de queda do martelo variando.**

a) Para as alturas de queda do pilar de 0,6 m de altura, e  $\eta=0,6$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral embuchada, hipótese.com base real e lateral real; porém existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real

b) Para as alturas de queda do pilar de 0,7 m de altura, e  $\eta=0,6$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral embuchada, hipótese.com base real e lateral real e com base embuchada e lateral 1 m embuchada.

c) Para as alturas de queda do pilar de 0,8 m de altura, e  $\eta=0,6$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral embuchada, hipótese.com base real e lateral real e com base embuchada e lateral 1 m embuchada.

d) Para a altura de queda do pilar de 0,9 m de altura, e  $\eta=0,6$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com hipótese.com base real e lateral real e com base embuchada e lateral real; porém existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base embuchada e lateral real.

e) Para a altura de queda do pilar de 1 m de altura, e  $\eta=0,6$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, se dispersa entre as hipóteses com base embuchada e lateral embuchada, hipótese.com base real e lateral embuchada; porém existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral embuchada

**Para  $\eta=0,5$  e altura de queda do martelo variando.**

a) Para a altura de queda do pilar de 0,6 m de altura, e  $\eta=0,5$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, seria a hipótese com base real e lateral real.

Para a altura de queda do pilar de 0,7 m de altura, e  $\eta=0,5$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, possui valores mais próximos das hipóteses com base embuchada e lateral embuchada e com base real e lateral real; porém ainda existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real.

b) Para a altura de queda do pilar de 0,8 m de altura, e  $\eta=0,5$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, possui valores mais próximos das hipóteses com base embuchada e lateral embuchada e com base real e lateral real; porém ainda existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base embuchada e lateral embuchada

c) Para a altura de queda do pilar de 0,9 m de altura, e  $\eta=0,5$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, possui valores mais próximos das hipóteses com base embuchada e lateral embuchada, com base real e lateral real e com base embuchada e lateral 1 m embuchada

d) Para a altura de queda do pilar de 1 m de altura, e  $\eta=0,5$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, dispersa entre todas as hipóteses.

#### **Para $\eta=0,4$ e altura de queda do martelo variando.**

a) Para a altura de queda do pilar de 0,6 m de altura a 0,8 m, e  $\eta=0,4$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, seria a hipótese com base real e lateral real.

b) Para a altura de queda do pilar de 0,9 m de altura, e  $\eta=0,4$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, possui valores mais próximos das hipóteses com base embuchada e lateral embuchada e com base real e lateral real; porém ainda existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real.

c) Para a altura de queda do pilar de 1 m de altura, e  $\eta=0,4$ , a relação mais próxima entre a fórmula dinâmica e os métodos empíricos, possui valores mais próximos das hipóteses com



base embuchada e lateral embuchada e com base real e lateral real; porém ainda existe uma maior quantidade de dados que se aproxima da hipótese com base real e lateral real.

### 3.8 PROFUNDIDADE MÍNIMA DE ACORDO COM O FATOR DE SEGURANÇA

A NBR 6122/2010 estabelece que as cargas admissíveis em elementos de fundação são obtidas pela aplicação de fatores de segurança, conforme a Tabela 3.5, sobre os valores de capacidade de carga obtidos por cálculo ou experimentalmente.

**Tabela 1 - Fatores de segurança globais mínimos**

Condição	Fator de segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Nota: No caso de fundações profundas, só é permitido reduzir o fator de segurança quando se dispõe do resultado de um número adequado de provas de carga e quando os elementos ensaiados são representativos do conjunto da fundação, ou a critério do projetista. Esta redução só é possível quando as provas de carga são realizadas *a priori* na obra, e não *a posteriori*, como instrumento para dirimir dúvidas quanto à qualidade do estaqueamento.

Tabela 3.5 – Comparação entre as capacidades de carga para os diferentes tipos de estaca (NBR 6122/1996).

Neste presente estudo de caso, os cálculos serão realizados estabelecendo o fator de segurança mínimo igual a 2, por se tratar de fundação profunda em estacas, considerando que não foram realizadas provas de carga de forma a se obter resultados mais a favor da segurança.

Foi realizado o cálculo do fator de segurança para cada profundidade do perfil geotécnico, assim como para cada pilar selecionado. O Fator de segurança é determinado através da equação (3.1):

$$FS = \frac{n^{\circ} \text{ estacas} \times Q_{ult}}{\text{Carga do Pilar}} \quad (3.1)$$

Os gráficos deste tópico, expõe os pilares estudados para cada furo de sondagem escolhido, e as profundidades mínimas que atendem ao fator de segurança  $FS = 2$  são demarcados em cada hipótese de cada método com o indicador da figura 3.27:



Figura 3.27 – Indicador do fator de segurança mínimo.

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

#### Furo de Sondagem S.P.01:

Os pilares selecionados do furo de sondagem S.P.01 possuem as seguintes cargas estruturais e quantidade de estacas dados na tabela 3.6

Tabela 3.6 – Carga estrutural e número de estacas associados aos pilares P1 e P2

Pilar	Qestrutural (t)	Qestrutural (kN)	Nº estacas
P1	45	441,45	2
P2	90	882,9	3

A figura 3.28 mostra as profundidades mínimas que atendem ao  $FS > 2$ , para o furo de sondagem S.P. 01.

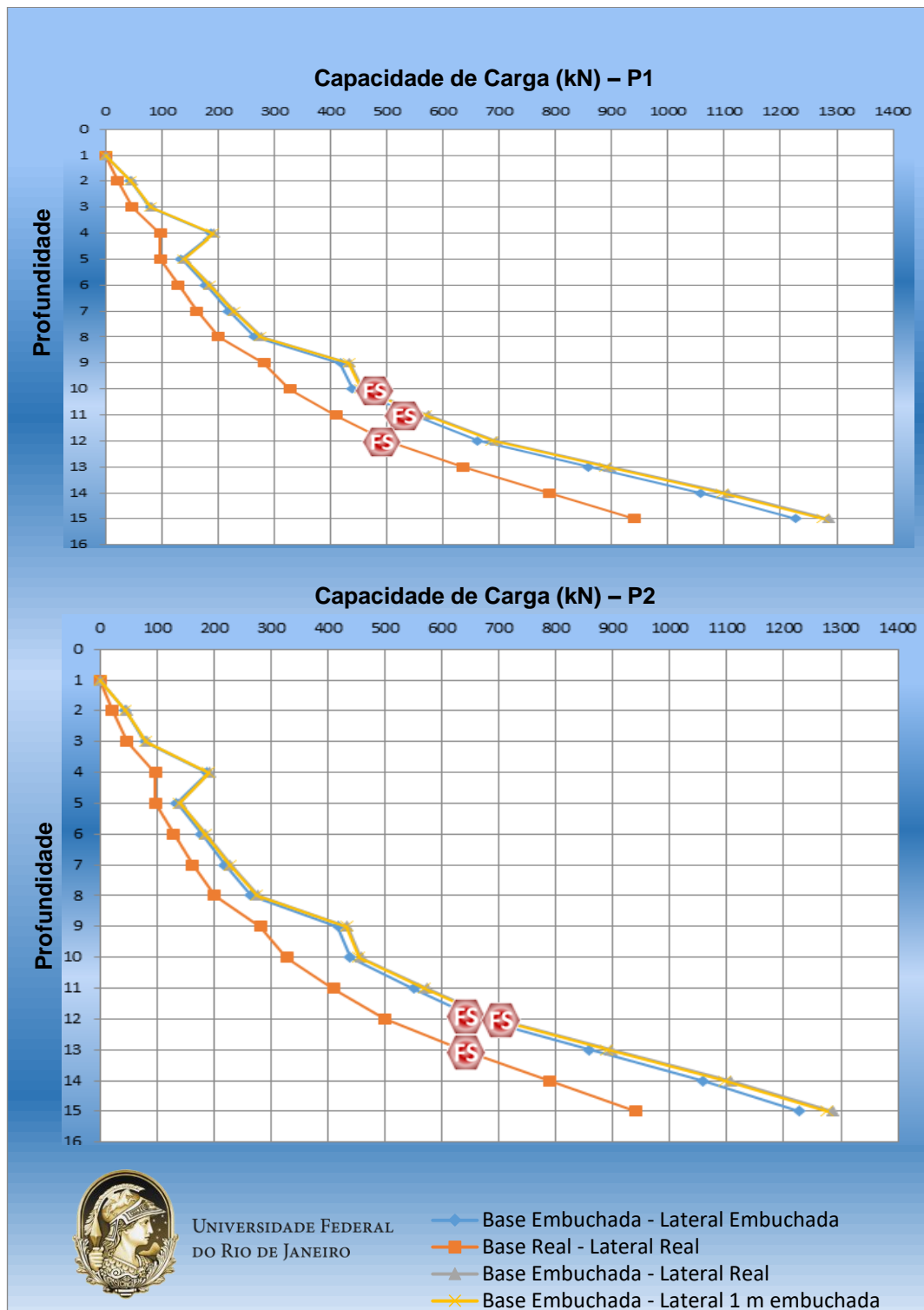


Figura 3.28 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 01.

A tabela 3.7 resume as hipóteses de trabalho e as profundidades mínimas encontradas através delas para cada pilar.

Tabela 3.7 – Profundidades mínimas que atendem a  $FS > 2$  para os pilares P1 e P2.

	Profundidade mínima (m)	
	P1	P2
Base Embuchada - Lateral Embuchada	11	12
Base Real - Lateral Real	12	13
Base Embuchada - Lateral Real	10	12
Base Embuchada - Lateral 1 m Embuchada	10	12

De forma análoga aos processos de cálculo anteriores para o furo de sondagem S.P.01, encontramos os seguintes resultados para os furos de sondagem S.P.08 e S.P.07:

#### **Furo de Sondagem S.P.08:**

Os pilares selecionados do furo de sondagem S.P.08 possuem as seguintes cargas estruturais e quantidade de estacas dados na tabela 3.8

Tabela 3.8 – Carga estrutural e número de estacas associados aos pilares P19 e P20

Pilar	Qestrutural (t)	Qestrutural (kN)	Nº estacas
P19	100	981	3
P20	160	1569,6	4

A figura 3.29 mostra as profundidades mínimas que atendem ao  $FS > 2$ , para o furo de sondagem S.P. 08.

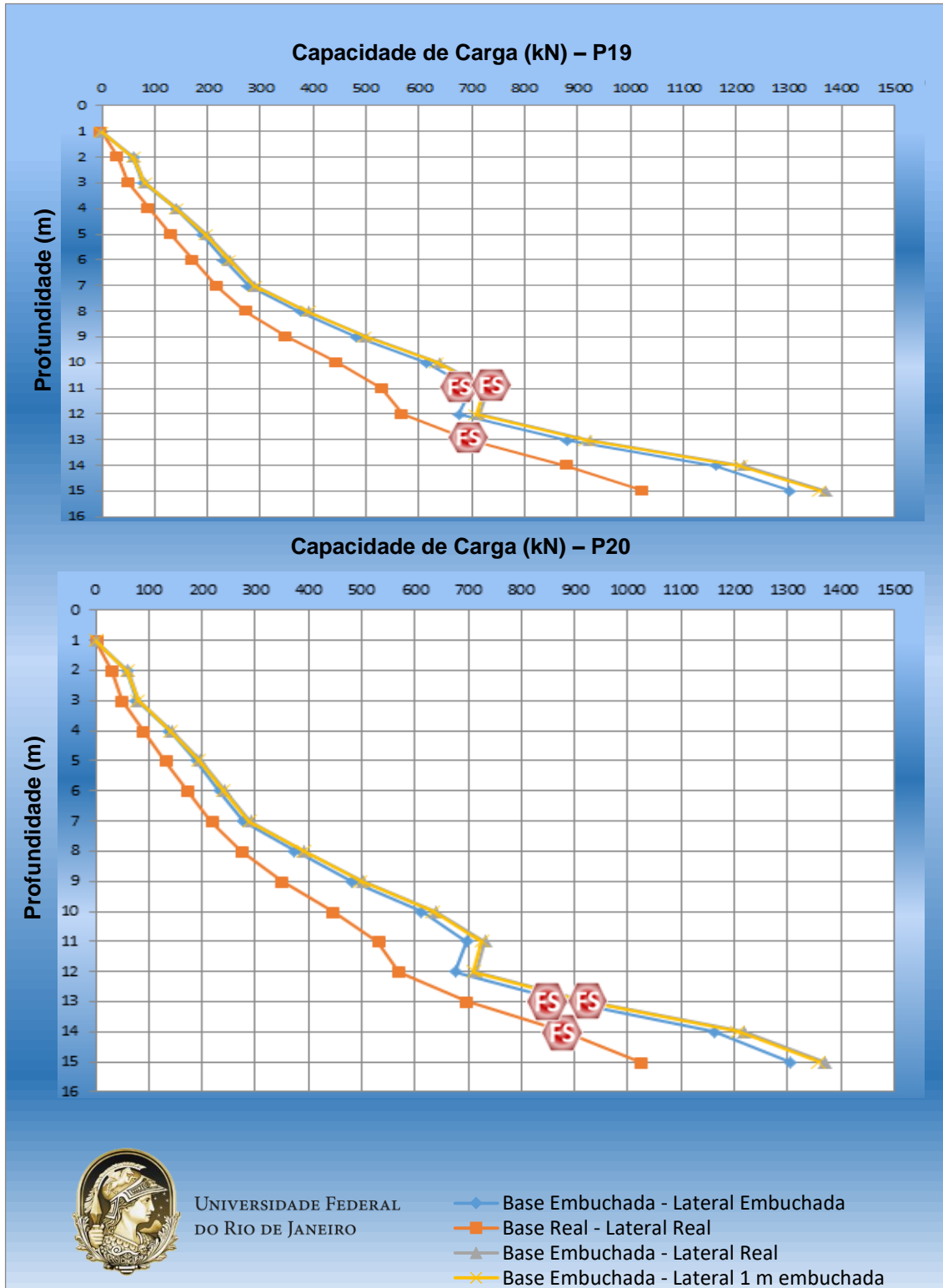


Figura 3.29 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 08.

A tabela 3.9 resume as hipóteses de trabalho e as profundidades mínimas encontradas através delas para cada pilar.

Tabela 3.9 – Profundidades mínimas que atendem a  $FS > 2$  para os pilares P19 e P20.

	Profundidade mínima (m)	
	P19	P20
Base Embuchada - Lateral Embuchada	11	13
Base Real - Lateral Real	13	14
Base Embuchada - Lateral Real	11	13
Base Embuchada - Lateral 1 m	11	13

### Furo de Sondagem S.P.07:

Os pilares selecionados do furo de sondagem S.P.07 possuem as seguintes cargas estruturais e quantidade de estacas dados na tabela 3.10

Tabela 3.10 – Carga estrutural e número de estacas associados aos pilares P32 e P33.

Pilar	Qestrutural (t)	Qestrutural (kN)	Nº estacas
P32	120	1177,2	3
P33	220	2158,2	6

A figura 3.30 mostra as profundidades mínimas que atendem ao  $FS > 2$ , para o furo de sondagem S.P. 07.

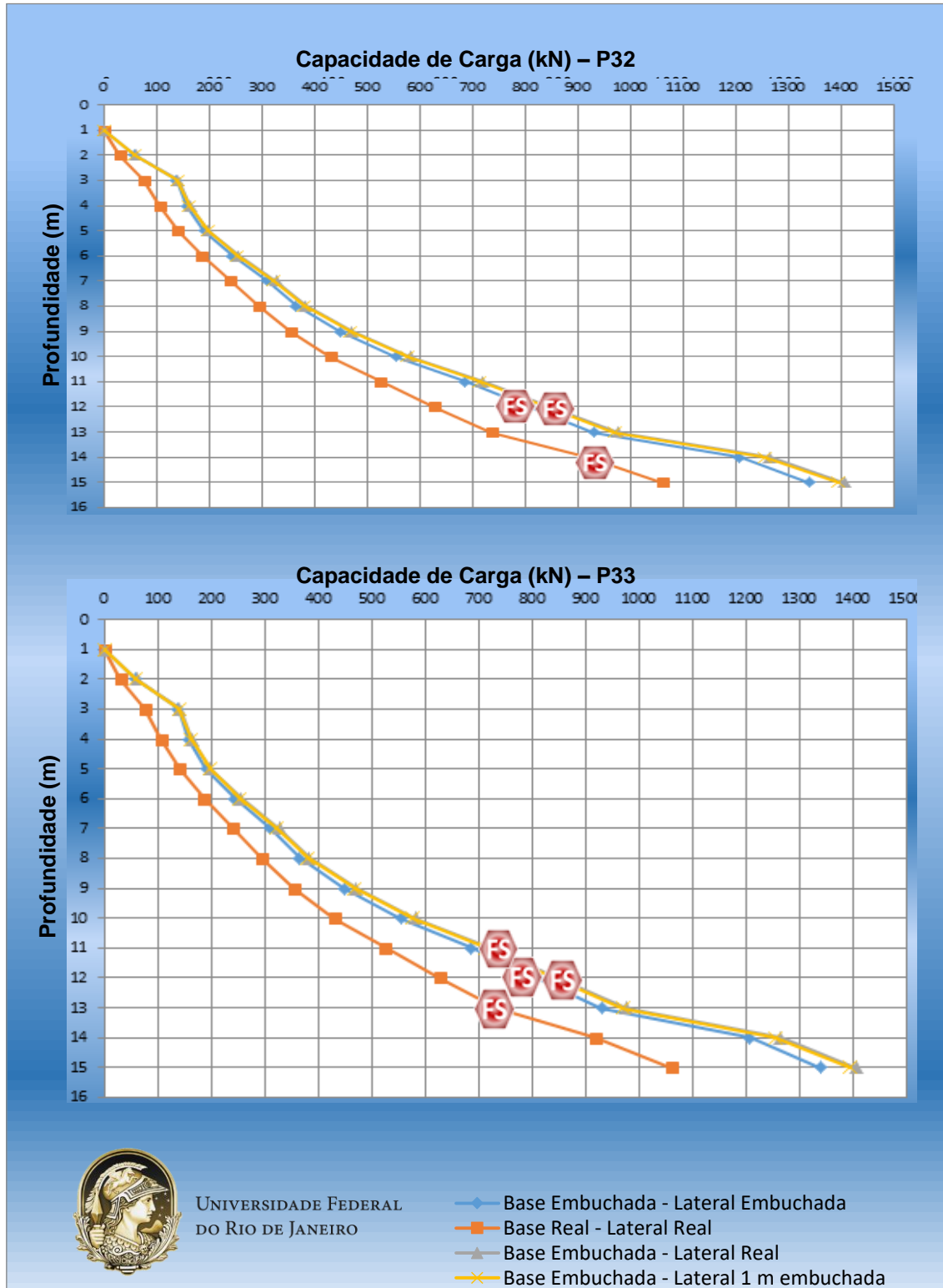


Figura 3.30 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 07.

A tabela 3.11 resume as hipóteses de trabalho e as profundidades mínimas encontradas através delas para cada pilar.

Tabela 3.11 – Profundidades mínimas que atendem a  $FS > 2$  para os pilares P32 e P33.

	Profundidade Mínima (m)	
	P32	P33
Base Embuchada - Lateral Embuchada	12	12
Base Real - Lateral Real	14	13
Base Embuchada - Lateral Real	12	11
Base Embuchada - Lateral 1 m Embuchada	12	12

### **3.8.2 MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA NA VERSÃO INICIAL (1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE DÉCOURT (1982) E DÉCOURT E QUARESMA (1982).**

Através do método de DÉCOURT e QUARESMA (1978), e dos mesmos dados respectivos aos furos de sondagem S.P.01, SP.08 e S.P.07 informados anteriormente para o método de AOKI e VELLOSO, quanto as cargas estruturais dos pilares e quantidade de estacas para cada um deles obtemos os seguintes resultados:



### Para o furo de sondagem S.P. 01

A figura 3.31 mostra as profundidades mínimas que atendem ao  $FS > 2$ , para o furo de sondagem S.P. 01.

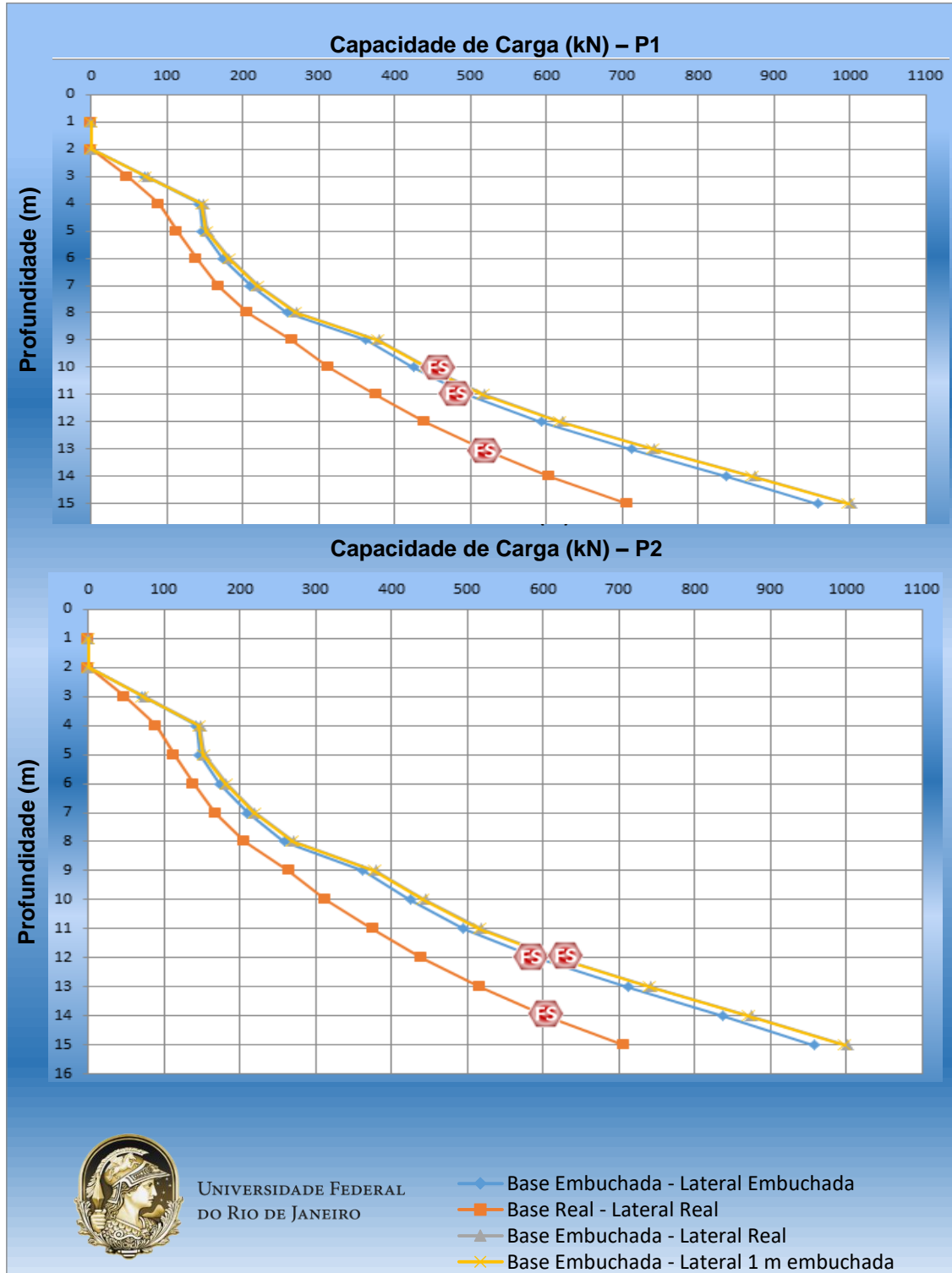


Figura 3.31 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 01.

A tabela 3.12 resume as hipóteses de trabalho e as profundidades mínimas encontradas através delas para cada pilar.

Tabela 3.12 – Profundidades mínimas que atendem a  $FS > 2$  para os pilares P1 e P2.

	FS	
	P1	P2
<b>Base Embuchada - Lateral Embuchada</b>	11	12
<b>Base Real - Lateral Real</b>	13	14
<b>Base Embuchada - Lateral Real</b>	10	12
<b>Base Embuchada - Lateral 1 m Embuchada</b>	10	12

De forma análoga aos processos de cálculo anteriores para o furo de sondagem SP01, encontramos os seguintes resultados para os furos de sondagem SP08 e SP07:

### Para o furo de sondagem S.P. 08

A figura 3.32 mostra as profundidades mínimas que atendem ao  $FS > 2$ , para o furo de sondagem S.P. 08.

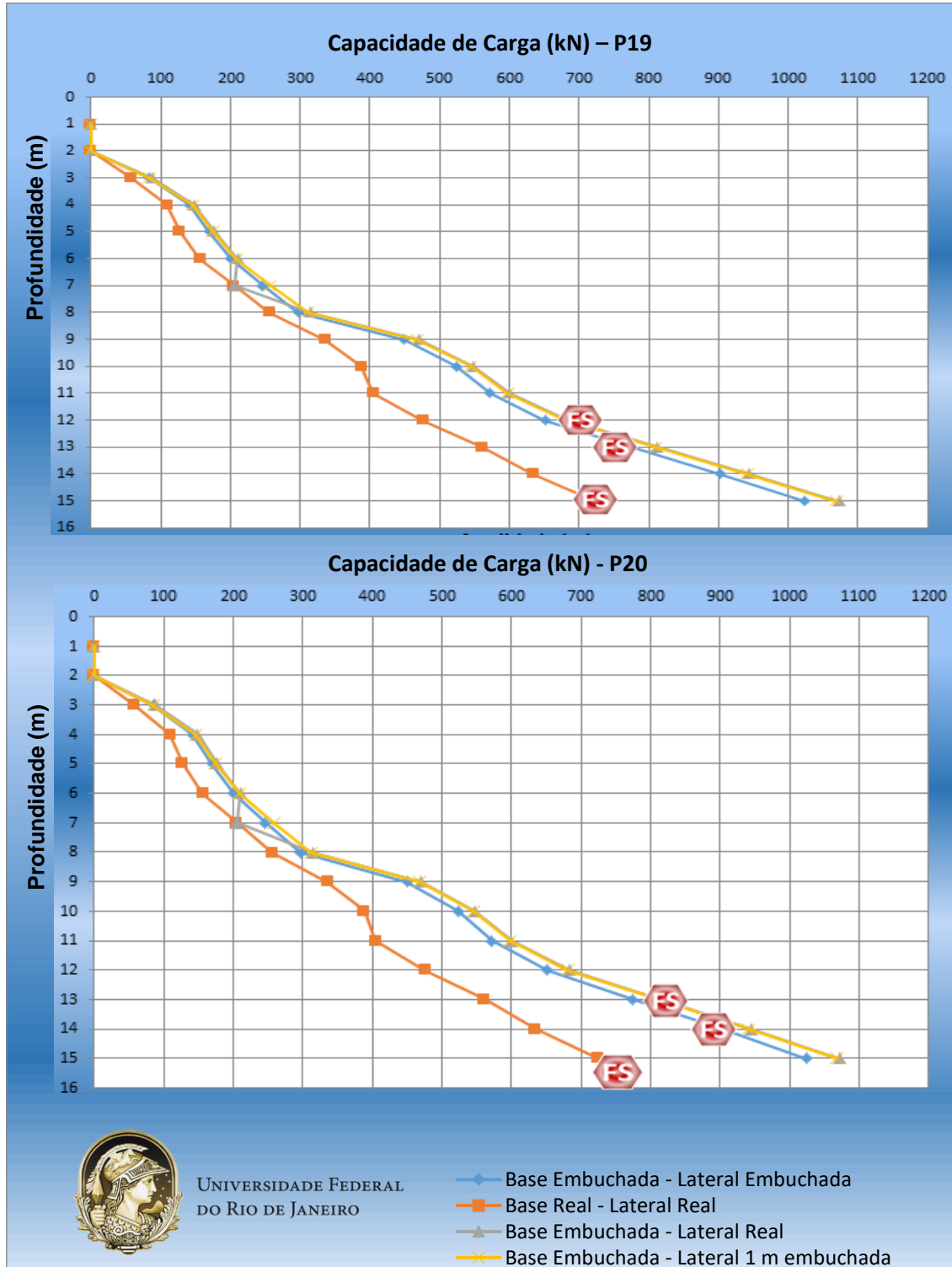


Figura 3.32 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 08.

A tabela 3.13 resume as hipóteses de trabalho e as profundidades mínimas encontradas através delas para cada pilar.

Tabela 3.13 – Profundidades mínimas que atendem a  $FS > 2$  para os pilares P19 e P20.

	FS	
	P19	P20
<b>Base Embuchada - Lateral Embuchada</b>	13	14
<b>Base Real - Lateral Real</b>	15	+15
<b>Base Embuchada - Lateral Real</b>	12	13
<b>Base Embuchada - Lateral 1 m Embuchada</b>	12	13

### Para o furo de sondagem S.P. 07

A figura 3.33 mostra as profundidades mínimas que atendem ao  $FS > 2$ , para o furo de sondagem S.P. 07.

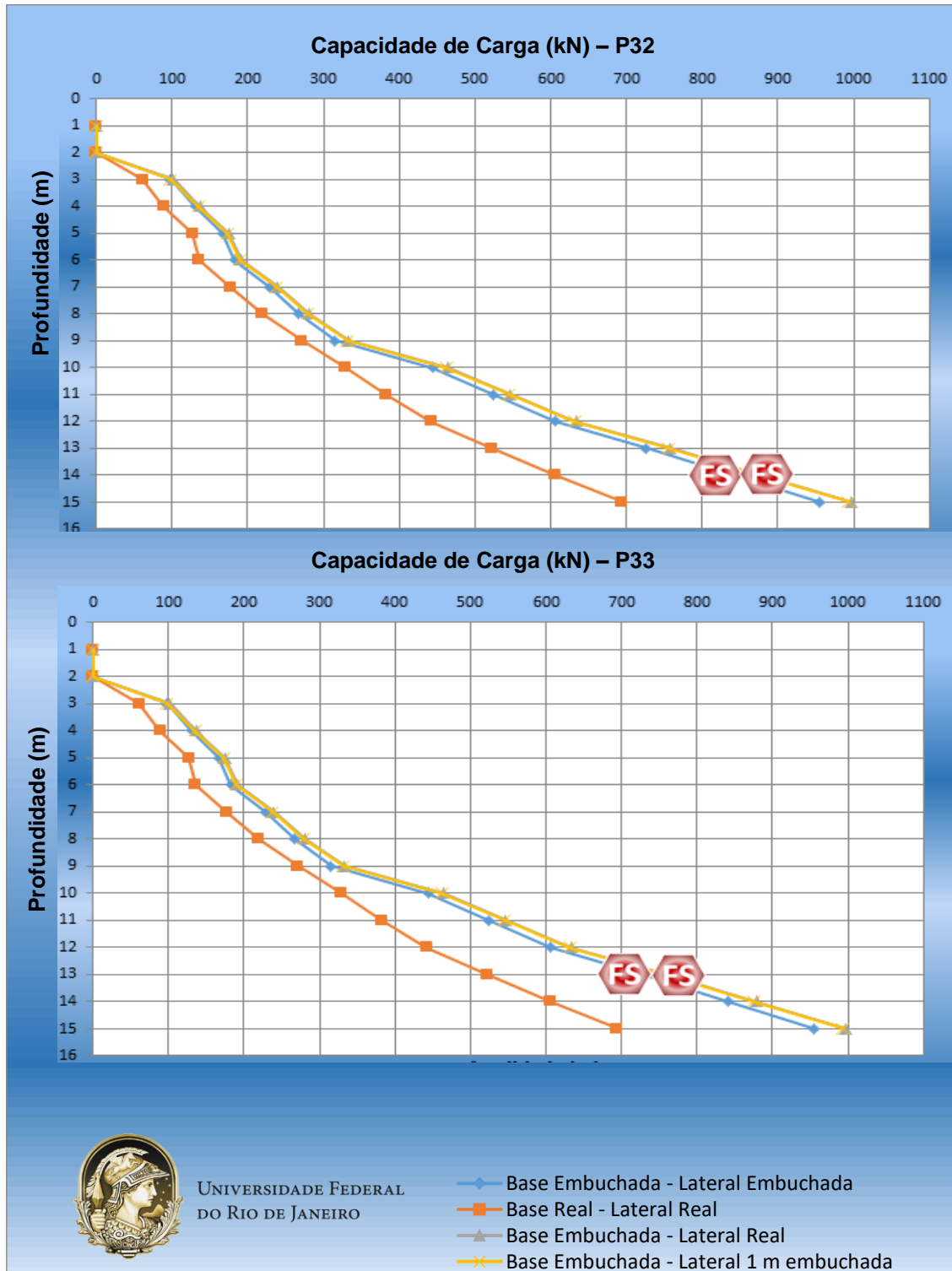


Figura 3.33 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade para o furo de sondagem S.P. 07.

A tabela 3.14 resume as hipóteses de trabalho e as profundidades mínimas encontradas através delas para cada pilar.

Tabela 3.14 – Profundidades mínimas que atendem a  $FS > 2$  para os pilares P32 e P33.

	FS	
	P32	P33
Base Embuchada - Lateral Embuchada	14	13
Base Real - Lateral Real	+15	+15
Base Embuchada - Lateral Real	14	13
Base Embuchada - Lateral 1 m Embuchada	14	13

## 4. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

### 4.1 Conclusões

Ao planejar e desenvolver um projeto de dimensionamento de uma estrutura com fundação profunda, o Engenheiro Civil deve estudar o solo do local onde pretende implantá-lo, analisar os processos executivos, bem como as diversas soluções disponíveis na região e então decidir sobre as viabilidades técnica e econômica de sua execução.

A presente construção de um prédio de 3 pavimentos com fundações profundas em estacas metálicas no campus da UFRJ/Macaé estimulou a realização desse projeto final de curso, de Engenharia Civil.

O principal objetivo do TCC foi estimar a capacidade de carga axial das fundações do mesmo. Os dimensionamentos foram desenvolvidos através dos métodos AOKI e VELLOSO (1975) e DÉCOURT e QUARESMA (1978) com contribuição de DÉCOURT (1982) e DÉCOURT e QUARESMA (1982).

A pesquisa foi baseada em perfis de sondagens reais do bloco C, também localizado na Cidade Universitária de Macaé – RJ. Uma análise completa do caderno de projetos da obra foi realizada, além do acompanhamento, por parte da autora da pesquisa ao canteiro de obras.

Nesse contexto, durante esse processo foi possível calcular o fator de segurança para todas as profundidades abrangidas pelo comprimento das estacas, e assim determinar a profundidade mais adequada em cada hipótese considerada. Menciona-se aqui a importância do embuchamento da seção da estaca nas considerações analisadas e, que, foram obtidos dados necessários para a execução de uma análise comparativa a fim de propor o modelo de melhor ajuste.

Ao ser realizada uma comparação entre os métodos e as hipóteses consideradas é possível verificar algumas importantes conclusões de uma forma geral:

- A partir do décimo metro é possível observar um aumento da capacidade de carga com uma taxa mais elevada do que anteriormente, fato este associado ao crescimento do  $N_{SPT}$  e a uma mudança do tipo de solo;
- As menores capacidades de carga estimadas foram determinadas através do método DÉCOURT e QUARESMA na versão inicial (1978) com contribuição de DÉCOURT (1982) e DÉCOURT e QUARESMA (1982), e para as hipóteses consideradas, a hipótese que usa como premissa os cálculos com base real e lateral real.

- É possível simplificar as 4 hipóteses adotadas quanto ao embuchamento da seção em apenas 3 hipóteses, uma vez que torna-se natural a junção das hipóteses “base embuchada e lateral real” e “base embuchada e um metro real”, em um único valor médio entre as duas, uma vez que verificamos variações insignificativas entre seus resultados observados.
- Para a estaca considerada (trilho TR-57) o método mais a favor da segurança foi o método de DÉCOURT e QUARESMA na versão inicial (1978) com contribuição de DÉCOURT (1982) e DÉCOURT e QUARESMA (1982), onde as capacidades de carga estimadas foram sempre menores do que no método de AOKI e VELLOSO (1975).
- As estimativas de capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos foram bem diferentes para as hipóteses consideradas nas estacas analisadas. As ordens de grandeza entre as capacidades de carga encontradas em cada método distam uma da outra em cerca de 25%.
- É possível supor que a fundação de estaca metálica com cálculos realizados com a sua seção com base embuchada e lateral real mostrou-se mais vantajosa do que as demais opções.
- A partir dos dados fornecidos pela obra, um excelente ajuste foi encontrado entre as capacidades de carga para as estacas comparadas.
- Todas as estacas da obra analisadas atendem aos fatores de segurança mínimos sugeridos por norma. Com efeito, isso pode ser observado, em diversas estacas analisadas (mas não todas), a partir do décimo segundo metro de profundidade, chegando em alguns poucos casos a onze metros.
- Considerando que todas as estacas da obra analisadas foram executadas com profundidades variando entre quinze e dezessete metros, pode-se inferir que os fatores de segurança reais do estaqueamento analisado estariam variando entre 2,4 e 5,1.
- Os resultados obtidos informam que a contribuição relativa à base das estacas é muito superior à do fuste nos cálculos da capacidade de carga total das mesmas, o que indica que a escolha adequada do perímetro da estaca influencia significativamente nos resultados da capacidade de carga total das estacas.



Sobre as comparações entre a capacidade de carga obtida através dos métodos semi-empíricos e o método dinâmico e fazendo variar, no método dinâmico, ora a altura de queda do martelo, ora o fator de eficiência do martelo do bate estacas, pôde-se concluir que, de uma forma geral, ao se aumentar os valores das alturas de queda parece haver uma divergência entre as hipótese adotadas. O mesmo comportamento é observado quando a eficiência do bate estacas é reduzida.

#### 4.2 Sugestões para futuras pesquisas

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se citar:

- Analisar outras metodologias semi-empíricas de estimativa de capacidade de carga axial em estacas;
- Testar outros tipos de estaca;
- Utilizar estacas usuais na prática (catalogadas) e realizar estudos de cravabilidade;
- Fazer uma análise mais apurada do perfil de subsolo;
- Propor outras geometrias de embuchamento;
- Realizar provas de carga estacas e dinâmicas para verificar as capacidades de carga das estacas;
- Instrumentar com medidores de deformação as estacas desde o início da obra e manter as medições durante a execução de todo o empreendimento, Este procedimento visa medir as cargas reais atuantes nas fundações em cada etapa da construção e até na ocupação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1996, 2010). Projeto e execução de fundações: NBR-6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1996). ASTM A 36/A 36M: Standard Specification for Carbon Structural Steel.

ALVES, F. (2019) Análise do efeito de embuchamento na cravação de perfis metálicos, Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5. 1975, Buenos Aires. Proceeding... Buenos Aires, v. 1.

ARGENTA, M. A. (2019). Modelo composto de perfis H. Acesso em 31 de janeiro de 2019. <<http://www.estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2017/03/Capitulo5-Compressao.pdf>>.

BRUCY, F. e MEUNIER, J. (1991): “Behavior of Pile Plug in Sandy Soils During and After Driving”. 23º International Offshore Technology Conference, Texas, pág. 145-154.

DANZIGER, B. R. (1982). Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DANZIGER, F. A. B. (2008). Fundações. Notas de aula, Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro.

DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, v. 1.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1982). Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca, A Construção São Paulo, n. 1800

DÉCOURT, L. (1982). Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982. Proceedings... Amsterdam.

GOOGLE.COM. (2019) Localização do Campus UFRJ – Macaé. Acesso em 2 de janeiro de 2019. <<https://www.google.com.br/maps/place/UFRJ+-+Campus+Maca%C3%A9/@-22.3993506,-41.8135482,2914m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x963118b3691353:0x689ca8e77e691afe!8m2!3d-22.390396!4d-41.805504>>.

GOOGLE.COM. (2019) Mapa de satélite das instalações do Campus – Macaé. Acesso em 2 de janeiro de 2019. < <https://www.google.com.br/maps/@-22.3898119,-41.8064905,1040a,20y,44.41h/data=!3m1!1e3>>.

GHILARDI, M. P. (2005): “Comparação entre desempenhos de estacas metálicas tubadas de ponta aberta e fechada na baixada santista”. Dissertação apresentada à Escola Politécnica da USP para a obtenção do título de mestre em engenharia, São Paulo.

GUIMARAES, G.V.M. (2019) – Comunicação pessoal

KISHIDA, H. (1967): “The Ultimate Bearing Capacity of Pipe Piles in Sand”. Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, pág. 196-199.  
KISHIDA, H. e ISEMOTO, N. (1977): “Behavior of Sand Plugs in Open-End Steel Pipe Piles”. IX ICSMFE, Tokio, pág. 601-604.

NIYAMA, S. (1991): “O Efeito do Embuchamento na Distribuição de Resistências em Estacas Cravadas de Ponta Aberta”. SEFE II, vol. 1, pág. 294-303, São Paulo.

NIYAMA, S. (1992): “Contribuição para o Estudo do Embuchamento em Estacas Cravadas de Ponta Aberta”. Tese apresentada à Escola Politécnica da USP para a obtenção do título de doutor em engenharia, São Paulo.

O’NEILL, M.W. and RAINES, R.D. (1991): “Load Transfer for Pipe Piles in Highly Pressured Dense Sand”. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, nº 8, pág. 1208-1226.

O’NEILL, M.W., UGAZ, O.G. and RAINES, R.D. (1992): “Driving Characteristics of Open Toe Piles in Dense Sand”. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 118, nº 1, pág. 72-88.

PAIKOWSKY, S.G. e WHITMAN, R.V. (1990): “The Effects of Plugging on Pile Performance and Design”. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(3), pág. 429-440.

VELLOSO, D.A. e LOPES, F.R. (2010). *Fundações*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

## ANEXO A – PLANTAS DO TERRENO

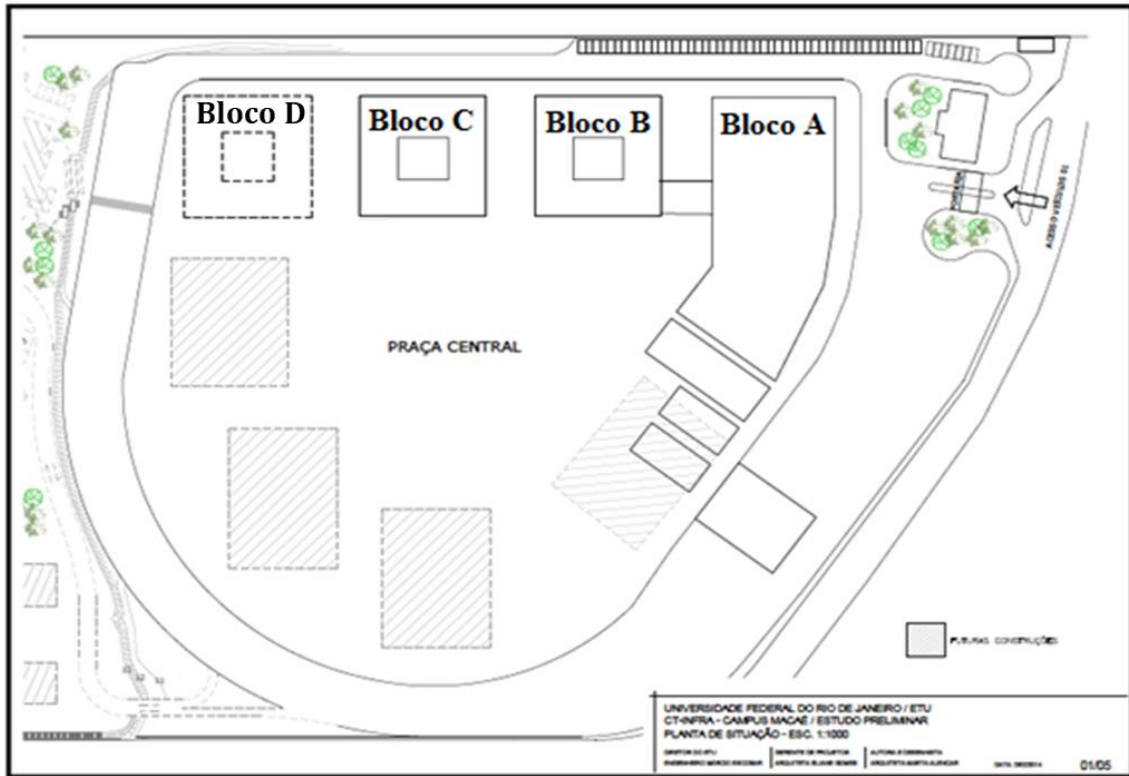


Figura A.1 - Planta de situação do Campus, Arquivo da UFRJ

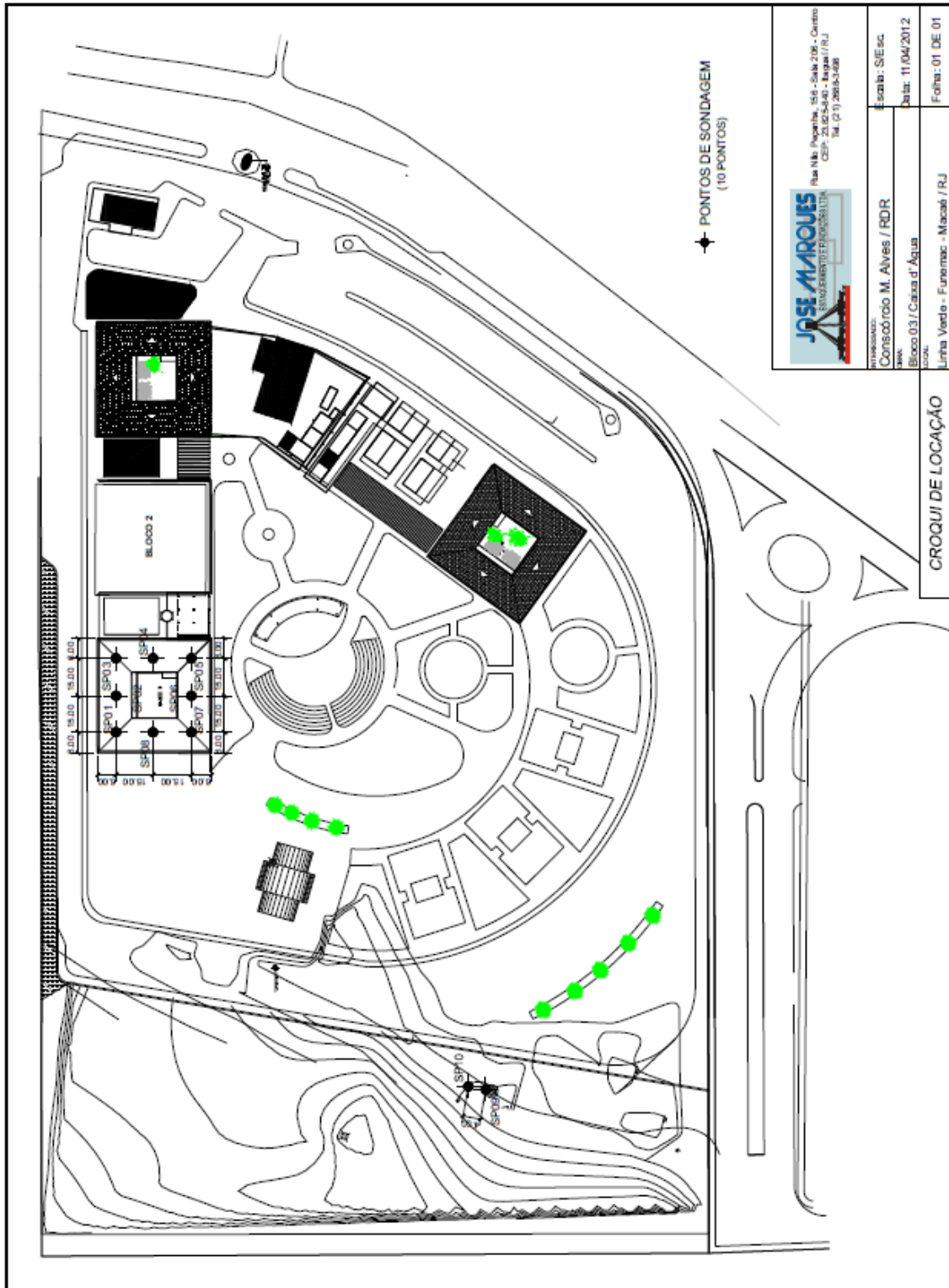


Figura A.2 – Croqui de localização das sondagens, Arquivo da UFRJ

## ANEXO B - PROJETO DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS

Devido as grandes dimensões do projeto, optou-se por dividir o projeto original em 4 partes de forma a ampliá-los para uma melhor visualização.

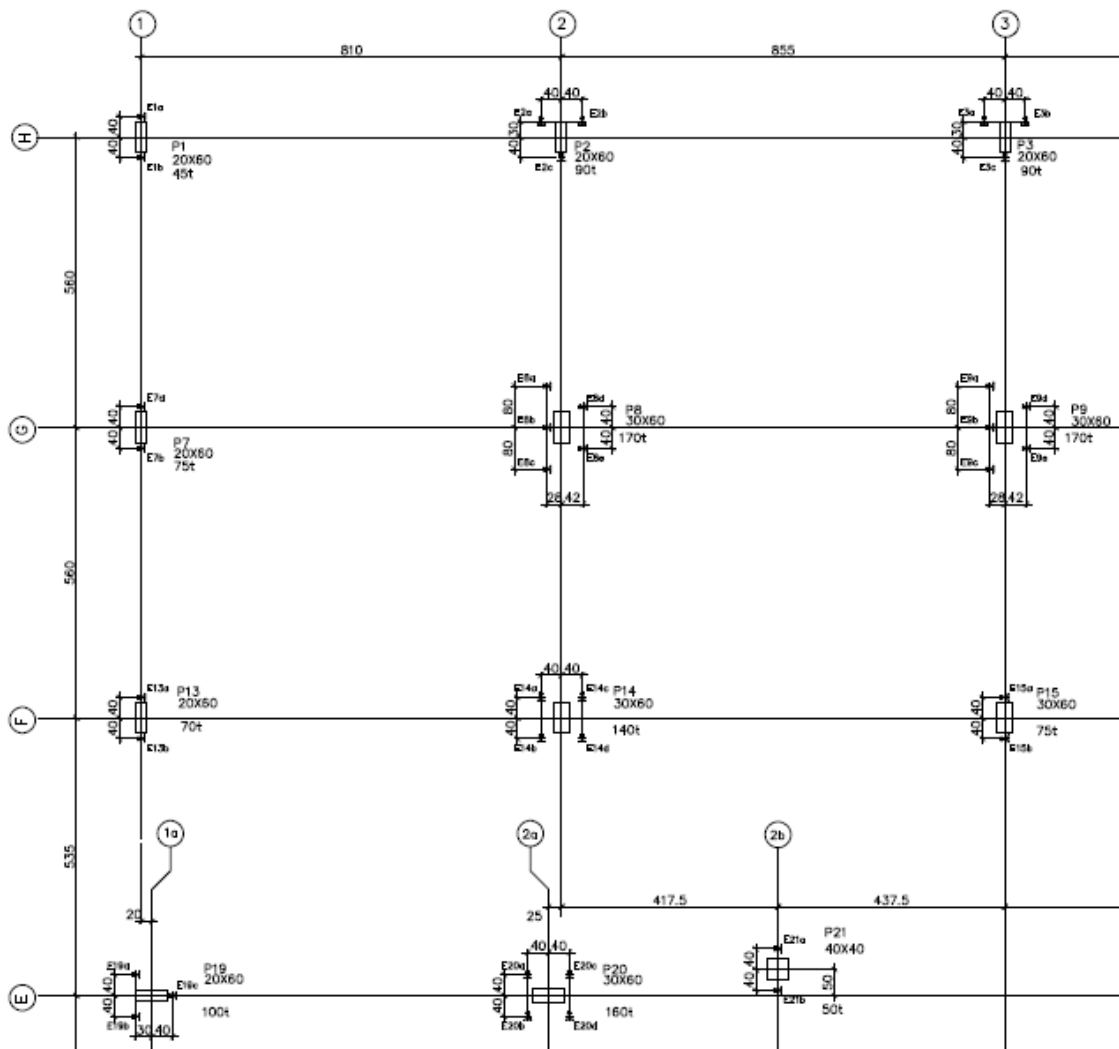


Figura B.1 – Projeto de locação das estacas – Parte 1, Arquivo da UFRJ

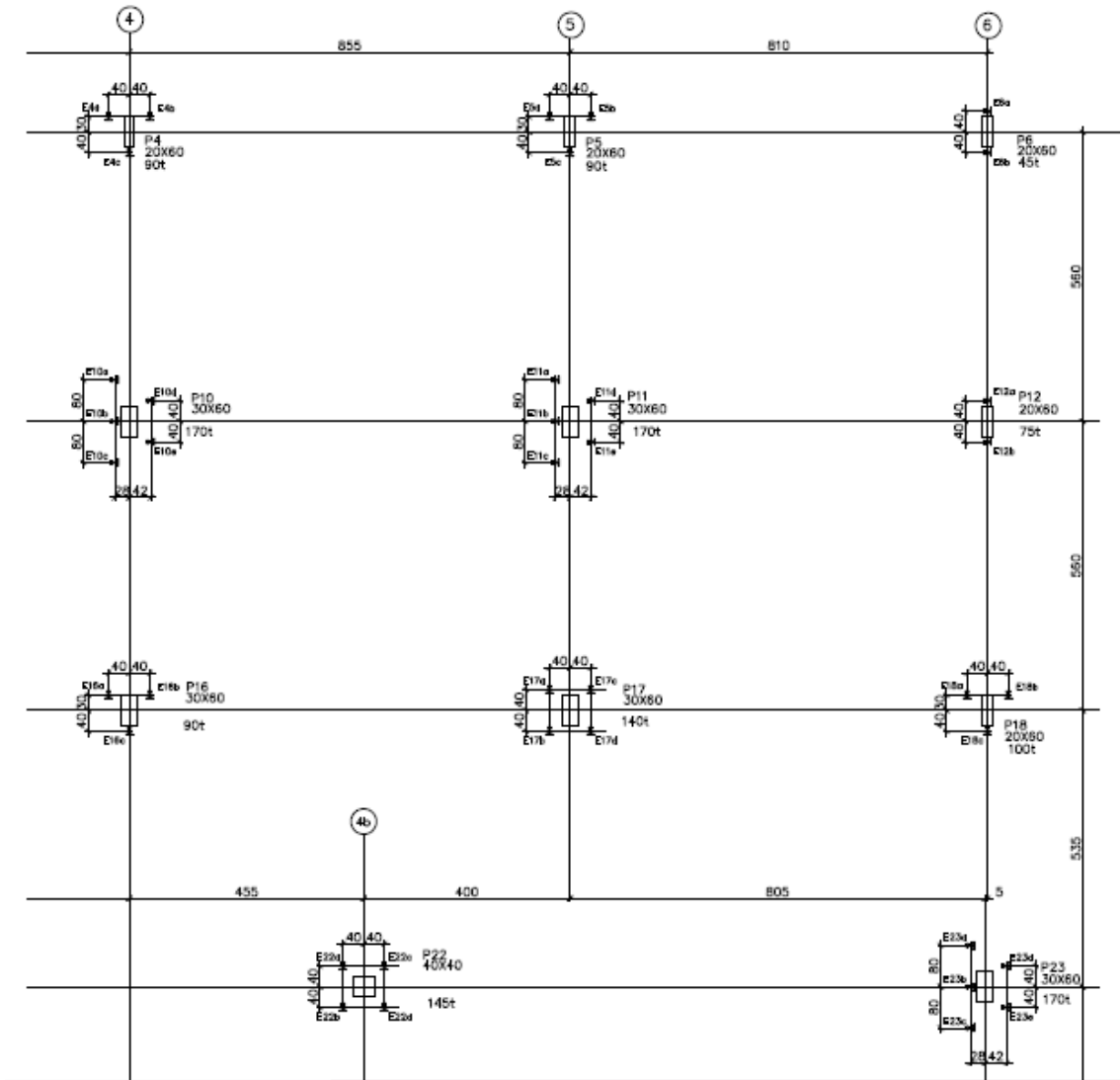


Figura B.2 – Projeto de localização das estacas – Parte 2, Arquivo da UFRJ



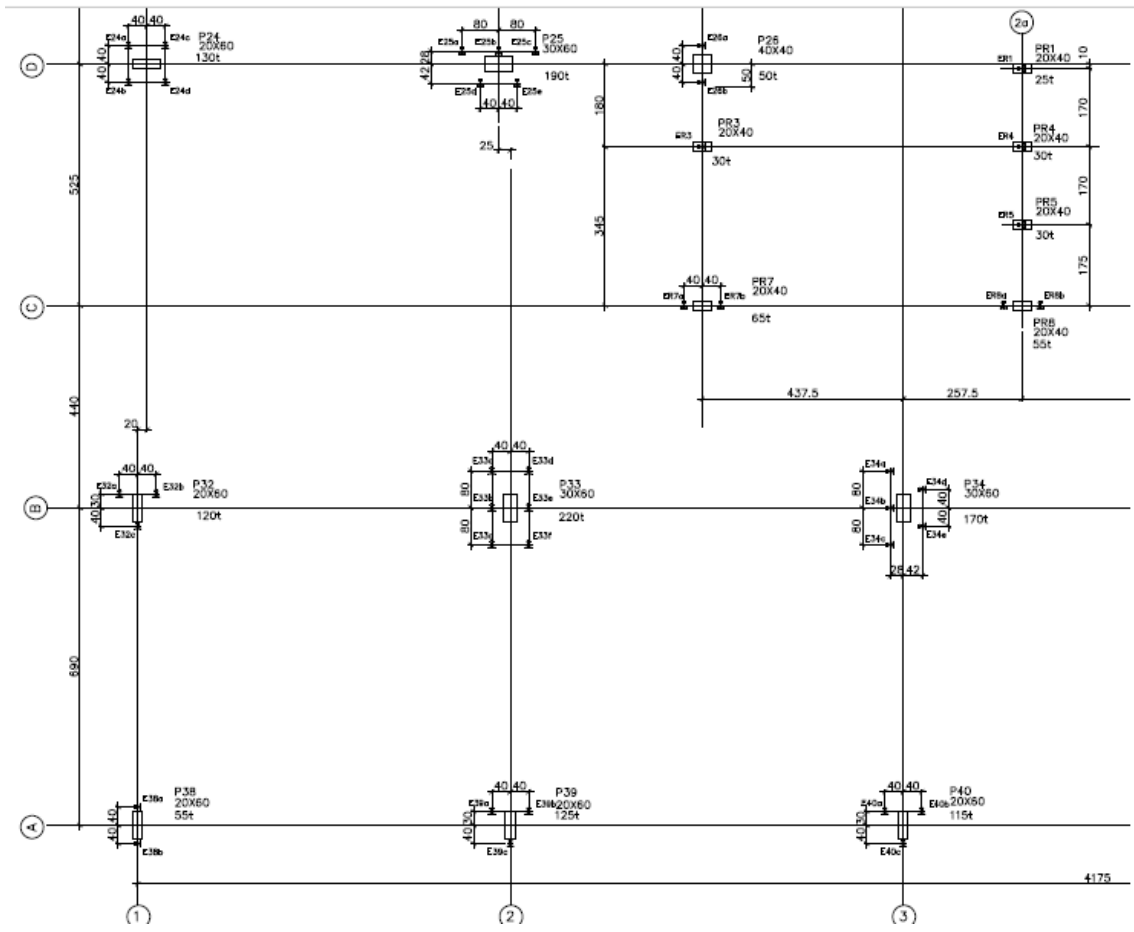


Figura B.3 – Projeto de locação das estacas – Parte 3 Arquivo da UFRJ

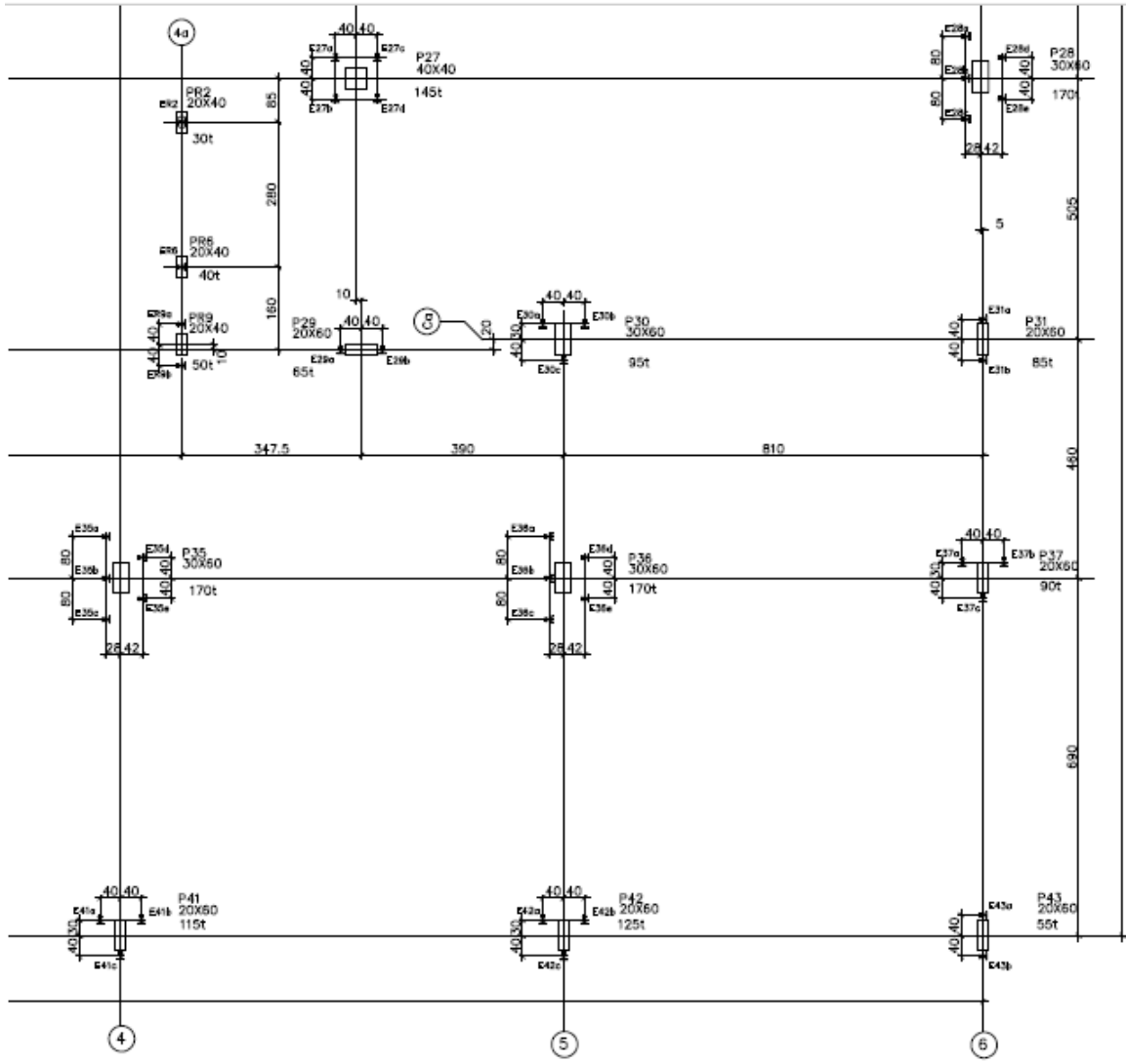


Figura B.4 – Projeto de locação das estacas – Parte 4, Arquivo da UFRJ

## ANEXO C – BOLETINS DE SONDAGENS

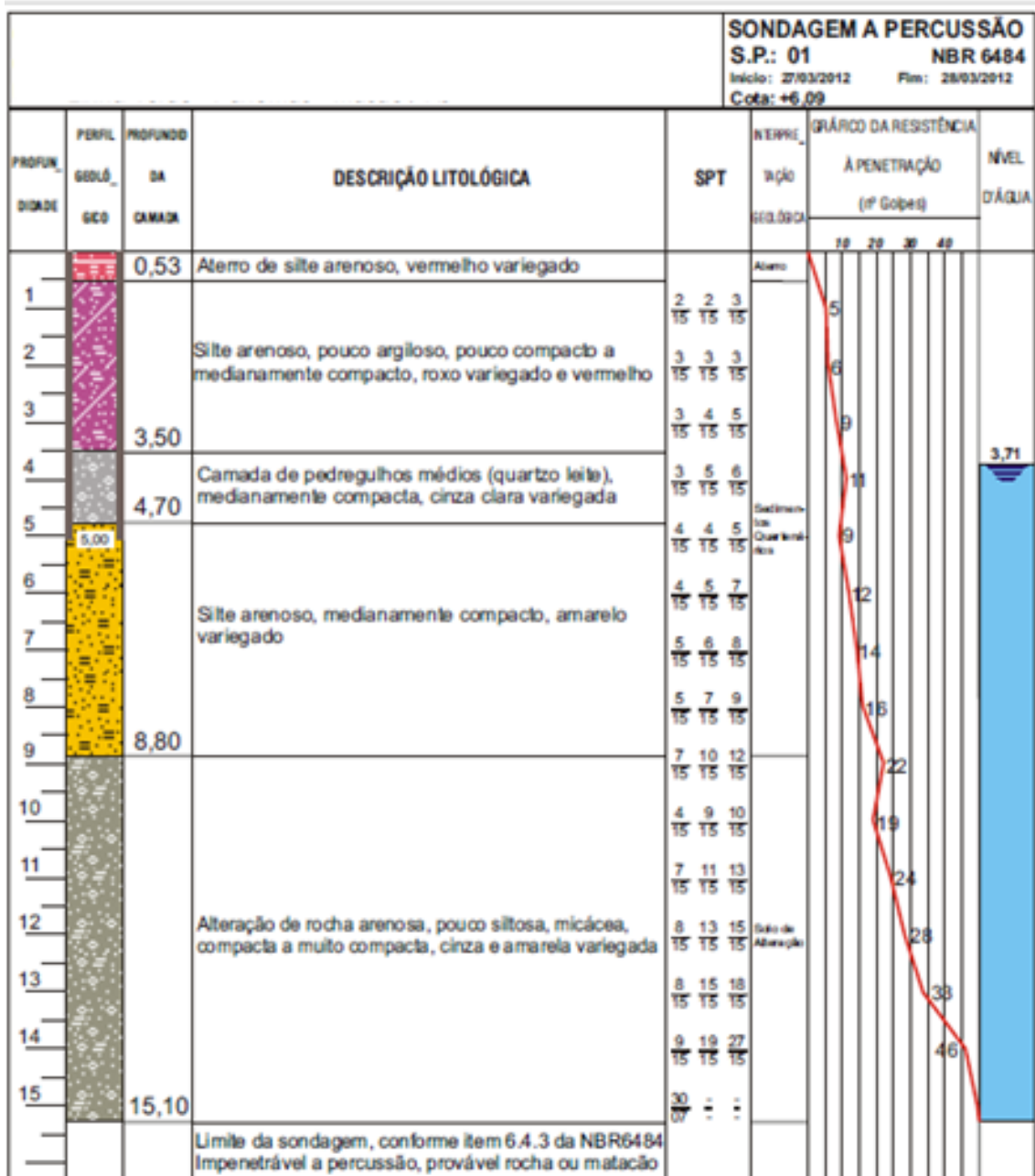


Figura C.1 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 01, Arquivo da UFRJ.

Através da sondagem, observa-se que até a profundidade de 0,53 metros, o solo se apresenta caracterizado como aterro de silte arenoso, de coloração vermelho variegado. Entre 0,53 e 3,5 metros, o solo é caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso, pouco compacto a medianamente compacto, de coloração roxo variegado e vermelho, com número de golpes de SPT variando entre 5 e 9. Na cota de 3,5 a 4,7 metros, há uma camada de pedregulhos médios (quartzo leite), medianamente compacto, de coloração cinza claro variegada. Entre 4,7 e 8,8

metros, o solo é caracterizado como silte arenoso, medianamente compacto de coloração amarelo variegado, com número de golpes de SPT variando entre 9 e 22. A partir de 8,8 metros até o limite de sondagem de 15,10 metros, há ocorrência de alteração de rocha arenosa, pouco siltosa, micácea, compacta a muito compacta, de coloração cinza e amarela variegada, com número de golpes de SPT variando entre 22 e 50. O nível d'água se encontra na profundidade de 3,71 metros.

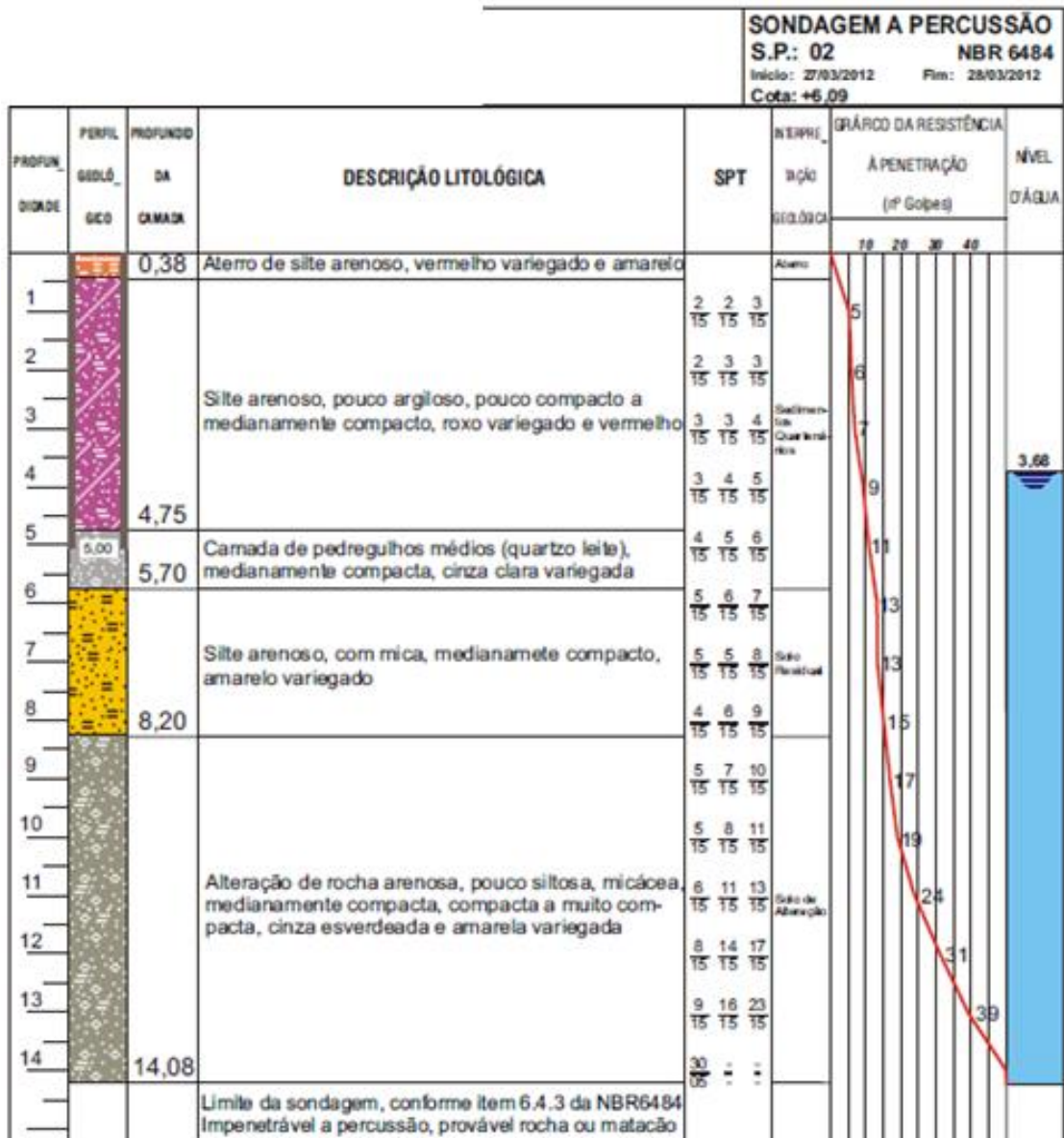
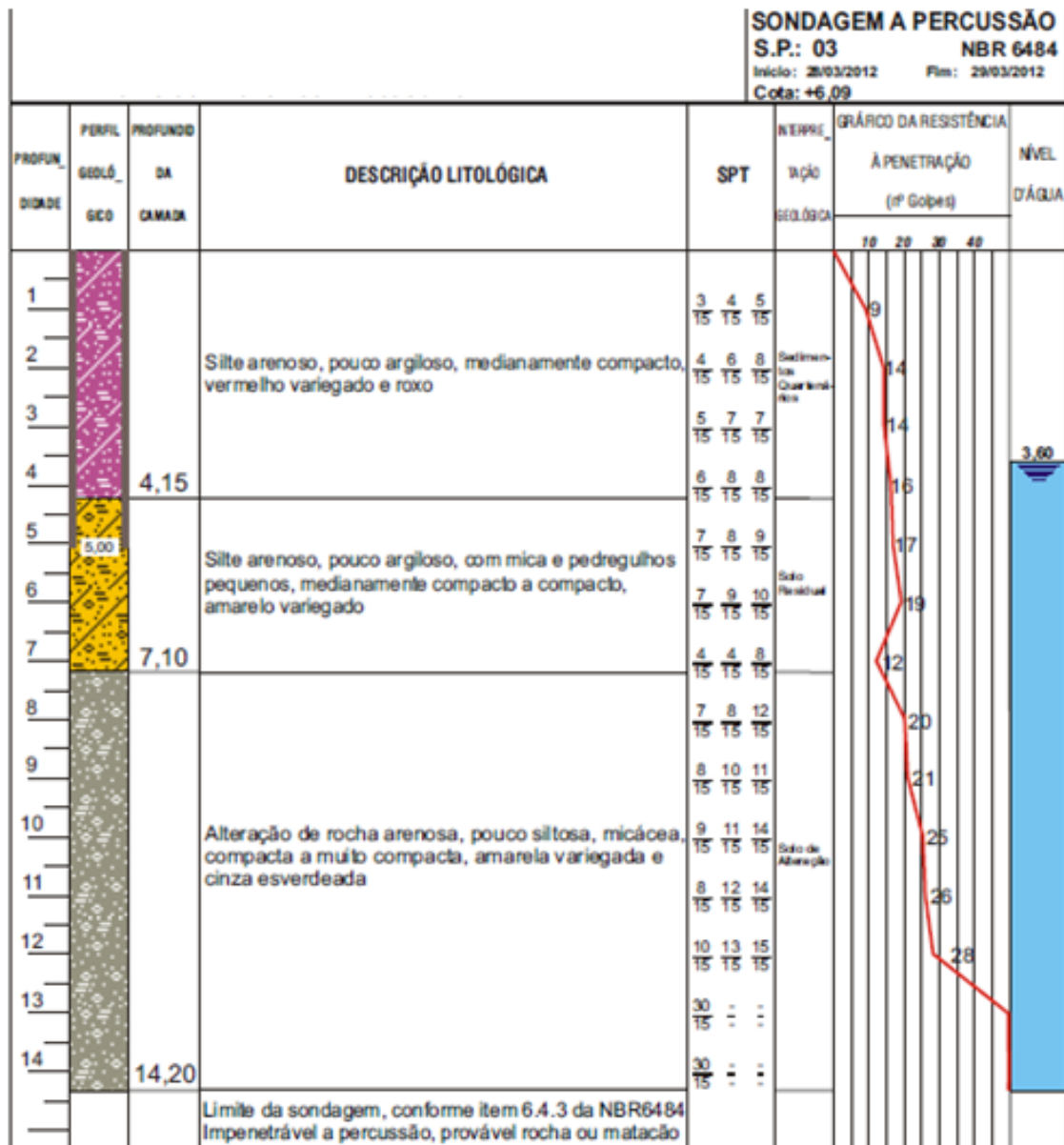
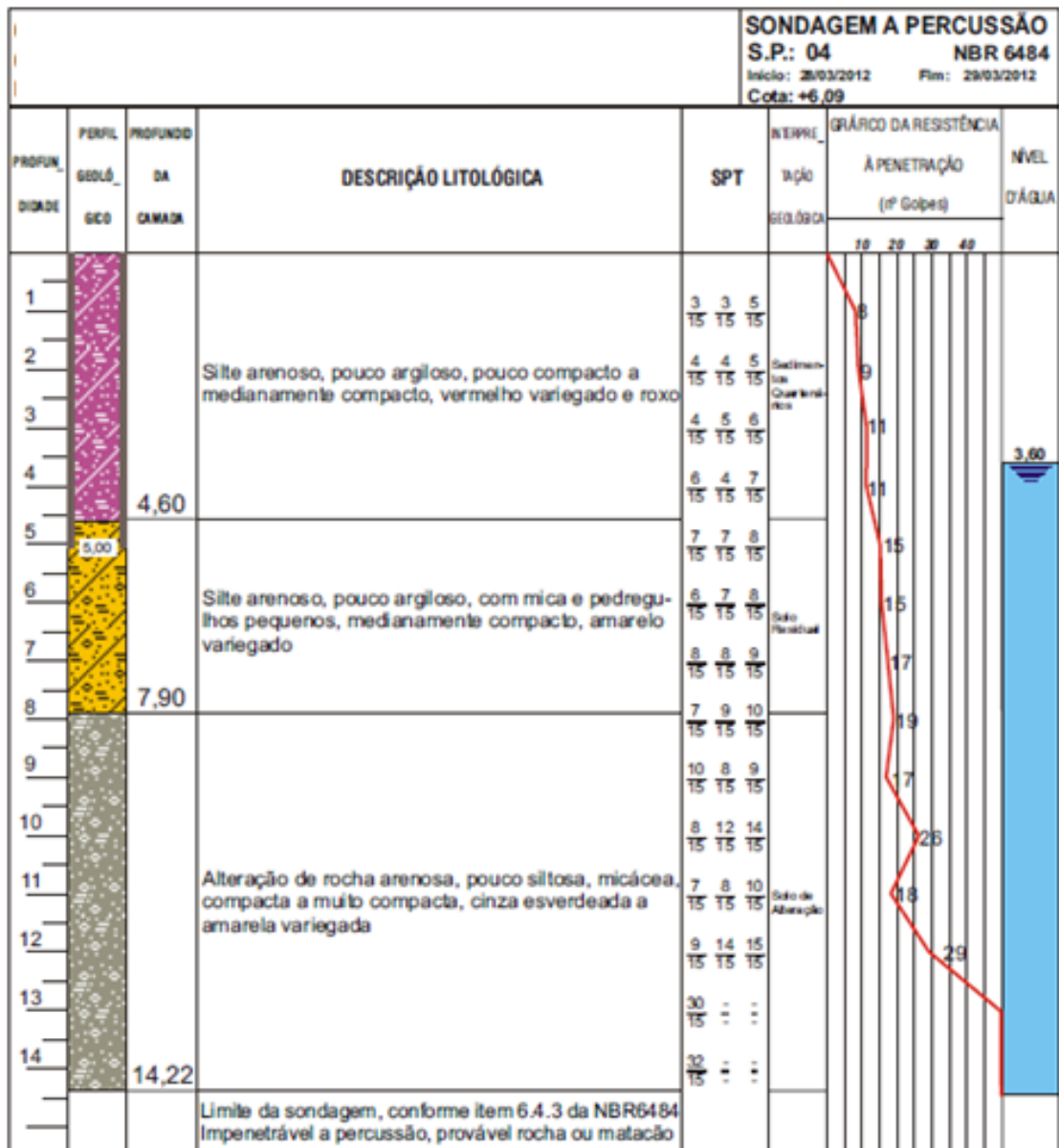


Figura C.2 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 02, Arquivo da UFRJ.



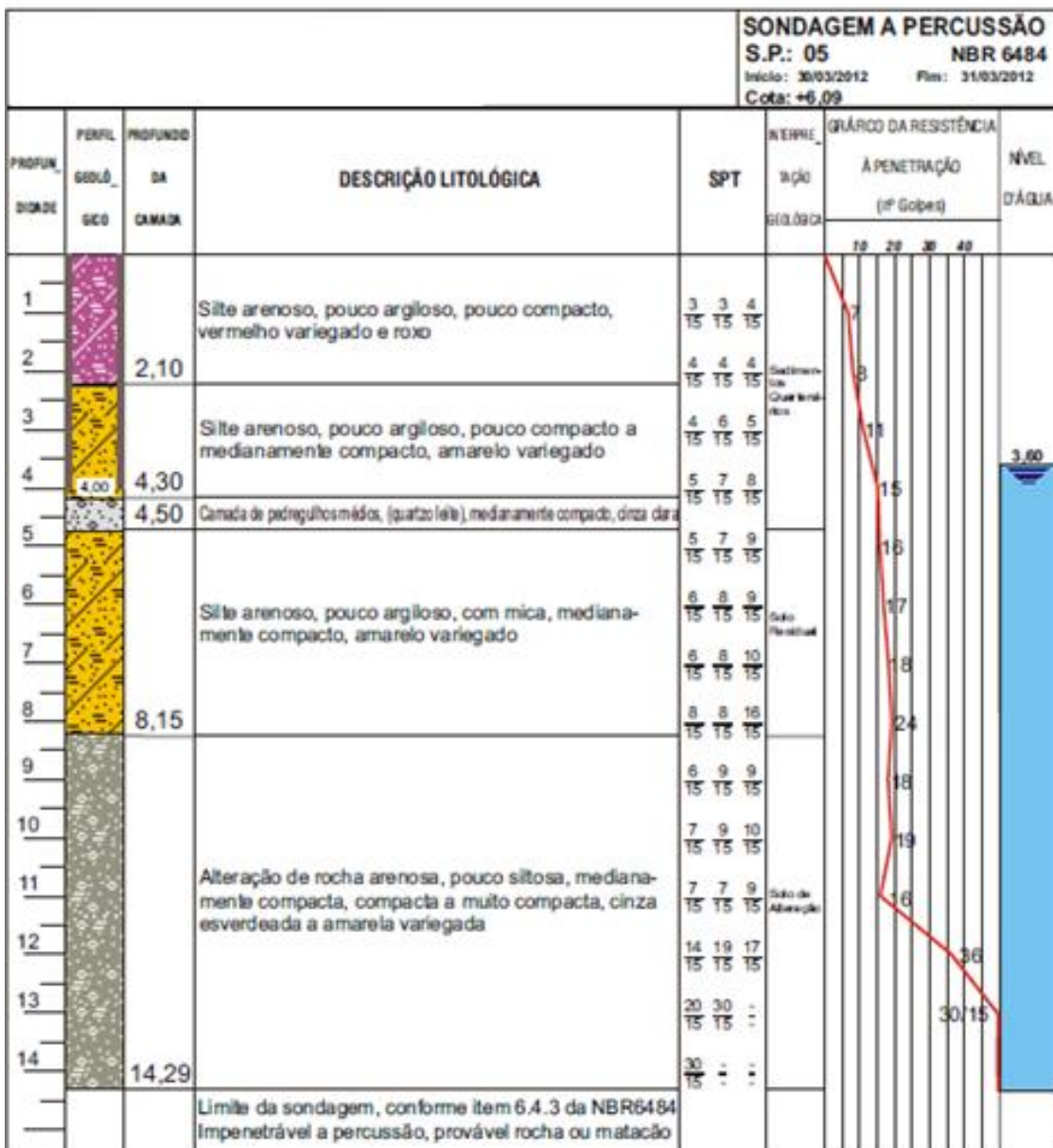
Figura

C.3 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 03, Arquivo da UFRJ.



Figura

C.4 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 04, Arquivo da UFRJ.



Figura

C.5 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 05, Arquivo da UFRJ.

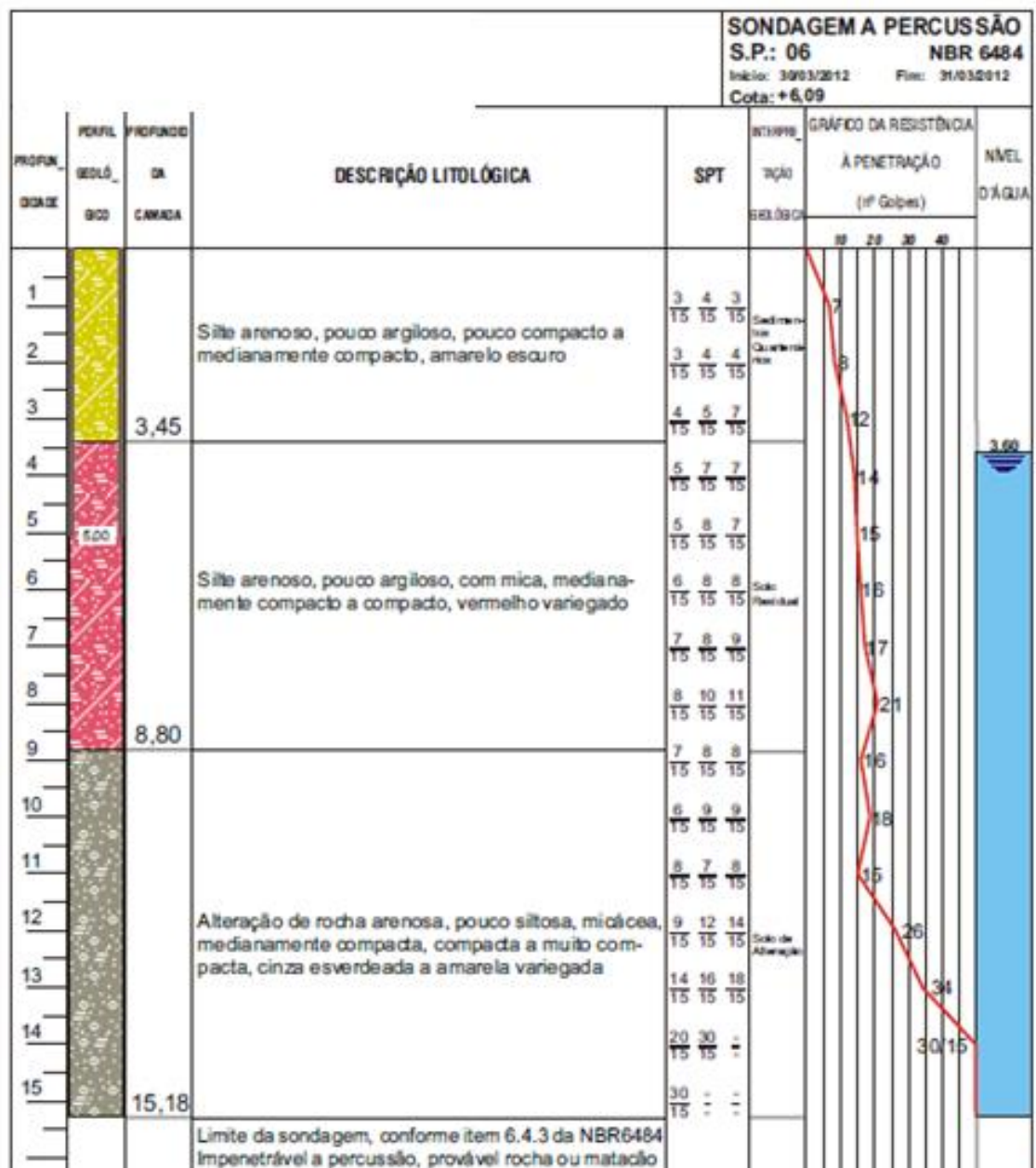
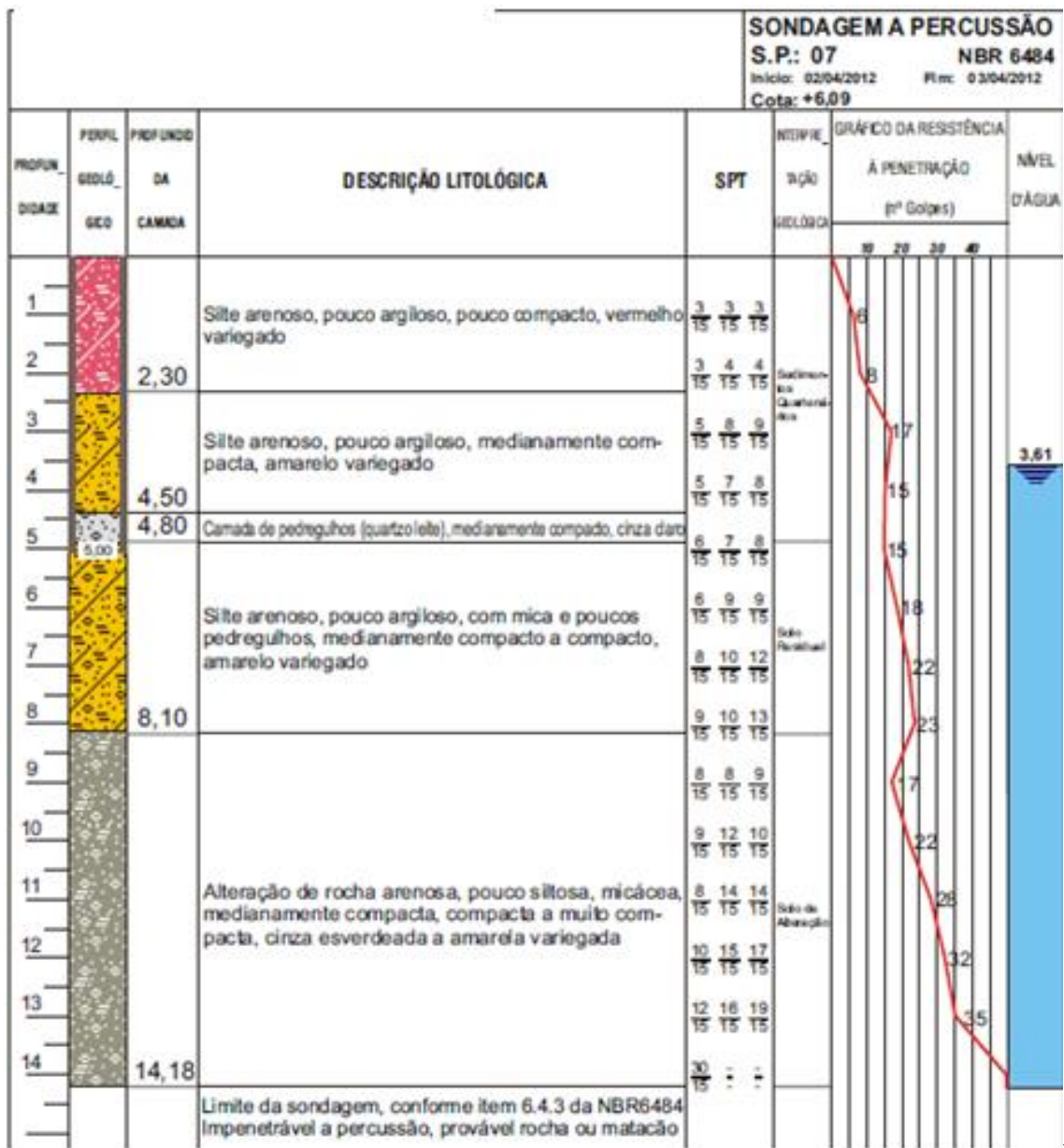


Figura C.6 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 06, Arquivo da UFRJ.





Figura

C.7 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 07, Arquivo da UFRJ.

Através da sondagem, observa-se que até a profundidade de 2,3 metros, o solo apresenta caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso, pouco compacto, de coloração vermelho variegado, com número de golpes de SPT variando entre 6 e 8. Entre 2,3 e 4,5 metros, o solo é caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso, medianamente compacto, de coloração amarelo variegado, com número de golpes de SPT variando entre 15 e 17. Na cota de 4,5 a 4,8 metros, há uma camada de pedregulhos (quartzo leite), medianamente compacto, de coloração cinza claro. Entre 4,8 e 8,1 metros, o solo é caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso,

com mica e poucos pedregulhos, medianamente compacto a compacto, de coloração amarelo variegado, com número de golpes de SPT variando entre 15 e 23. A partir de 8,1 metros até o limite de sondagem de 14,18 metros, há ocorrência de alteração de rocha arenosa, pouco siltosa, micácea, medianamente compacta, compacta a muito compacta, de coloração cinza esverdeada e amarela variegada, com número de golpes de SPT variando entre 17 e 50. O nível d'água se encontra na profundidade de 3,61 metros.

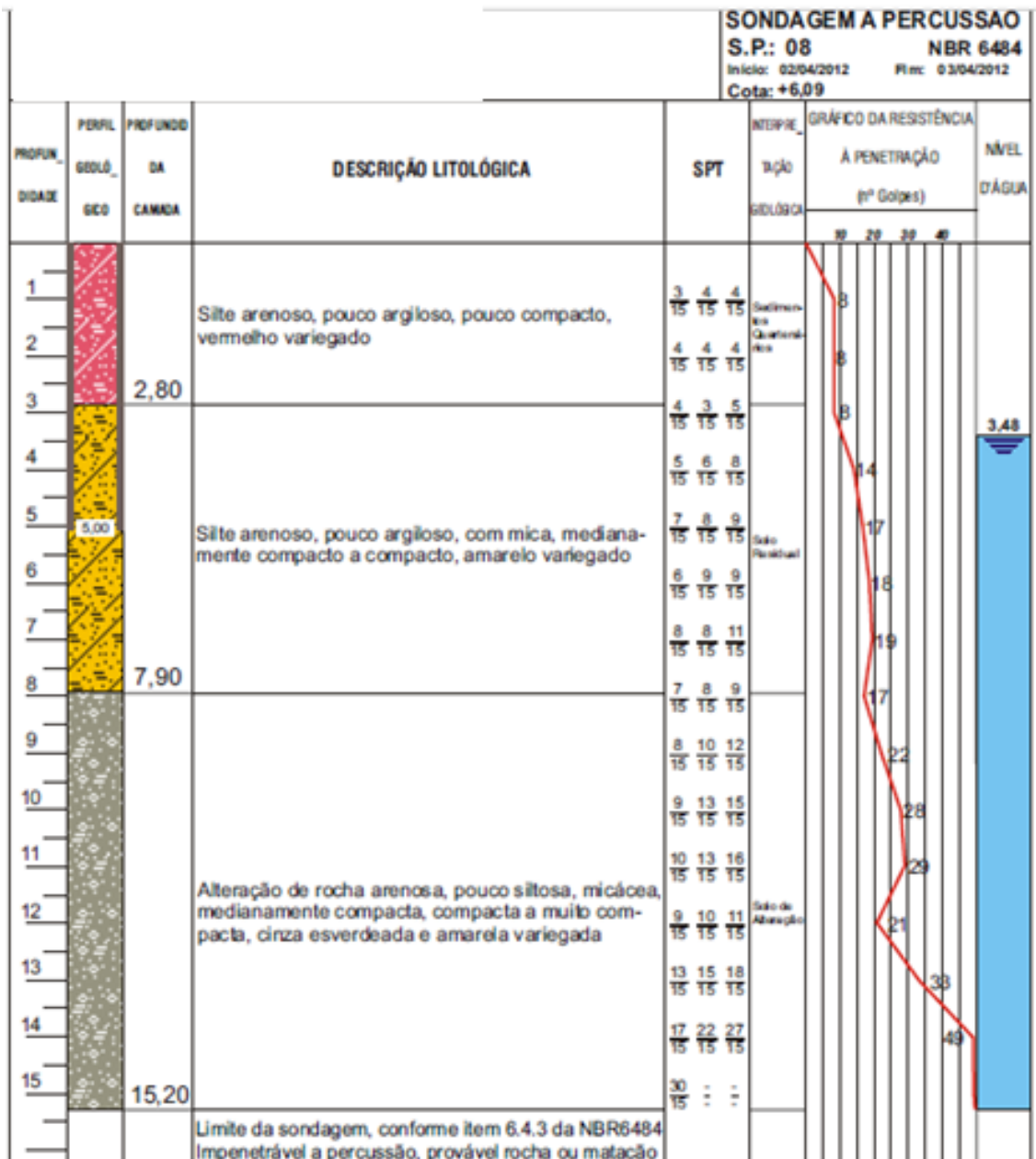
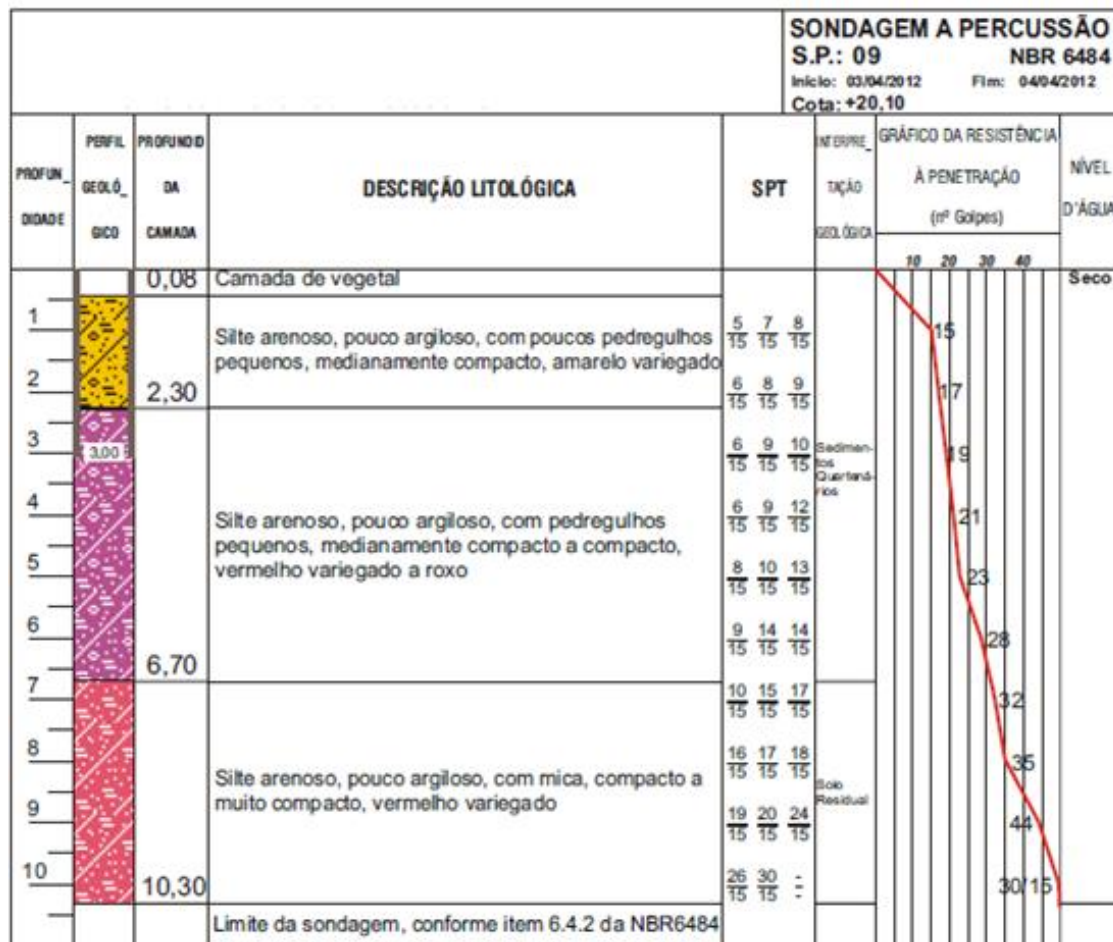


Figura C.8 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 08, Arquivo da UFRJ.

Através da sondagem, observa-se que até a profundidade de 2,8 metros, o solo se apresenta caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso, pouco compacto, de coloração vermelho variegado, com número de golpes de SPT igual a 8. Na cota de 2,8 a 7,9 metros, o solo é caracterizado como silte arenoso, pouco argiloso, com mica, medianamente compacto a compacto de coloração amarelo variegado, com número de golpes de SPT variando entre 8 e 17. A partir de 7,9 metros até o limite de sondagem de 15,20 metros, há ocorrência de alteração de rocha arenosa, pouco siltosa, micácea, medianamente compacta, compacta a muito compacta, de coloração cinza esverdeada a amarela variegada, com número de golpes de SPT variando entre 17 e 50. O nível d'água se encontra na profundidade de 3,48 metros.



Figura

C.9 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 09, Arquivo da UFRJ.

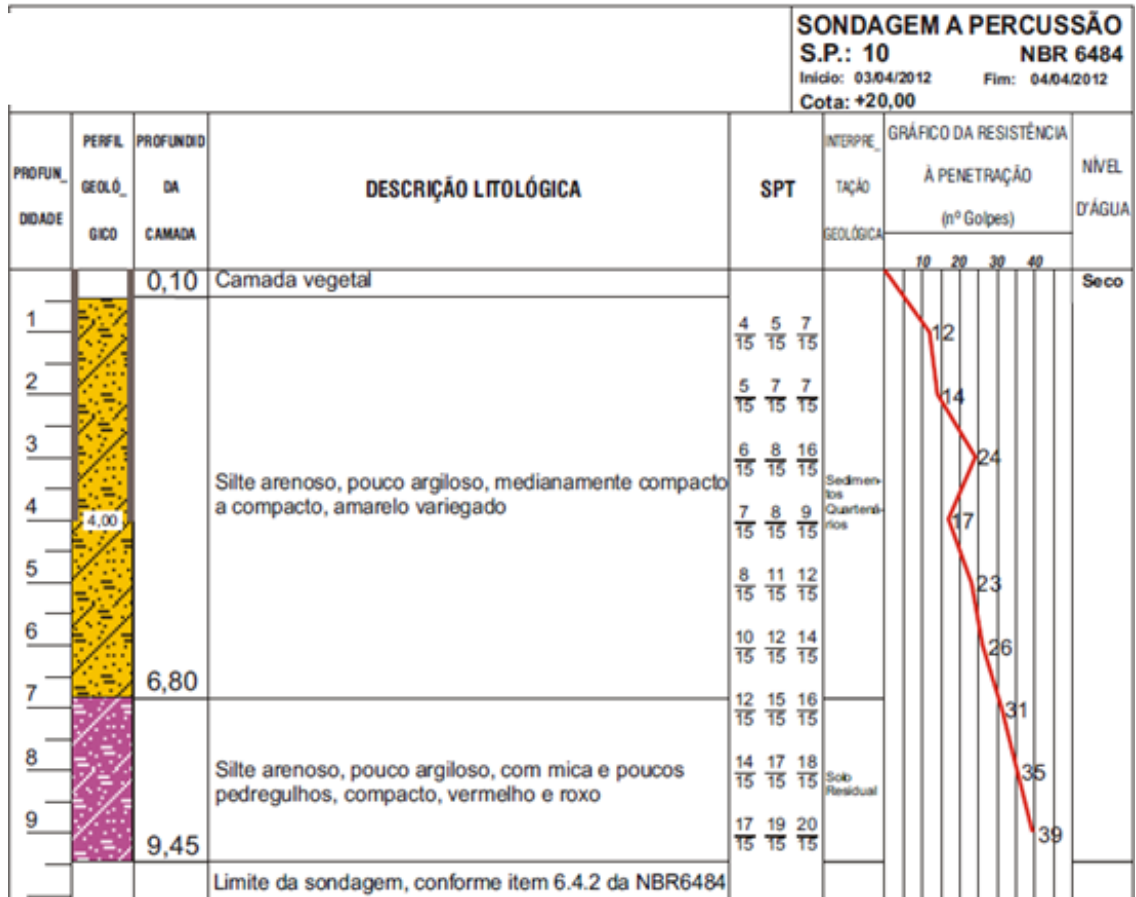


Figura C.10 – Sondagem de estudo de caso- S.P.: 10, Arquivo da UFRJ.

**ANEXO D – TABELAS DE CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA DE ACORDO COM AS HIPÓTESES DE TRABALHO CONSIDERADAS EM PROJETO.**

**A) MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)**

A seguir, na tabela D.1, são apresentados os dados de entrada para a planilha elaborada em excell.

Tabela D.1 – Características das estacas

INFORMAÇÕES SOBRE A ESTACA				
Seção	1	<-Inserir	1 - RETANGULAR	
L (cm)	13,97	<-Inserir	2 - Circular	
H (cm)	15,4	<- Inserir		
Ab ( RETANGULAR) (cm <sup>2</sup> )	215		U ( RETANGULAR) (cm)	58,74
Ab (Real) (cm <sup>2</sup> )	61	<-Inserir	U (Real)(cm)	63,4
Tipo de Estaca	2	<-Inserir	Tipo de Estaca	F1
			1 - Franki	2,5
F1	1,75		2 - Metálica	1,75
F2	3,5		e-moldade de con	1,75
			4 - Escavada	3
				F2
				5
				3,5
				3,5
				6

De acordo com o boletim de sondagem SP01 e o método de Aoki e Velloso (1975) foram obtidos os dados apresentados na tabela D.2 a seguir.

Tabela D.2 – Características associadas a sondagem SP01

INFORMAÇÕES SOBRE A SONDAAGEM						
→ Informações inseridas MANUALMENTE						
Profundidade	NSPT	Tipo de Solo	α (%)	k (Kgf / cm <sup>2</sup> )	Δl (cm)	α k NSPT Δl (Kgf/cm)
0 m - 0,53 m	0	Silte arenoso	2,2	5,5	53	0,00
0,53 m - 1 m	0	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	47	0,00
1 m - 2 m	6	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	100	75,60
2 m - 3 m	9	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	100	113,40
3 m - 3,5 m	11	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	50	69,30
3,5 m - 4 m	11	Areia	1,4	10	50	77,00
4 m - 4,7 m	9	Areia	1,4	10	70	88,20
4,7 m - 5 m	9	Silte arenoso	2,2	5,5	30	32,67
5 m - 6 m	12	Silte arenoso	2,2	5,5	100	145,20
6 m - 7 m	14	Silte arenoso	2,2	5,5	100	169,40
7 m - 8 m	16	Silte arenoso	2,2	5,5	100	193,60
8 m - 8,8 m	22	Silte arenoso	2,2	5,5	80	212,96
8,8 m - 9 m	22	Areia Siltosa	2	8	20	70,40
9 m - 10 m	19	Areia Siltosa	2	8	100	304,00
10 m - 11 m	24	Areia Siltosa	2	8	100	384,00
11 m - 12 m	28	Areia Siltosa	2	8	100	448,00
12 m - 13 m	38	Areia Siltosa	2	8	100	608,00
13 m - 14 m	46	Areia Siltosa	2	8	100	736,00
14 m - 15 m	50	Areia Siltosa	2	8	100	800,00
15 m - 15,1 m	50	Areia Siltosa	2	8	10	80,00

A Tabela D.3 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados as profundidades de até 15 m para o furo de sondagem S.P. 01.

Tabela D.3 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para o furo de sondagem S.P. 01.

Capacidade de carga axial (kN) - Método de AOKI e VELLOSO (1975)				
L (m)	Base Embuchada - Lateral Embuchada	Base Real -Lateral Real	Base Embuchada - Lateral Real	Base Embuchada - Lateral 1 metro Embuchada
100	0	0	0	0
200	45	23	46	45
300	80	47	82	81
400	188	97	192	191
500	135	98	141	140
600	179	129	186	185
700	220	163	230	228
800	265	201	277	275
900	418	282	434	433
1000	439	328	459	455
1100	550	409	575	570
1200	662	500	693	688
1300	859	635	898	890
1400	1057	788	1106	1096
1500	1227	941	1287	1276

De acordo com o boletim de sondagem SP08 e o método de Aoki e Velloso (1975) foram obtidos os dados apresentados na tabela D.4 a seguir.

Tabela D.4 – Características associadas a sondagem SP08

INFORMAÇÕES SOBRE A SONDAAGEM						
→ Informações inseridas MANUALMENTE						
Profundidade	NSPT	Tipo de Solo	$\alpha$ (%)	k (Kgf / cm <sup>2</sup> )	$\Delta l$ (cm)	$\alpha$ k NSPT $\Delta l$ (Kgf/cm)
0m - 1m	0	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	100	0
1m - 2m	8	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	100	100,8
2m - 2,8m	8	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	80	80,64
2,8m - 3m	8	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	20	20,16
3m - 4m	14	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	100	176,4
4m - 5m	17	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	100	214,2
5m - 6m	18	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	100	225,8
6m - 7m	19	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	100	239,4
7m - 7,9m	17	Silte arenoargiloso	2,8	4,5	90	192,78
7,9m - 8m	17	Areia Siltosa	2	8	10	27,2
8m - 9m	22	Areia Siltosa	2	8	100	352
9m - 10m	28	Areia Siltosa	2	8	100	448
10m - 11m	29	Areia Siltosa	2	8	100	464
11m - 12m	21	Areia Siltosa	2	8	100	336
12m - 13m	33	Areia Siltosa	2	8	100	528
13m - 14m	49	Areia Siltosa	2	8	100	784
14m - 15m	50	Areia Siltosa	2	8	100	800
15m - 15,20m	50	Areia Siltosa	2	8	20	160
15,20m - 16m	50	Areia Siltosa	2	8	80	640
16m - 17m	50	Areia Siltosa	2	8	100	800

A Tabela D.5 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados as profundidades de até 15 m para o furo de sondagem S.P. 08.

Tabela D.5 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para o furo de sondagem S.P. 08.

L (m)	Capacidade de carga axial (kN) - Método de AOKI e VELLOSO (1975)			
	Base Embuchada - Lateral Embuchada	Base Real -Lateral Real	Base Embuchada - Lateral Real	Base Embuchada - Lateral 1 metro Embuchada
100	0,0	0,0	0,0	0,0
200	60,0	30,2	61,3	60,0
300	76,6	48,1	79,2	79,0
400	138,2	88,7	143,1	140,8
500	189,7	131,3	197,4	194,6
600	232,4	173,2	243,1	240,2
700	277,3	217,2	291,1	288,0
800	374,4	273,6	391,1	390,7
900	480,5	349,8	501,8	497,2
1000	612,1	445,8	639,3	633,4
1100	698,1	530,9	731,3	725,3
1200	676,3	568,7	713,9	709,5
1300	878,9	695,4	923,4	916,5
1400	1162,3	878,4	1217,0	1206,7
1500	1303,6	1023,2	1368,7	1358,3

De acordo com o boletim de sondagem SP07 e o método de Aoki e Velloso (1975) foram obtidos os dados apresentados na tabela D.6 a seguir.

Tabela D.6 – Características associadas a sondagem SP07

INFORMAÇÕES SOBRE A SONDAAGEM						
→ Informações inseridas MANUALMENTE						
Profundidade	NSPT	Tipo de Solo	α (%)	k (Kgf / cm²)	Δl (cm)	α k NSPT Δl (Kgf/cm)
0 m - 1m	0	Silte arenoso	2,8	4,5	100	0
1 m - 2 m	8	Silte arenoso	2,8	4,5	100	100,8
2 m - 2,3 m	8	Silte arenoso	2,8	4,5	30	30,24
2,3 m - 3 m	17	Silte arenoso	2,8	4,5	70	149,94
3 m - 4 m	15	Silte arenoso	2,8	4,5	100	189
4 m - 4,5 m	15	Silte arenoso	2,8	4,5	50	94,5
4,5 m - 4,8 m	15	Areia	1,4	10	30	63
4,8 m - 5 m	15	Silte arenoso	2,8	4,5	20	37,8
5 m - 6 m	18	Silte arenoso	2,8	4,5	100	226,8
6 m - 7 m	22	Silte arenoso	2,8	4,5	100	277,2
7 m - 8 m	23	Silte arenoso	2,8	4,5	100	289,8
8 m - 8,10 m	23	Silte arenoso	2,8	4,5	10	28,98
8,10 m - 9 m	17	Areia Siltosa	2	8	90	244,8
9 m - 10 m	22	Areia Siltosa	2	8	100	352
10 m - 11 m	28	Areia Siltosa	2	8	100	448
11 m - 12 m	32	Areia Siltosa	2	8	100	512
12 m - 13 m	35	Areia Siltosa	2	8	100	560
13 m - 14 m	50	Areia Siltosa	2	8	100	800
14 m - 15 m	50	Areia Siltosa	2	8	100	800
15 m - 16 m	50	Areia Siltosa	2	8	100	800

A Tabela D.7 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados as profundidades de até 15 m para o furo de sondagem S.P. 07.

Tabela D.7 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para o furo de sondagem S.P. 07.

L (m)	Base Embuchada - Lateral Embuchada	Base Real -Lateral Real	Base Embuchada - Lateral Real	Base Embuchada - Lateral 1 metro Embuchada
100	0	0	0	0
200	60	30	61	60
300	138	76	142	140
400	159	107	165	162
500	191	141	200	199
600	244	186	256	253
700	312	242	327	323
800	365	295	384	380
900	449	354	472	469
1000	555	431	583	578
1100	687	527	720	714
1200	810	628	850	843
1300	931	736	978	971
1400	1207	919	1265	1254
1500	1339	1061	1407	1396

**B) MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA NA VERSÃO INICIAL (1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE DÉCOURT (1982) E DÉCOURT E QUARESMA (1982).**

A seguir, na tabela D.8, são apresentados os dados de entrada para a planilha elaborada em excell.

Tabela D.8 – Características das estacas

INFORMAÇÕES SOBRE A ESTACA			
Seção	1	<-Inserir	1 - Quadrada
L (cm)	13,97	<-Inserir	2 - Circular
H (cm)	15,4	<- Inserir	
Área da ponta		Perímetro do fuste	
A <sub>p</sub> (Quadrada) (m <sup>2</sup> )	0,0215	U (Quadrada) (m <sup>2</sup> )	0,59 x altura
A <sub>p</sub> (Real) (m <sup>2</sup> )	0,0061	U (Real) (m <sup>2</sup> )	0,634 x altura
Tipo de Estaca	2	<-Inserir	
1 - Franki			
2 - Metálica			
3 - Pre-moldada de concreto			
4 - Escavada			

De acordo com o boletim de sondagem SP01 e o método de Decourt e Quaresma foram obtidos os dados apresentados na tabela D.9 a seguir.



Tabela D.9 – Características associadas a sondagem SP01

INFORMAÇÕES SOBRE A SONDAGEM					
Dessa cor		→ Informações inseridas MANUALMENTE			
Profundidade	NSPT	Tipo de Solo	c (tf / m <sup>2</sup> )	N <sub>p</sub> (golpes)	N̄ (golpes)
0 m - 0,53 m	0	Silte arenoso	25	Bloco	Bloco
0,53 m - 1 m	0	Silte argiloso	20	Bloco	Bloco
1 m - 2 m	6	Silte argiloso	20	7,000	não analisado
2 m - 3 m	9	Silte argiloso	20	8,667	6,000
3 m - 3,5 m	11	Silte argiloso	20		
3,5 m - 4 m	11	Areia	40	9,667	7,500
4 m - 4,7 m	9	Areia	40		
4,7 m - 5 m	9	Silte arenoso	25	10,667	8,667
5 m - 6 m	12	Silte arenoso	25	11,667	8,667
6 m - 7 m	14	Silte arenoso	25	14,000	8,750
7 m - 8 m	16	Silte arenoso	25	17,333	9,400
8 m - 8,8 m	22	Silte arenoso	25		
8,8 m - 9 m	22	Areia	40	19,000	10,167
9 m - 10 m	19	Areia	40	21,667	11,000
10 m - 11 m	24	Areia	40	23,667	12,375
11 m - 12 m	28	Areia	40	30,000	13,111
12 m - 13 m	38	Areia	40	37,333	14,200
13 m - 14 m	46	Areia	40	44,667	15,455
14 m - 15 m	50	Areia	40	48,667	17,333
15 m - 15,1 m	50	Areia	40	50,000	19,538

A Tabela D.10 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados as profundidades de até 15 m para o furo de sondagem S.P. 01.

Tabela D.10 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para o furo de sondagem S.P. 01.

L (m)	Capacidade de carga axial (kN) - Método de AOKI e VELLOSO (1975)			
	Base Embuchada - Lateral Embuchada	Base Real - Lateral Real	Base Embuchada - Lateral Real	Base Embuchada - Lateral 1 metro Embuchada
100	0	0	0	0
200	0	0	0	0
300	71	48	74	71
400	142	88	147	145
500	146	113	153	151
600	174	138	182	181
700	209	167	220	218
800	258	206	271	269
900	363	264	379	377
1000	425	313	444	442
1100	495	375	518	516
1200	593	439	620	618
1300	711	517	743	740
1400	838	604	874	871
1500	957	706	1001	998

De acordo com o boletim de sondagem SP08 e o método de Decourt e Quaresma foram obtidos os dados apresentados na tabela D.11 a seguir.

Tabela D.11 – Características associadas a sondagem SP08

INFORMAÇÕES SOBRE A SONDAGEM					
Dessa cor → Informações inseridas MANUALMENTE					
Profundidade	NSPT	Tipo de Solo	c (tf / m <sup>2</sup> )	N <sub>p</sub> (golpes)	N̄ (golpes)
0 m - 1 m	0	Silte argiloso	20	Bloco	Bloco
1 m - 2 m	8	Silte argiloso	20	8,000	não analisado
2 m - 2,8 m	8	Silte argiloso	20	10,000	8,000
2,8 m - 3 m	8	Silte argiloso	20		
3 m - 4 m	14	Silte argiloso	20	13,000	12,000
4 m - 5 m	17	Silte argiloso	20	16,333	10,000
5 m - 6 m	18	Silte argiloso	20	18,000	10,000
6 m - 7 m	19	Silte argiloso	20	18,000	11,750
7 m - 7,9 m	17	Silte argiloso	20	19,333	13,000
7,9 m - 8 m	17	Areia	40		
8 m - 9 m	22	Areia	40	22,333	14,000
9 m - 10 m	28	Areia	40	26,333	14,429
10 m - 11 m	29	Areia	40	26,000	15,375
11 m - 12 m	21	Areia	40	27,667	16,778
12 m - 13 m	33	Areia	40	34,333	18,000
13 m - 14 m	49	Areia	40	44,000	18,273
14 m - 15 m	50	Areia	40	49,667	19,500
15 m - 15,20 m	50	Areia	40	50,000	21,769
15,20 m - 16 m	50	Areia	40		
16 m - 17 m	50	Areia	40	50,000	23,786

A Tabela D.12 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados as profundidades de até 15 m para o furo de sondagem S.P. 08.

Tabela D.12 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para o furo de sondagem S.P. 08.

L (m)	Capacidade de carga axial (kN) - Método de AOKI e VELLOSO (1975)			
	Base Embuchada - Lateral Embuchada	Base Real -Lateral Real	Base Embuchada - Lateral Real	Base Embuchada - Lateral 1 metro Embuchada
100	0	0	0	0
200	0	0	0	0
300	84	58	88	84
400	141	109	148	146
500	169	127	177	175
600	201	156	211	209
700	246	205	205	257
800	297	255	314	311
900	450	335	470	468
1000	523	388	547	545
1100	572	405	600	597
1200	651	476	684	681
1300	774	561	812	809
1400	902	634	944	941
1500	1024	725	1072	1069
1600	1135	838	1192	1188
1700	1245	902	1310	1306

De acordo com o boletim de sondagem SP07 e o método de Decourt e Quaresma foram obtidos os dados apresentados na tabela D.13 a seguir.

Tabela D.13 – Características associadas a sondagem SP08

INFORMAÇÕES SOBRE A SONDAAGEM					
Dessa cor		→ Informações inseridas MANUALMENTE			
Profundidade	NSPT	Tipo de Solo	c (tf / m <sup>2</sup> )	N <sub>p</sub> (golpes)	N̄ (golpes)
0 m - 1m	0	Silte argiloso	20	Bloco	Bloco
1 m - 2 m	8	Silte argiloso	20	8,000	não analisado
2 m - 2,3 m	8	Silte argiloso	20	13	8
2,3 m - 3 m	17	Silte argiloso	20		
3 m - 4 m	15	Silte argiloso	20	15,667	8,33
4 m - 4,5 m	15	Silte argiloso	20		
4,5 m - 4,8 m	15	Areia	40	16	10,00
4,8 m - 5 m	15	Silte argiloso	20		
5 m - 6 m	18	Silte argiloso	20	18,333	8,00
6 m - 7 m	22	Silte argiloso	20	21	9,17
7 m - 8 m	23	Silte argiloso	20	20,667	10,429
8 m - 8,10 m	23	Silte argiloso	20		
8,10 m - 9 m	17	Areia	40	20,66666667	11,875
9 m - 10 m	22	Areia	40	22,333	11,80
10 m - 11 m	28	Areia	40	27,333	12,273
11 m - 12 m	32	Areia	40	31,667	13,083
12 m - 13 m	35	Areia	40	39	14,231
13 m - 14 m	50	Areia	40	45	15,50
14 m - 15 m	50	Areia	40	50	16,80
15 m - 16 m	50	Areia	40	50	18,88

A Tabela D.14 mostra as diferentes hipóteses de trabalho adotadas e suas respectivas capacidades de carga, associados as profundidades de até 15 m para o furo de sondagem S.P. 07.

Tabela D.14 – Capacidade de carga (kN) x Profundidade (m) para o furo de sondagem S.P. 07.

Capacidade de carga axial (kN) - Método de AOKI e VELLOSO (1975)				
L (m)	Base Embuchada - Lateral Embuchada	Base Real - Lateral Real	Base Embuchada - Lateral Real	Base Embuchada - Lateral 1 metro Embuchada
100	0	0	0	0
200	0	0	0	0
300	99	62	102	99
400	131	89	137	135
500	167	127	175	173
600	183	136	191	190
700	229	176	240	238
800	268	220	282	280
900	316	271	334	332
1000	444	329	465	462
1100	524	382	547	545
1200	607	442	634	631
1300	726	522	758	755
1400	842	606	878	875
1500	954	694	996	993