



**Centro Universitário de Brasília - UniCEUB**  
**Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais**  
**Aplicadas – FATECS**  
**Curso: Engenharia Civil**

**MAYRA LUÍSA MOREIRA COSTA**

**COMPARAÇÃO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA**  
**CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA RAIZ COM RESULTADO DE PROVA DE**  
**CARGA**

**Brasília**  
**2019**

MAYRA LUÍSA MOREIRA COSTA

**COMPARAÇÃO DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA  
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA RAIZ COM RESULTADO DE PROVA DE  
CARGA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – FATECS do Centro Universitário de Brasília – UniCEUB como parte dos requisitos para a obtenção de título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof<sup>ª</sup>. MSc Gabriela de A. D. Bahia

**Brasília  
2019**

**MAYRA LUÍSA MOREIRA COSTA**

**COMPARAÇÃO DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA  
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA RAIZ COM RESULTADO DE PROVA DE  
CARGA**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado à Faculdade de Tecnologia e  
Ciências Sociais Aplicadas – FATECS do  
Centro Universitário de Brasília - UniCEUB  
como parte dos requisitos para a obtenção  
de título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Brasília, 28 de junho de 2019.**

**Banca Examinadora**

---

**Profa. MSc Gabriela de A. D. Bahia  
Orientadora  
Centro Universitário de Brasília - UniCEUB**

---

**Profa. MSc Érika Regina Castro  
Examinadora Interna  
Centro Universitário de Brasília - UniCEUB**

---

**Prof. MSc Jairo Furtano Nogueira  
Examinador Interno  
Centro Universitário de Brasília - UniCEUB**

## **AGRADECIMENTOS**

Neste momento, tão importante de minha vida, preciso agradecer a todos os envolvidos para minha chegada até aqui.

Agradeço primeiramente a Deus, por me dar força e sabedoria para continuar firme e forte nesse caminho, me ajudando sempre a querer ser uma pessoa melhor, me proporcionando saúde e determinação, e por ter me conduzido até aqui.

Aos meus pais, Veneraldo Pereira e Silézia Coelho e a minha irmã Caroline Moreira, pois estes são minha base, de onde tiro forças para continuar e seguir os meus sonhos. Sobretudo, por terem me proporcionado tudo o que hoje eu tenho, além de todo o apoio, amor e carinho dedicados incondicionalmente.

Ao meu namorado Mateus Henrique que conheci desde o início da faculdade e sempre esteve junto ao meu lado, dando força em trabalhos, provas, além de todo amor e atenção que dedicou a mim, principalmente na confecção desta pesquisa.

A minha orientadora Profa. MSc Gabriela Bahia, por me inspirar e contribuir na minha vida acadêmica e pessoal. Agradeço por compartilhar todo seu conhecimento, por seu acolhimento na minha escolha e por me acompanhar até o fim.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização desta pesquisa, muito obrigada!

## RESUMO

Em decorrência da escassez de espaços urbanos para construção, a realização de obras em terrenos de solo mole ou de baixa resistência se faz inevitável. Dessa forma, a verificação da capacidade de carga do solo para escolha de uma solução adequada é imprescindível. Com isso, para os devidos cálculos de capacidade de carga, se faz necessário o uso da investigação geotécnica do solo, que consiste em uma sondagem de simples reconhecimento, acompanhado do ensaio SPT (*Standart Penetration Test*), onde são fornecidas todas as informações das diferentes camadas de solo, possibilitando a determinação da resistência a cada metro investigado. Portanto, o objetivo deste trabalho é comparar os diferentes métodos semi-empíricos e para isso foram escolhidos o método de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e David Cabral (1986), utilizados para os cálculos de previsão de capacidade de carga de uma estaca raiz, com resultados obtidos em prova de carga. Para a determinação da capacidade de carga por meio de prova de carga foi utilizado o método de Van Der Veen para estimativa de carga de ruptura, em situação onde não houve uma ruptura nítida na estaca raiz. Para tornar possível a verificação de capacidade de carga, todos os cálculos foram realizados por meio de planilhas no excel, apresentando também os respectivos gráficos. Diante disso, com os resultados foi possível observar que o método que mais se aproximou dos resultados de capacidade de carga da prova de carga foi David Cabral na estaca da ponte leste, com 2000 kN, apresentando 65,4% de aproximação. Posteriormente, na segunda estaca analisada, o método que apresentou resultados mais aproximados ao da ruptura foi o método de Aoki e Velloso, apresentando 3% de aproximação com uma carga de 2246,5 kN. Sendo assim, observa-se que os métodos mais apropriados foram David Cabral (1986) e Aoki e Velloso (1975).

**Palavras-chave:** Capacidade de carga. Estacas raiz. Provas de carga estática.

## ABSTRACT

As a result of the scarcity of urban spaces for construction, the construction of works on soft ground or low resistance is inevitable. In this way, checking the load capacity of the soil to choose a suitable solution is essential. Therefore, for the proper calculations of load capacity, it is necessary to use geotechnical soil research, which consists of a simple survey, accompanied by the SPT (Standart Penetration Test), where all information layers of soil, making it possible to determine the resistance to each meter investigated. Therefore, the objective of this work is to compare the different semi-empirical methods and for that were chosen the method of Aoki and Velloso (1975), Décourt and Quaresma (1978) and David Cabral (1986), used for calculations of capacity prediction of load of a root stake, with results obtained in load test. For the determination of the load capacity by means of load test the Van Der Veen method was used to estimate the load of rupture, in a situation where there was not a clear break in the root cutting. In order to make possible the verification of load capacity, all the calculations were carried out through spreadsheets in excel, presenting also the respective graphs. Therefore, with the results, it was possible to observe that the method that most approached the load capacity results of the load test was David Cabral at the east bridge stake, with 2000 kN, presenting a 65.4% approximation. Later, in the second stake analyzed, the method that presented results closer to the one of the rupture was the method of Aoki and Velloso, presenting 3% of approximation with a load of 2246,5 kN. Thus, it is observed that the most appropriate methods were David Cabral (1986) and Aoki and Velloso (1975).

**Keywords:** Load capacity. Root cuttings. Static load tests.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de fundações profundas .....	16
Figura 2 – Modo de execução da Estaca Raiz.....	18
Figura 3 – Detalhe da armação das estacas raiz. ....	19
Figura 4 – Distribuição de resistência ao longo da estaca. ....	20
Figura 5 – Modo de execução de prova de carga sobre placa.....	30
Figura 6 – Montagem de prova de carga à compressão com estacas de reação .....	32
Figura 7 - Montagem de prova de carga à compressão com tirantes de reação .....	33
Figura 8 – Curva carga x recalque .....	44
Figura 9 – Resultado pelo método de Van der Veen.....	45
Figura 10 – Curva carga x recalque .....	50

## LISTA DE GRAFICOS

- Gráfico 1 – Comparação de método semi-empíricos com estimativa de ruptura. ....46
- Gráfico 2 – Comparação de métodos semi-empíricos com ruptura nítida da estaca ...51



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de F1 e F2 em função do tipo de estaca – Contribuição de Monteiro. ....	23
Tabela 2 – Valores de K e $\alpha$ conforme função do solo (Contribuição de Monteiro). ....	24
Tabela 3 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo. ....	26
Tabela 4 - Valores do coeficiente a em função do tipo de estaca e do tipo de solo. ....	26
Tabela 5 - Valores do coeficiente b em função do tipo de estaca e do tipo de solo. ....	26
Tabela 6 - Valores de $\beta_0$ em função do diâmetro final e da pressão de injeção. ....	28
Tabela 7 - Valores de $\beta_1$ e $\beta_2$ em função do tipo de solo. ....	28
Tabela 8 – Caracterização do solo poste leste. ....	40
Tabela 9 – Caracterização do solo ponte oeste. ....	41
Tabela 10 – Deslocamento referente a cada estágio de carga. ....	44
Tabela 11 - Deslocamento referente a cada estágio de carga. ....	49
Tabela 12 – Resistência Lateral e de ponta conforme cada metro – Aoki e veloso <b>Erro! Indicador não definido.</b>	
Tabela 13 – Carga admissível – Aoki e Velloso. ....	41
Tabela 14 - Resistência Lateral e de ponta conforme cada metro – Décourt e Quaresma. .... <b>Erro! Indicador não definido.</b>	
Tabela 15 – Carga Admissível – Décourt e Quaresma. ....	42
Tabela 16 - Resistência Lateral e de ponta conforme cada metro – Cabral. .... <b>Erro! Indicador não definido.</b>	
Tabela 17 – Carga admissível - Cabral. ....	43
Tabela 18 - Resistência Lateral e de ponta conforme cada metro – Aoki e veloso. <b>Erro! Indicador não definido.</b>	
Tabela 19 – Carga Admissível – Aoki e Velloso. ....	46
Tabela 20 - - Resistência Lateral e de ponta conforme cada metro – Décourt e Quaresma. .... <b>Erro! Indicador não definido.</b>	
Tabela 21 – Carga Admissível – Décourt e Quaresma. ....	47
Tabela 22 - Resistência Lateral e de ponta conforme cada metro – Cabral. .... <b>Erro! Indicador não definido.</b>	
Tabela 23 – Carga admissível - Cabral. ....	48

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	Ensaio de Penetração de Cone ( <i>Cone penetration test</i> )
SPT	Ensaio de Penetração Padrão ( <i>Standart Penetration Test</i> )
DF	Distrito Federal
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
CML	Carregamento Lento
CMR	Carregamento rápido

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\Delta$	Delta
cm	Centímetro
h	Hora
m	Metro
mm	Milímetros
%	Porcentagem
$\sigma$	Tensão normal

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
2 OBJETIVOS.....	15
2.1 OBJETIVO GERAL .....	15
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	15
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	16
3.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS .....	16
3.2 ESTACA RAIZ.....	17
3.3 CARGA ADMISSÍVEL .....	19
3.4 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA .....	21
3.4.1 Aoki-Velloso (1975) .....	22
3.4.2 Décourt e Quaresma (1978).....	24
3.4.3 Cabral (1986).....	27
3.5 MÉTODOS PRÁTICOS DE PREVISÃO DE CARGA.....	29
3.5.1 Prova de Carga sobre placa .....	29
3.5.2 Prova de carga estática em estacas.....	31
3.5.2.1 Carregamento lento (CML).....	33
3.5.2.2 Carregamento rápido (CMR).....	34
4 METODOLOGIA.....	35
4.1 PROCEDIMENTOS.....	35
4.1.1 Método Aoki e Velloso (1975).....	35
4.1.2 Décourt e Quaresma (1978).....	35
4.1.3 David Cabral (1986).....	36
4.1.4 Prova de carga – Ponte Leste .....	37
4.1.5 Prova de Carga – Ponte Oeste.....	37
5 ANÁLISES E RESULTADOS.....	39
5.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO .....	39
5.1.1 Ponte Leste .....	39
5.1.2 Ponte Oeste.....	40
5.2 Resultados Obtidos por métodos semi-empíricos e prova de carga - Ponte Leste 41	
5.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975).....	41

5.2.2	<i>Método Décourt e Quaresma (1978)</i> .....	42
5.2.3	<i>Método David Cabral (1986)</i> .....	43
5.2.4	<i>Resultados obtidos com prova de carga</i> .....	44
5.3	Resultados Obtidos por métodos semi-empíricos e prova de carga - Ponte Oeste	46
5.3.1	<i>Método Aoki e Velloso (1975)</i> .....	46
5.3.2	<i>Método Décourt e Quaresma</i> .....	47
5.3.3	<i>Método David Cabral (1986)</i> .....	48
5.3.4	<i>Resultados obtidos com prova de carga</i> .....	49
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	52
6.1	PONTE LESTE .....	52
6.2	PONTE OESTE .....	53
7	REFERÊNCIAS .....	54

## 1 INTRODUÇÃO

Entende-se por fundações profundas os elementos estruturais responsáveis pela interação solo-estrutura, seja esta transmitida ao terreno pela base (resistência de ponta), pela sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas (NBR 6122, 2010). Esses tipos de fundações são utilizados em solos que não apresentam capacidade de suportar as cargas elevadas, ou quando estão sujeitos a processos erosivos ou apresentam estrutura colapsível (NETO, 2006).

A estaca raiz, moldada *in loco*, é um modelo de fundação que é bastante utilizado para reforços de fundações, obras vizinhas sensíveis a vibrações e contenção de encostas. Esse fato se deve ao seu processo executivo não produzir choques ou vibrações, como também é realizado por meio de equipamento de pequeno porte e ferramentas que permitem a execução das estacas em terrenos com presença de matacões, rocha ou até mesmo concreto (VELLOSO E LOPES, 2010).

Para elaboração do projeto de fundações é fundamental que primeiramente aconteça um estudo topográfico do terreno, seguido de uma investigação geotécnica através de sondagens, que são estudos que detalham cada camada de solo e provas de carga para determinação da capacidade de carga do terreno. Esses fatores são de extrema importância, tendo em vista que a falta dessas informações pode causar problemas tanto na execução de uma obra, quanto depois de finalizada.

Portanto, é essencial que as especificações construtivas estejam corretas, para que não gere insuficiência, falha ou interpretação errada. Com isso, também é de extrema importância um bom e completo detalhamento da fundação para que futuramente não gere um mau comportamento entre solo-estrutura e sobrecarga.

Este trabalho tem o intuito de apresentar uma comparação entre os métodos semi-empíricos para determinação da previsão da capacidade de carga de estacas raiz com os resultados obtidos por meio de prova de carga, de forma a verificar a discrepância entre essas metodologias para melhor orientar na execução de projetos mais seguros e econômicos.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Analisar e comparar os métodos semi-empíricos para previsão de capacidade de carga de estaca raiz com os resultados de capacidade de carga obtidos por meio da prova de carga.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Estudar os métodos semi-empíricos Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) e Cabral (1986) para determinação da capacidade de carga para estacas raiz;
- Compreender e analisar a curva carga x recalque;
- Comparar os resultados obtidos por meio dos métodos semi-empíricos de estaca raiz com os resultados da prova de carga;
- Analisar todos os métodos semi-empíricos e verificar que mais se aproxima do comportamento real da edificação, obtido por meio da prova de carga.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

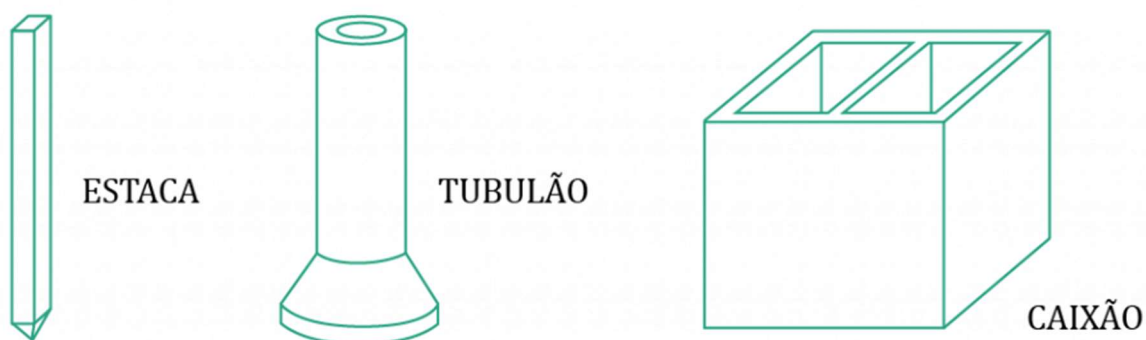
Neste capítulo, será apresentado o conceito de fundações profundas e suas respectivas características fazendo a comparação de diferentes métodos de previsão de capacidade de carga com resultado obtido em prova de carga, assim como os ensaios a serem feitos para a verificação do desempenho das fundações.

#### 3.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações profundas são aquelas cuja a base deve estar em uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão, e no mínimo 3,0 m (NBR 6122, ABNT 2010). Desta maneira, têm como objetivo sustentar as cargas originais das estruturas, transmitindo essa carga para as camadas resistentes do solo. (PEREIRA, 2013). Contudo, a carga resultante da superestrutura é transferida ao solo pela base através da resistência de ponta da estaca ou por sua face lateral através da resistência de atrito do solo com o fuste ou pelas duas (FIGUEIREDO; SILVA; FROTA, 2015).

A Figura 1, a seguir, ilustra os principais tipos de fundações existentes.

Figura 1 – Tipos de fundações profundas



Fonte: Página Moderna engenharia <sup>1</sup>.

Para a elaboração de um bom projeto de fundações, é necessário primeiramente o levantamento topográfico do terreno, seguido por uma investigação geotécnica do subsolo através de sondagens. Com isso, também é de extrema

---

<sup>1</sup> Disponível em: <<https://modernaengenharia.com/fundacoes-profundas/>>. Acessado em 24 de abril de 2019.



importância que o engenheiro responsável colete informações referente as obras vizinhas, verificando o tipo e desempenho das fundações, cargas, sistemas estrutural e construtivo. Contudo, após a junção de todas as informações, é possível concluir deslocamentos admissíveis e os fatores de segurança a serem aplicados a diferentes cargas (VELLOSO; LOPES, 2010).

Usualmente o principal foco de um projeto é atender o estado limite de serviço (ELS) e o estado limite último (ELU), buscando deformações aceitáveis sob as condições de trabalho, a segurança adequada ao colapso do solo e de elementos estruturais, assim como estabilidade interna e externa (VELLOSO; LOPES, 2010).

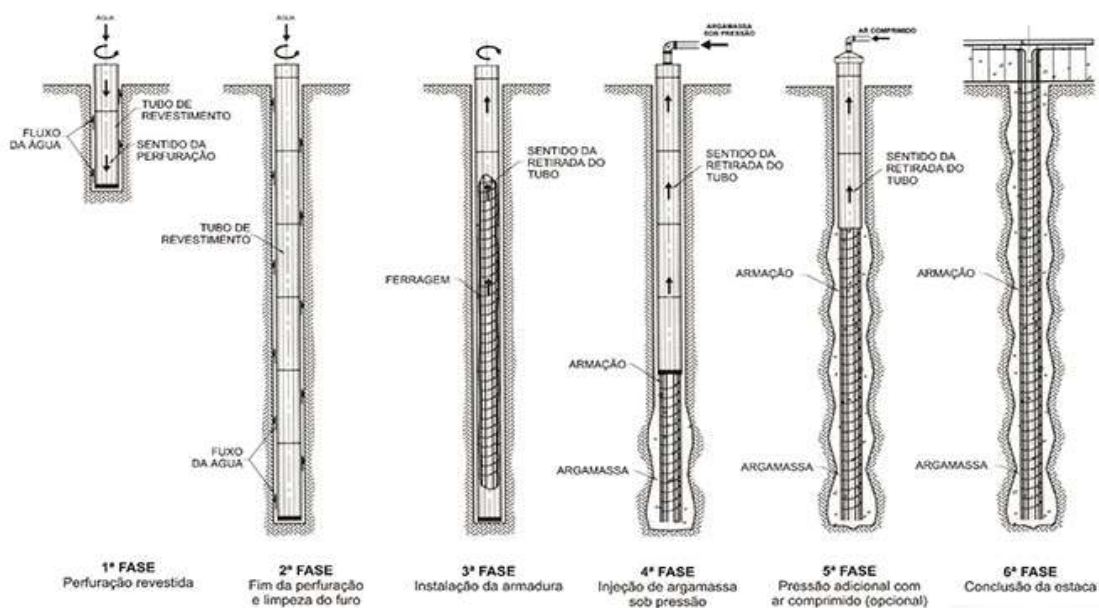
Contudo, a escolha do tipo de fundação profunda a ser utilizada depende de vários fatores que irá variar de acordo com cada edificação, tendo como principal objetivo visar um menor custo, menor prazo de execução e que atenda todas as normas de segurança.

### **3.2 ESTACA RAIZ**

A estaca raiz é um tipo de fundação profunda moldada *in loco*, e é caracterizada por ter em seu processo executivo uma perfuração rotativa ou rotopercussiva (NBR 6122, ABNT 2010). Com isso, após a escavação é realizada a fixação da armadura e injeção de argamassa, seguida pela retirada dos tubos de revestimentos metálicos e a aplicação da injeção de ar comprimido no topo, conforme ilustrado na Figura 2.

As estacas raiz eram destinadas ao reforço de fundações, e até hoje tem apresentado resultados excelentes. Esse tipo de estaca se tornou comum ao ser utilizado em diversas outras situações, para controle de recalques, por ser executada em qualquer tipo de terreno e em direções especiais devido as dimensões reduzidas de equipamento e a possibilidade da inclinação da torre da perfuratriz (LIZZI, 1977).

Figura 2 – Modo de execução da Estaca Raiz



Fonte: Página ESTE Estacas e fundações <sup>2</sup>.

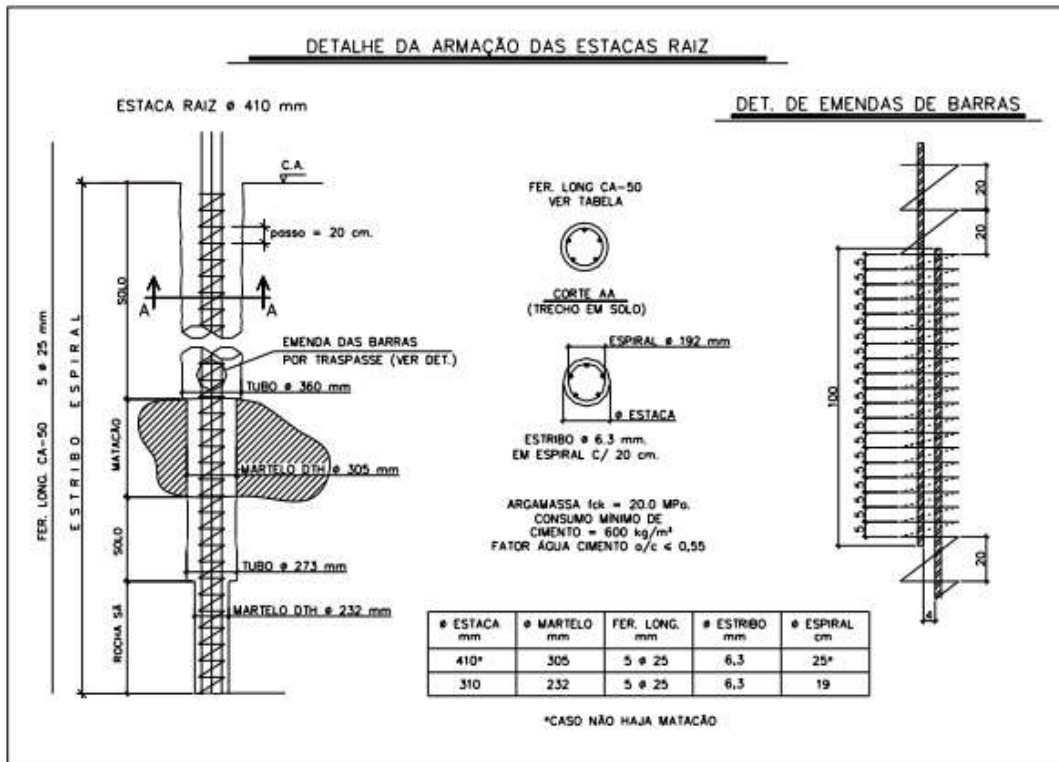
Dentre suas vantagens, a estaca raiz faz o uso de equipamentos de pequeno e médio porte, no qual não provoca barulhos e nem vibrações em estruturas vizinhas, atravessa qualquer tipo de formação (blocos de fundações, rocha, alvenaria), além de resistir tanto a tração como a compressão (PEREIRA, 2018).

A estaca raiz, por ser armada em todo o seu comprimento, resulta em um custo total elevado, devido à grande quantidade de armadura e um alto consumo de cimento para preenchimento de todo seu volume. Na figura 3, é possível verificar um pouco mais sobre o detalhamento da armadura de uma estaca raiz.

Logo após sua execução, o controle executivo é apresentado através de ensaios de campo para a verificação de seu desempenho e totalidade do elemento estrutural, que é observado pelo consumo de cimento, pressão de ar comprimido, investigação geotécnica e comparação com as indicações dos resultados da sondagem (DE LIMA, MOURA, 2016).

<sup>2</sup> Disponível em: <<http://www.este.com.br/servicos.php>>. Acessado em 11 de maio de 2019.

Figura 3 – Detalhe da armação das estacas raiz.



Fonte: FALCONI E MASET, 2015.<sup>3</sup>

### 3.3 CARGA ADMISSÍVEL

A carga admissível é aplicada sobre a estaca provocando sua ruptura, acusando uma resistência ao longo de toda a fundação conforme Figura 5. Sendo assim, para o cálculo da carga de ruptura conforme Equação 1, é levado em consideração resistência de ponta e lateral da estaca.

$$Q_r = (A_p q_p) + U \sum (\Delta l q_l) \quad \text{Eq. (1)}$$

Onde:

$Q_r$  – Carga de ruptura.

$A_p$  – Área da ponta da estaca.

$q_p$  – resistência de ponta

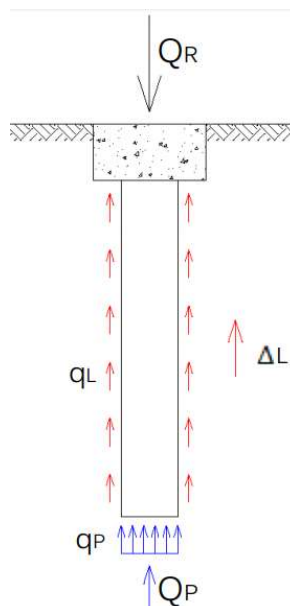
$U$  – Perímetro da estaca

<sup>3</sup> Disponível em: <[http://www.geofix.com.br/biblioteca/5o\\_curso\\_eng\\_Aula\\_Teoria\\_01\\_2015.pdf](http://www.geofix.com.br/biblioteca/5o_curso_eng_Aula_Teoria_01_2015.pdf)>. Acessado em 20 de junho de 2019.

$\Delta l$  – Área lateral da estaca.

$q_l$  – resistência lateral.

**Figura 4 – Distribuição de resistência ao longo da estaca.**



Fonte: FALCONI e MASET, 2015.<sup>4</sup>

A carga de ruptura de uma fundação deve ser determinada através da utilização e interpretação de ensaios como prova de carga, métodos estáticos, métodos dinâmicos, ensaios de carregamento dinâmico, etc. Com isso, se chega a um valor de carga admissível ou resistente de projeto (NBR 6122, ABNT 2010).

A diversidade de métodos para determinação da capacidade de carga pode apresentar um maior nível de segurança do que as elaborações teóricas que não são totalmente confiáveis para previsão de capacidade de carga em estacas (ALONSO, 2011).

A carga admissível de uma estaca, deve atender à segurança de ruptura do solo e dos recalques estaca-solo. Para isso, é preferencialmente instalada em uma profundidade que atenda a todas estas condições, sem que provoque danos estruturais ao elemento da fundação. Contudo, na elaboração do projeto, são realizados estudos de previsão de capacidade de carga estática para todas as sondagens da obra (GRZYBOWSKI, ANTONIUTTI NETO, RUSSO NETO, 2012).

---

<sup>4</sup> Disponível em: <[http://www.geofix.com.br/biblioteca/5o\\_curso\\_eng\\_Aula\\_Teoria\\_01\\_2015.pdf](http://www.geofix.com.br/biblioteca/5o_curso_eng_Aula_Teoria_01_2015.pdf)>. Acessado em 20 de junho de 2019.

No caso de fundações profundas, o fator de segurança global a ser considerado é 2,0 conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010). Só é possível a utilização do fator de segurança 1,6 quando se tem um número mínimo de provas de carga determinado na norma. Estas, devem ser executadas na fase de projeto ou antes do início da obra (VELLOSO; LOPES, 2010).

### **3.4 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA**

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), métodos semi-empíricos são baseados em ensaios *in situ* de penetração, CPT (*Cone penetration test*) e SPT (*Standart Penetration Test*), nos quais as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações e usadas em teorias.

O estado limite de ruptura corresponde a correlações entre as tensões e os dados de resistência à penetração de ensaios *in situ*. Para cálculo de capacidade de carga das fundações é utilizado a forma semi-empírica ou provas de cargas realizadas através de ensaios de campo. As elaborações teóricas não são totalmente confiáveis como forma de calcular a capacidade de suporte sobre estacas. Contudo, há uma diversidade de métodos que podem oferecer um maior nível de segurança a esses elementos (ALONSO, 2011).

A origem de correlações empíricas é normalmente obtida em condições particulares e específicas, no qual acabam sendo ultrapassadas na maioria das vezes de forma inapropriada. No Brasil, a investigação através do SPT se tornou difundida ao se relacionar com a capacidade de carga das estacas (MILITITSKY E SCHNAID, 1996).

Contudo, os métodos semi-empíricos de maior utilização são os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), no qual utilizam resultados de sondagem à percussão. Sendo assim, os métodos específicos para dimensionamento de estaca raiz são apresentados por Cabral (1986) e Brasfond (1991).

### 3.4.1 Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso, criado em 1975, tem como principal suporte os resultados apresentados pelos ensaios de provas de carga e de SPT em estacas. Primeiramente, relaciona-se a resistência de ponta e o atrito lateral com os resultados do CPT conforme Equação 3 e, posteriormente, foi adaptado utilizando os valores N obtidos com resultados de ensaios SPT.

$$q_c = KN_{SPT} \quad \text{Eq. (2).}$$

$$f_s = \alpha q_c = \alpha KN_{SPT} \quad \text{Eq. (3).}$$

Onde:  $\alpha$  - é função do tipo de solo

$N_{SPT}$  – Número de SPT.

K – Depende do tipo de solo.

$f_s$  – Atrito lateral da luva.

$q_c$  – Resistência de ponta no cone

Levando em conta que o fuste da estaca passa por diversas camadas distintas de solo, segundo Aoki e Velloso (1975), a carga de ruptura é composta pela soma da carga resistida pela ponta e atrito lateral da estaca, apresentada na Equação 4.

$$R_T = R_P + R_L \quad \text{Eq. (4).}$$

Onde:

$R_T$  - Carga de ruptura.

$R_L$  - Carga resistida pelo atrito lateral na ruptura.

$R_P$  - Carga resistida pela ponta na ruptura.

A carga de ruptura na ponta da estaca é dada pela Equação 5:

$$R_P = A_p \times \frac{K \times N}{F_1} \quad \text{Eq. (5).}$$

A carga resistida pelo atrito lateral na ruptura é apresentada pela Equação 6:

$$R_L = A_l \times \frac{a \times K \times N}{F_2} \quad \text{Eq. (6).}$$

Onde:

$A_p$  - Área da ponta da estaca.

$A_l$  - Área lateral da estaca.

$F_1$  e  $F_2$  - Fatores adimensionais que levam em conta as diferenças entre as resistências apresentadas pelo solo à penetração do amostrador padrão e, apresentadas pela estaca sob um carregamento estático. Levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Seus valores podem ser obtidos na Tabela 1.

$K$  e  $a$  - são coeficientes em função do tipo de solo, que relaciona o ensaio SPT com o CPT. Esses valores podem ser demonstrados na Tabela 2.

**Tabela 1 - Valores de  $F_1$  e  $F_2$  em função do tipo de estaca – Contribuição de Monteiro.**

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,50	5,00
Pré-moldada de concreto ou metálicas	1,75	3,50
Escavadas	3,50	7,00
Raiz	2,20	2,40

Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

**Tabela 2 – Valores de K e  $\alpha$  conforme função do solo (Contribuição de Monteiro).**

<b>Coeficientes K e razão de atrito <math>\alpha</math></b>		
<b>Tipo de Solo</b>	<b>K (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	7,30	2,10
Areia Siltosa	6,80	2,30
Areia Silto-Argilosa	6,30	2,40
Areia argilosa	5,40	2,80
Areia argilo-siltosa	5,70	2,90
Silte	4,80	3,20
Silte arenoso	5,00	3,00
Silte areno-argiloso	4,50	3,20
Silte argiloso	3,20	3,60
Silte argilo-arenoso	4,00	3,30
Argila	2,50	5,50
Argila arenosa	4,40	3,20
Argila areno-siltosa	3,00	3,80
Argila siltosa	2,60	4,50
Argila silto-arenosa	3,30	4,10
1,0 Mpa = 10 kgf/cm <sup>2</sup>		

Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Para finalizar o cálculo de capacidade de carga admissível, deve considerar o fator de segurança global, conforme Equação 7.

$$Q_{ADM} = \frac{R_T}{2,0} \quad \text{Eq. (7).}$$

### **3.4.2 *Décourt e Quaresma (1978)***

O método apresentado por Décourt e Quaresma, em 1978, tem como base o resultado do ensaio SPT para calcular a resistência unitária lateral (RL) e a resistência de ponta (RP). Este método também apresenta a soma das parcelas laterais e de ponta, visando estimativas aproximadas e de fácil determinação, sem buscar por valores exatos.



Sendo assim, a carga de ruptura é apresentada pela Equação 8, onde é levada em consideração a soma da carga resistida pela ponta e pelo atrito lateral.

$$R_T = R_P + R_L \quad \text{Eq. (8).}$$

Onde:

$R_T$  - Carga de ruptura.

$R_L$  - Carga resistida pelo atrito lateral na ruptura.

$R_P$  - Carga resistida pela ponta na ruptura.

A carga de ruptura na ponta é dada pela Equação 9 a seguir:

$$R_P = \alpha A_p K N_p \quad \text{Eq. (9).}$$

Os Valores de  $K$  e  $\alpha$  em função do tipo de solo a serem considerados, estão apresentados na Tabela 2.

A carga de ruptura mobilizada pelo atrito lateral é dada pela Equação 10:

$$R_L = 10 b \left[ \frac{N_s}{3} + 1 \right] A_s \quad \text{Eq. (10).}$$

Onde:

$A_p$  - Área da ponta da estaca.

$K$  - Coeficiente que representa a interação média entre a estaca e o solo. (Tabela 03).

$N_p$  - Média dos valores de SPT, determinados de um diâmetro acima e de um diâmetro abaixo da ponta da estaca.

$a$  e  $b$  - Coeficientes que permitem relacionar a formulação, originalmente proposta para estacas de deslocamento, para um outro tipo qualquer de estaca (Tabelas 04 e 05).

$N_s$  - Média dos valores de SPT medidos ao longo do fuste da estaca.

$A_s$  - Área lateral da estaca por metro de profundidade.

O método em análise é considerado pelos autores como conservativo, onde a capacidade de carga apresentada é inferior à carga com base em provas de carga (CABETTE, 2014).

Segundo Hachich et al. (1996), para estacas tipo raiz e para solos ditos intermediários, os valores dos coeficientes  $a$  e  $b$  a serem considerados são, respectivamente, 0,6 e 1,5.

As Tabelas 3, 4 e 5 fornecem os valores de K, a e b, em função do tipo de solo e do tipo de estaca.

**Tabela 3 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo.**

Tipo de Solo	K (KPa)
Argila	120
Silte Argiloso (solo residual)	200
Silte Arenoso (solo residual)	250
Areia	400

Fonte: Hachich, 1996.

**Tabela 4 - Valores do coeficiente a em função do tipo de estaca e do tipo de solo.**

Tipo de Solo	Escava em geral	Escava (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areia	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Fonte: Hachich, 1996

**Tabela 5 - Valores do coeficiente b em função do tipo de estaca e do tipo de solo**

Tipo de Solo	Escava em geral	Escava (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,90	1,0	1,5	1,0
Solos intermediários	0,60	0,75	1,0	1,5	1,0
Areia	0,50	0,60	1,0	1,5	1,0

Fonte: Hachich, 1996

Para finalizar o cálculo da capacidade de carga admissível, deve-se utilizar o menor dos dois resultados apresentados na Equação 11 e 12:

$$Q_{adm} = \frac{R_T}{2} \quad \text{Eq. (11).}$$

$$Q_{adm} = \frac{R_L}{1,3} + \frac{R_P}{4,0} \quad \text{Eq. (12).}$$

### 3.4.3 Cabral (1986)

Segundo Moura, Júnior e Águiar (2011), o método proposto por Cabral (1986) para o cálculo da carga de ruptura considera as parcelas de ponta e atrito lateral. Para uma estaca raiz, a capacidade de carga à compressão, com um diâmetro equivalente  $D \leq 45$  cm e injetada com uma pressão  $p \leq 400$  kPa, pode ser obtida através da Equação 13:

$$R_T = R_P + R_L \quad \text{Eq. (13).}$$

Onde:  $R_T$  - Carga de ruptura.

$R_L$  - Carga resistida pelo atrito lateral na ruptura.

$R_P$  - Carga resistida pela ponta na ruptura.

Utiliza-se o valor médio do SPT em cada camada (de espessura  $\Delta l$ ) calculando assim a resistência lateral ( $R_L$ ) médio por camada. A parcela, devido ao atrito lateral ( $R_L$ ), é representada pela Equação 14:

$$R_L = \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \cdot U \cdot \Delta L. \quad \text{Eq. (14).}$$

Onde:

$N$  - É a soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm do amostrador padrão, de um total de 45 cm.

$U$  - Perímetro do fuste da estaca calculado com o diâmetro equivalente da mesma.

$\Delta L$  - Espessura de cada camada.

Para obter o valor do coeficiente  $\beta_0$  é necessário saber a pressão de injeção da nata de cimento e o diâmetro final da estaca para calcular conforme a Equação 15 ou Tabela 6.

$$\beta_0 = 1 + 0,10 \cdot p - 0,01 \cdot D \quad \text{Eq. (15).}$$

Onde, por sua vez:

$D$  - Diâmetro final ou equivalente da estaca em centímetros.

$p$  - Pressão de injeção em kgf/cm<sup>2</sup>.

Já a parcela de ponta é dada pela Equação 16:

$$Q_p = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p \cdot A_p \quad \text{Eq. (16).}$$

Onde:

$A_p$  - Área da ponta da estaca.

$N_p$  – valor de  $N_{spt}$  na ponta da estaca.

$\beta_1$  e  $\beta_2$  – fatores de correção determinados em função do tipo de solo (Tabela 7).

Deve-se levar em consideração os seguintes fatores:

$$\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \leq 0,2 \text{ MPa}$$

$$\beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N \leq 5,0 \text{ MPa}$$

**Tabela 6 - Valores de  $\beta_0$  em função do diâmetro final e da pressão de injeção**

D (cm)	p = 0 kgf/cm <sup>2</sup>	p = 1 kgf/cm <sup>2</sup>	p = 2 kgf/cm <sup>2</sup>	p = 3 kgf/cm <sup>2</sup>
10	0,9	1,01	1,12	1,23
12	0,88	0,99	1,1	1,21
15	0,85	0,96	1,07	1,18
16	0,84	0,95	1,06	1,17
20	0,80	0,91	1,02	1,13
25	0,75	0,86	0,97	1,08
31	0,69	0,80	0,91	1,02
41	0,58	0,69	0,80	0,91

Fonte: FUNDESP, 2001.

**Tabela 7 - Valores de  $\beta_1$  e  $\beta_2$  em função do tipo de solo**

Solo	$\beta_1$ (%)	$\beta_2$
Areia	7,00	3,00
Areia Siltosa	8,00	2,80
Areia Argilosa	8,00	2,30
Silte	5,00	1,80
Silte arenoso	6,00	2,00
Silte argiloso	3,50	1,00
Argila	5,00	1,00
Argila arenosa	5,00	1,50
Argila siltosa	4,00	1,00

Fonte: FUNDESP, 2001.

Conforme a NBR 6122 para garantir maior segurança da capacidade de carga das estacas, se utiliza o  $Q_{ADM}$  de menor valor, apresentado na Equação 17 e 18 a seguir:

$$Q_{ADM} = \frac{R_T}{2,0} \quad \text{Eq. (17).}$$

$$Q_{ADM} < \frac{R_L}{0,8} \quad \text{Eq. (18).}$$

### 3.5 MÉTODOS PRÁTICOS DE PREVISÃO DE CARGA

Para previsão de capacidade são realizados ensaios tipo prova de carga, no qual a fundação é submetida a carregamentos progressivos até o dobro da sua carga de trabalho. Esses ensaios são executados dentro da própria área de fundação, são eles:

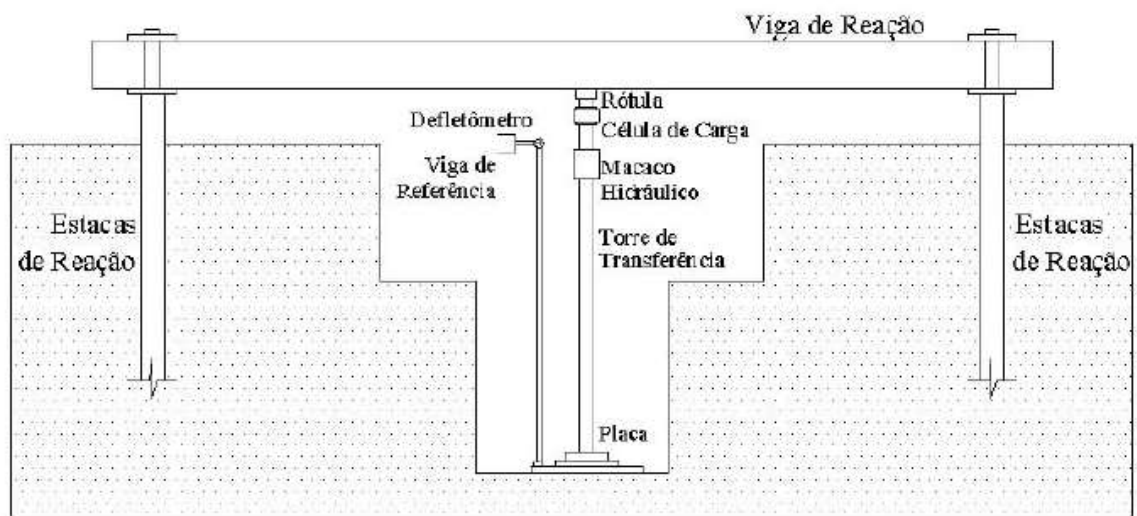
#### 3.5.1 *Prova de Carga sobre placa*

Conforme a NBR 6489 (ABNT, 1984) a cota de aplicação da carga deve ser igual a da fundação e a placa deve ser rígida com  $A \geq 0,5 \text{ m}^2$  ( $\phi = 80 \text{ cm}$ ) e ser apoiada no fundo da cava preservando a condição natural do solo, além de evitar trepidações no terreno.

Para a execução da prova de carga, conforme apresentado na Figura 5, a carga é aplicada à placa em estágios maiores a 20% da taxa admissível provável do solo, assim em cada estágio de carga, os recalques são apresentados após a aplicação desta e em intervalos de tempo dobrados, porém somente é aplicada nova carga quando se tem a verificação da estabilização dos recalques de 5% do recalque total neste estágio. O recalque total a ser considerado é de 25 mm ou até chegar ao dobro da taxa admitida do solo, conforme recomendado pelo NBR 6489 (ABNT, 1984).

Segundo a NBR 6489, (ABNT, 1984) a carga máxima alcançada deve ser mantida pelo menos durante 12 horas, caso não ocorra ruptura. A descarga é realizada em estágios sucessivos, não maiores que 25% da carga total.

Figura 5 – Modo de execução de prova de carga sobre placa



Fonte: Métodos práticos de previsão de carga admissível<sup>5</sup>

É necessário o cálculo da tensão admissível para cada tipo de solo. Dessa forma pode-se fazer o uso da Equação 19, 20 e 21 a seguir:

### 1. Argila

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_r}{2} \quad \text{Eq. (19)}$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{\rho máx}}{1,5} \quad \text{Eq. (20)}$$

Onde:

$\sigma_r$  – Tensão de ruptura

$\sigma_{\rho máx}$  – Tensão no recalque máximo

### 2. Areia

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_r}{2} \quad \text{Eq. (21)}$$

<sup>5</sup> Disponível em: <

<http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17430/material/PUC-FUND-09.pdf>> Acessado em 25 de maio de 2019.

Onde:

$\sigma_r$  – Tensão de ruptura

### **3.5.2 Prova de carga estática em estacas**

Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006), para prova de carga estática o subsolo em que estiver a estaca deve estar caracterizado através de sondagens de simples reconhecimento com medidas do SPT, conforme NBR 6484 (ABNT, 2001). Verifica-se que a estaca deve estar dentro da área de abrangência das sondagens mais próximas e a profundidade atingida pela sondagem deve ser superior a 5 diâmetros à atingida pela ponta da estaca, de forma a caracterizar o perfil geotécnico com influência do carregamento da estaca.

Através desse método de prova de carga é possível a identificação da curva carga-recalque, da avaliação da carga admissível da estaca, além da aplicação de cargas conhecidas no topo da estaca em estágios sucessivos e iguais, com monitoração dos recalques até atingir a carga de ruptura.

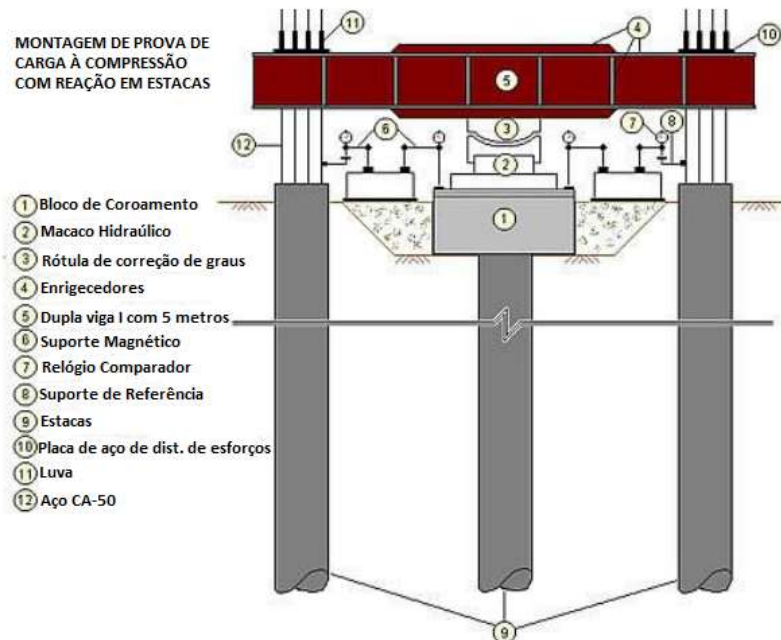
Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), para o alcance da carga admissível de estacas a partir de provas de cargas é necessário que sejam especificadas na fase de projeto e executadas no início da obra, a fim de que o projeto possa ser adequado para as demais estacas, considerando um fator de segurança de 1,6 e para carga resistente de projeto deve-se respeitar 1,14.

Segundo Andrade (2009), o ensaio de carregamento estático tem como finalidade analisar o comportamento da fundação, quando se faz a aplicação de cargas crescentes, até que ocorra o limite de carga ou ruptura geotécnica estaca-solo.

Em situações que não há como realizar a previsão do comportamento, a carga de serviço é definida por provas de cargas estáticas. Contudo, existem ensaios que são fundamentais para confirmação do comportamento previsto no projeto para prever a carga de determinado tipo de fundação em um determinado tipo de terreno (VELLOSO E LOPES, 2010).

Para provas de carga há diferentes sistemas de reação, como apresentado na Figura 6 e 7, que possibilita maior visualização das montagens de prova de carga.

**Figura 6 – Montagem de prova de carga à compressão com estacas de reação**

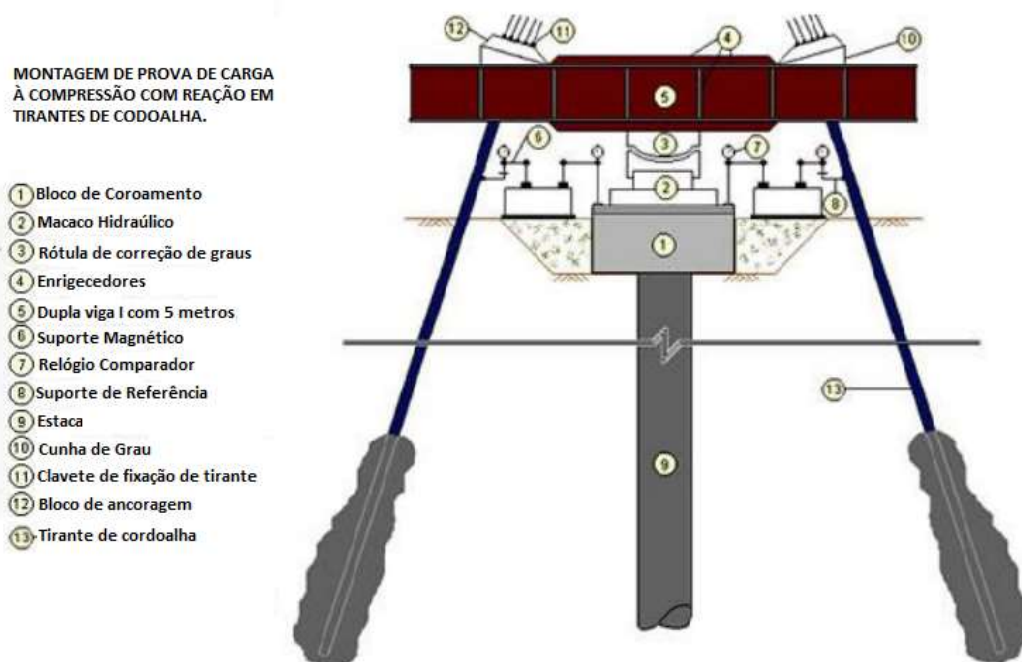


Fonte: Métodos práticos de previsão de carga admissível <sup>6</sup>

<sup>6</sup> Disponível em: <  
<http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17430/material/PUC-FUND-09.pdf>> Acessado em 25 de maio de 2019.



Figura 7 - Montagem de prova de carga à compressão com tirantes de reação



Fonte: Métodos práticos de previsão de carga admissível<sup>7</sup>

Conforme a NBR 12131 (ABNT, 2006) fica a critério do projetista definir se o ensaio irá ser realizado com carregamento lento, carregamento rápido ou ensaio misto.

### 3.5.2.1 Carregamento lento (CML)

Este ensaio deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, observando a carga aplicada em cada estágio, não podendo ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca. Sendo assim, a carga deve ser mantida, no mínimo por 30 minutos, até a estabilização dos deslocamentos. Estes devem ser lidos após a aplicação da carga, em cada estágio, até sua estabilização. Considerando estabilizada, quando a diferença entre as duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento no mesmo estágio, conforme apresentado na NBR 12131 (ABNT, 2006).

Conforme a NBR 12131 (ABNT, 2006), o descarregamento deve ser

---

<sup>7</sup> Disponível em: <  
<http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17430/material/PUC-FUND-09.pdf>> Acessado em 25 de maio de 2019.

realizado, no mínimo, após quatro estágios. Em cada um destes é mantido até a estabilização dos deslocamentos com registro, sendo o tempo mínimo de cada estágio de 15 minutos.

### 3.5.2.2 *Carregamento rápido (CMR)*

O ensaio de carregamento rápido deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, observando que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista, devendo ser mantida durante 5 minutos, independente da estabilização dos deslocamentos.

O recalque máximo do topo deve ser, no mínimo, de 10% a 20 % do diâmetro da estaca, de forma a garantir para as cargas máximas dos estágios finais, o desenvolvimento do atrito lateral e, conseqüentemente da resistência de ponta. Desta maneira, os deslocamentos devem ser lidos, obrigatoriamente, no início e no final de cada fase, conforme recomendado pela NBR 12131 (ABNT, 2006).

Após atingir a carga máxima do ensaio, devem ser feitos cinco leituras em intervalos de 10, 30, 60, 90 e 120 minutos. Posteriormente, os descarregamentos devem ser realizados de uma só vez, em um único estágio por ciclo e em cada um destes a carga nula no topo deve ser mantida por 10 minutos, com a leitura de seus respectivos deslocamentos.

## **4 METODOLOGIA**

A análise foi feita mediante prova de carga realizada conforme NBR 12131 (ABNT, 2006), tendo como principal objetivo verificar a capacidade de carga da estaca raiz. As provas de carga foram realizadas na ponte leste e oeste da obra da ponte do Braguetto, localizada em Brasília-DF, ligando a Asa Norte ao Lago Norte. Os resultados foram utilizados para comparação com a previsão da capacidade de carga apresentada através dos métodos semi-empíricos.

### **4.1 PROCEDIMENTOS**

#### **4.1.1 Método Aoki e Velloso (1975)**

Para tornar possível a verificação da capacidade de carga pelo método de Aoki e Velloso (1975), foi necessário utilizar a área da ponta da estaca, os fatores de F1 e F2 com a contribuição de Monteiro, 1997, a qual utilizou a estaca raiz, a área lateral da estaca, assim como os coeficientes de K e  $\alpha$  que variam de acordo com o tipo de solo. Sendo assim, foram feitas planilhas de cálculos no excel para melhor organização, apresentadas no Anexo B pelas Tabelas 1 e 4.

Utilizando os fatores descritos acima foi possível chegar a um valor de resistência lateral (RL) e resistência de ponta (RP), referente a cada metro de profundidade. Desta maneira, se fez a soma da resistência lateral (RL) em cada metro de profundidade, somando com a resistência da ponta da estaca, chegando a um valor de carga de ruptura total (RT).

Com o valor encontrado da carga de ruptura total, utilizou-se o fator de segurança recomendado por norma, qual seja de 2,0, encontrando assim, o valor da carga admissível pelo método.

#### **4.1.2 Décourt e Quaresma (1978)**

Para a verificação do método de Décourt e Quaresma (1978), foi feita uma planilha no excel com todos os fatores a serem considerados, tais como: área da ponta da estaca, área lateral, coeficiente K, que varia de acordo com a camada do solo, média dos valores de SPT, ao longo do fuste da estaca, e os coeficientes a e b,

que variam de acordo com o solo e o tipo de estaca. Os valores adotados estão apresentados no Anexo B pelas Tabelas 2 e 5.

Através dos dados fornecidos, foi possível chegar a uma resistência lateral para cada metro de profundidade, bem como a uma resistência de ponta. Com isso, foi realizada uma média de valores da resistência lateral somada com a resistência de ponta encontrada na ponta da estaca.

A soma das resistências encontradas gerou uma carga de ruptura total, na qual foi utilizada para cálculo da carga admissível. Para isso, foi considerado o menor valor encontrado entre as Equações 22 e 23.

$$Q_{adm} = \frac{R_T}{2} \quad \text{Eq. (22).}$$

$$Q_{adm} = \frac{R_L}{1,3} + \frac{R_P}{4,0} \quad \text{Eq. (23).}$$

#### **4.1.3 David Cabral (1986)**

A análise de previsão de capacidade de carga pelo método de Cabral (1986) foi realizada considerando os fatores como a espessura de cada camada, área da ponta da estaca, perímetro do fuste, o número de golpes nos últimos 30 cm, a pressão de injeção da nata de cimento utilizada, coeficiente  $\beta_0$ , que varia conforme diâmetro e pressão de injeção e fatores de correção que também modificam-se conforme o tipo de solo. Os valores adotados estão apresentados no Anexo B pelas Tabelas 3 e 6.

Após considerados esses fatores, é possível chegar a uma resistência lateral referente a cada metro de profundidade e uma resistência de ponta. Com isso, a soma das duas resistências encontradas, gera uma carga de ruptura total.

Para previsão de uma carga admissível é necessária a utilização de fatores de segurança, fazendo o uso do menor valor encontrado entre as Equações 24 e 25.

$$Q_{ADM} = \frac{R_T}{2,0} \quad \text{Eq. (24).}$$

$$Q_{ADM} < \frac{R_L}{0,8} \quad \text{Eq. (25).}$$

#### **4.1.4 Prova de carga – Ponte Leste**

A análise para previsão de capacidade de carga foi feita em uma estaca raiz, com o diâmetro de 0,41 m e profundidade de aproximadamente 15 m. O ensaio foi realizado nos dias 26 e 27 de setembro de 2016.

A prova de carga realizada foi com o carregamento lento (CML), sendo iniciado por uma carga de 21 tf. Os demais estágios foram incrementados em 21 tf em relação ao estágio anterior, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo em trinta minutos, conforme a norma. O ensaio foi conduzido até a carga de 210 tf e foi mantido por 12 horas. Em seguida, foi realizada a descarga em 4 estágios de 52,5 tf, mantendo-se por um tempo de estabilização mínimo.

Na carga de 123,9 tf, o conjunto solo-estrutura apresenta sinais de plastificação o que não significa necessariamente ruptura, mas aponta a partir da qual os recalques passam a ser importantes.

No ensaio obteve a carga de 210 tf, correspondendo a 1,6 vezes a carga de trabalho.

#### **4.1.5 Prova de Carga – Ponte Oeste**

A análise para previsão de capacidade de carga foi realizada em uma estaca raiz com o diâmetro de 0,41 m e profundidade de aproximadamente 14 m. O ensaio foi realizado nos dias 16 e 17 de setembro de 2016.

A prova de carga realizada foi com o carregamento lento (CML), sendo iniciado por uma carga de 26 tf. Os demais estágios foram incrementados em 26 tf em relação ao estágio anterior, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo trinta minutos, conforme a norma. O ensaio foi conduzido até a carga de 260 tf e foi mantido por 12 horas, conforme determina a norma. Em

seguida, foi realizada a descarga em quatro estágios de 65 tf, mantendo sempre o tempo de estabilização mínimo.

No ensaio obteve a carga de 260 tf, correspondendo a 2 vezes a carga de trabalho. Na carga de 208 tf, que corresponde 1,6 vezes a carga de trabalho, o recalque foi de 20,09 mm.

## **5 ANÁLISES E RESULTADOS**

A análise apresentada neste trabalho é referente à comparação entre métodos de previsão de capacidade de carga e a prova de carga das estacas raiz na obra da ponte do Braghetto.

### **5.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO**

Para que a previsão de capacidade de carga seja feita corretamente, é necessária uma boa caracterização do solo, para identificar o tipo de solo e as características do terreno com uma menor taxa de erro. Desta maneira, foi utilizada a sondagem com os menores resultados de resistência do solo apresentada em cada estaca.

#### **5.1.1 Ponte Leste**

A sondagem de reconhecimento mista foi realizada no dia 07/07/2016, apresentando uma profundidade de 28 m, estando o lençol freático a uma altura de 4,38 m. Através do resultado presente na Tabela 8, observa-se a variação de três tipos de solo, com uma camada maior de silte argilo-arenoso.

**Tabela 8 – Caracterização do solo poste leste**

Profundidade	N <sub>SPT</sub>	N <sub>SPT</sub> Médio	L (m)	Camada de solo
1	2			
2	3			
3	3			
4	3	3,14	7	Argila arenosa com cor avermelhada
5	2			
6	4			
7	5			
8	8			
9	15	11	3	Argila arenosiltosa com cor variegada
10	10			
11	22			
12	33			
13	20			
14	23	23,6	7	Silte Argilo-arenoso com cor variegada
15	21			
16	23			
17	53			

Fonte: MAYRA, 2019.

### 5.1.2 Ponte Oeste

A sondagem realizada no dia 12/07/2016 é referente a ponte oeste, que apresenta uma profundidade de 20 m, estando o lençol freático a uma altura de 6,26 m. Através do resultado presente na Tabela 9, é possível verificar que há uma variação de três tipos de solo, com uma camada maior de silte argilo-arenoso.



**Tabela 9 – Caracterização do solo ponte oeste**

Profundidade	N <sub>SPT</sub>	N <sub>SPT</sub> Médio	L (m)	Camada de solo
1	3			
2	2			
3	2			
4	3	5	8,6	Argila arenosa com cor avermelhada
5	4			
6	5			
7	7			
8	8			
9	10	9	1,4	Silte Argiloso com cor
10	7			
11	15			
12	27			
13	52	34,8	5	Silte Argilo- arenoso com cor variegada
14	55			
15	53			

Fonte: MAYRA, 2019.

## 5.2 Resultados Obtidos por métodos semi-empíricos e prova de carga - Ponte Leste

### 5.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Após a aplicação do método de Aoki e Velloso, conforme dito no capítulo anterior é realizada a soma dos valores de cada metro de profundidade de resistência lateral e somada ao valor da resistência de ponta encontrado na ponta da estaca. Desta maneira, foi encontrado o valor referente a carga de ruptura, conforme fornecido na Tabela 10.

**Tabela 10 – Carga admissível – Aoki e Velloso**

Resist. Lateral (tf)	193,378
Resist. De Ponta (tf)	68,653
Resist. Total (tf)	262,031
Carga admissível (QADM) (tf)	131,015

Fonte: MAYRA, 2019.

Desta maneira, conforme Tabela 10 para se chegar ao valor da carga admissível, é necessário que utilize o fator de segurança, sendo considerado 2,0. Sendo assim, é possível identificar que a resistência lateral obtida apresentou maior valor que a resistência de ponta representando 73,8% da resistência total obtida no método.

### **5.2.2 Método Décourt e Quaresma (1978)**

Após a aplicação do método proposto por Décourt e Quaresma, demonstrado no capítulo anterior, foi possível encontrar o valor da resistência de ponta e os valores referente a resistência lateral a cada metro de profundida, de acordo com cada tipo de solo.

Desta maneira, o valor referente a carga de ruptura é encontrado através da soma dos valores de resistência lateral e somada ao valor da resistência de ponta encontrado, conforme Tabela 11.

**Tabela 11 – Carga Admissível – Décourt e Quaresma**

<b>Resist. Lateral (tf)</b>	147,482	
<b>Resist. De Ponta (tf)</b>	67,333	
<b>Resist. Total (tf)</b>	214,815	
<b>Carga admissível (QADM) (tf)</b>	<b>107,408</b>	130,281

Fonte: MAYRA, 2019.

Contudo, de acordo com a Tabela 11 para se chegar ao valor da carga admissível conforme Décourt e Quaresma, é necessário a utilização do fator de segurança. Calcula-se o valor da carga de ruptura sobre o fator de segurança 2,0 e, posteriormente, é feito o valor da resistência lateral encontrada sobre o fator de segurança de 1,3 somado com o valor da resistência de ponta sobre o fator de segurança de 4,0. Contudo, é utilizado o menor valor encontrado para carga admissível.

Através da Tabela 11, é possível identificar que a resistência lateral obtida apresentou maior valor que a resistência de ponta representando 68,7% da resistência total obtida no método.

### **5.2.3 Método David Cabral (1986)**

Para tornar possível a aplicação do Método de David Cabral (1986), foi levado em consideração todos os fatores citados e resultando nos valores de resistência lateral e resistência de ponta por cada metro de profundidade.

Desta maneira, o valor referente a carga de ruptura é encontrado através da soma dos valores de resistência lateral e somada ao valor da resistência de ponta encontrado, conforme Tabela 12.

**Tabela 12 – Carga admissível - Cabral**

<b>Resist. Lateral (tf)</b>	399,360	
<b>Resist. De Ponta (tf)</b>	0,660	
<b>Resist. Total (tf)</b>	400,020	
<b>Carga admissível (QADM) (tf)</b>	<b>200,010</b>	499,200

Contudo, de acordo com a Tabela apresentada para se chegar ao valor da carga admissível conforme David Cabral, é necessário a utilização do fator de segurança. Com isso, para este método, é realizado o calculado considerando o valor da carga de ruptura sobre o fator de segurança 2,0 e, posteriormente, é considerado o valor da resistência lateral encontrada sobre o fator de segurança de 1,8. Contudo, é utilizado o menor valor encontrado para carga admissível.

Através da Tabela 12, é possível identificar que a resistência lateral obtida apresentou maior valor que a resistência de ponta representando 99,9% da resistência total obtida no método.

#### **5.2.4 Resultados obtidos com prova de carga**

O ensaio atingiu a carga de 2060,1 kN (210,0 tf), que corresponde a 1,6 vezes a carga de trabalho. Na carga de trabalho de 882,90 kN (130,0 tf) a estaca apresentou recalque de aproximadamente 0,21 mm.

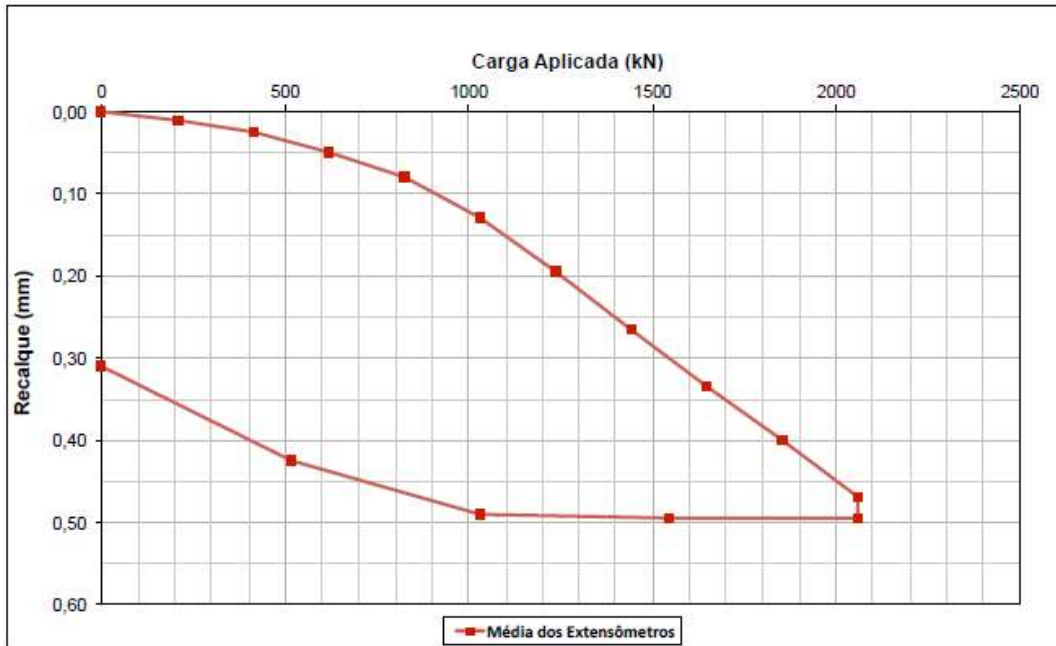
Desta maneira, a Tabela 13 apresenta todos os deslocamentos sofridos em cada estágio de carga e a Figura 8 a curva carga x recalque obtida.

**Tabela 13 – Deslocamento referente a cada estágio de carga**

<b>Carga (tf)</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>
0	0,00
21	0,01
42	0,03
63	0,05
84	0,08
105	0,13
126	0,20
147	0,27
168	0,34
189	0,40
210	0,47
210	0,50
157,5	0,50
105	0,49
52,5	0,43
0	0,31

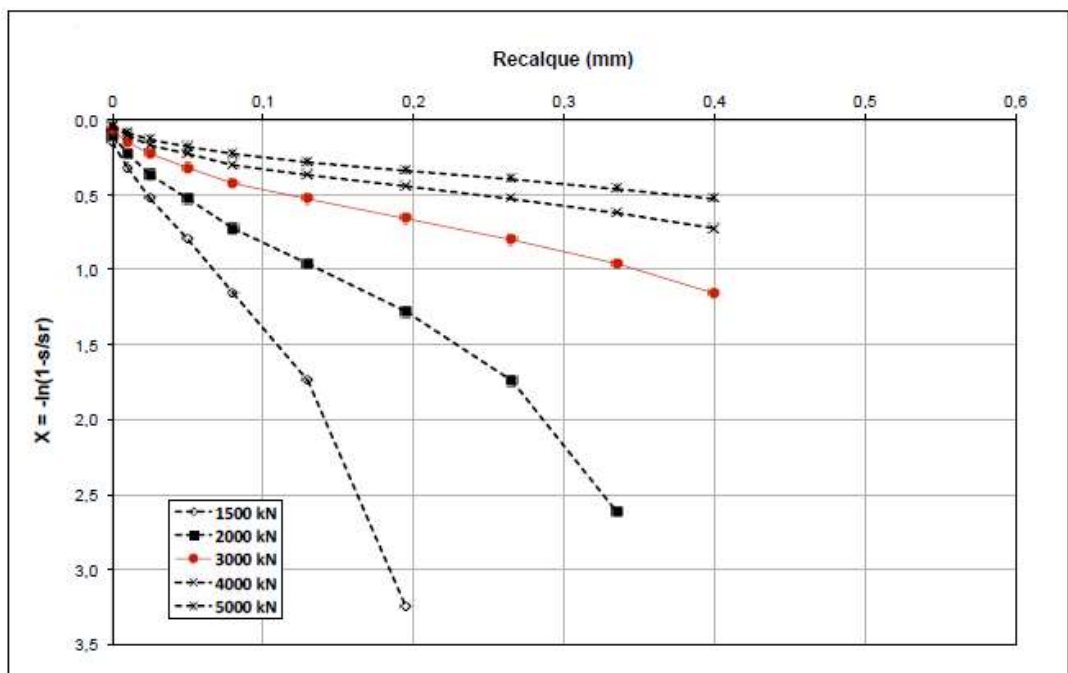
Fonte: Relatório de prova de carga fornecido

Figura 8 – Curva carga x recalque



Fonte: Relatório de prova de carga fornecido

Figura 9 – Resultado pelo método de Van der Veen

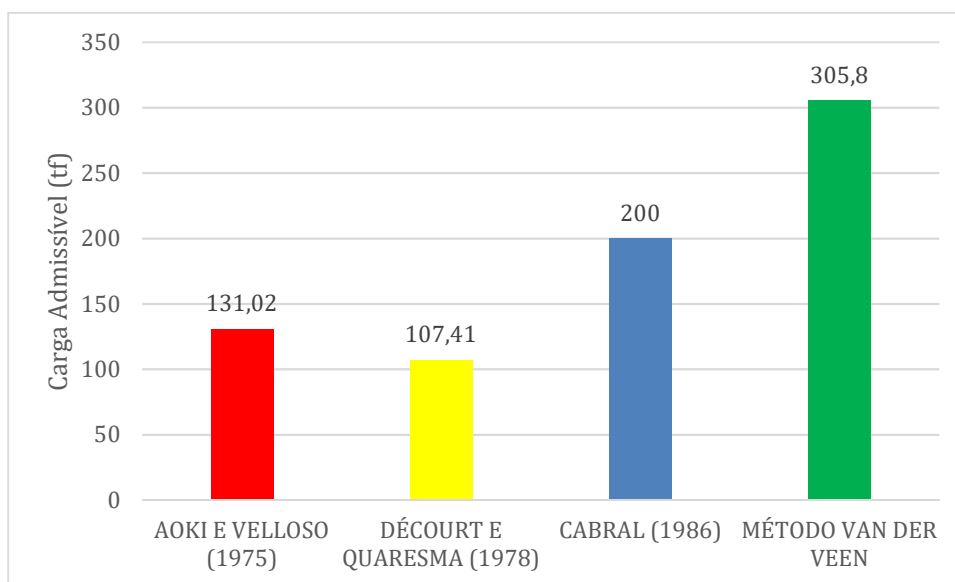


Fonte: Relatório de prova de carga fornecido

Na Figura 9 apresentada, tem-se o resultado da estimativa da carga de ruptura obtida pelo Método de Van der Veen. Contudo, é importante saber que os métodos propostos de previsão de carga de ruptura se baseiam em modelos matemáticos e representam estimativas. Quando no ensaio há pouca mobilização da fundação, ou seja, recalque de pequena magnitude, as previsões de carga de ruptura podem não corresponder ao valor real.

O resultado da estimativa da carga de ruptura obtida pelo Método de Van der Veen, correspondente a 3000 kN (305,8 tf), conforme Figura 9.

**Gráfico 1 – Comparação de método semi-empíricos com estimativa de ruptura.**



Fonte: MAYRA, 2019.

Através do Gráfico 1, é possível verificar que o método que chegou mais próximo foi o método de David Cabral com uma carga de 200 tf.

### **5.3 Resultados Obtidos por métodos semi-empíricos e prova de carga - Ponte Oeste**

#### **5.3.1 Método Aoki e Velloso (1975)**

Após a aplicação do método de Aoki e Velloso, é realizada a soma dos valores de cada metro de profundidade de resistência lateral e somada ao valor da

resistência de ponta encontrado na ponta da estaca. Desta maneira, foi encontrado o valor referente a carga de ruptura, conforme fornecido na Tabela 14.

**Tabela 14 – Carga Admissível – Aoki e Velloso**

<b>Resist. Lateral (tf)</b>	283,75
<b>Resist. De Ponta (tf)</b>	165,56
<b>Resist. Total (tf)</b>	449,31
<b>Carga admissível (QADM) (tf)</b>	224,65

Fonte: MAYRA, 2019.

Desta maneira, conforme Tabela 14 para se chegar ao valor da carga admissível, é necessário que utilize o fator de segurança, sendo considerado 2,0. Sendo assim, é possível identificar que a resistência lateral obtida apresentou maior valor que a resistência de ponta representando 63,15% da resistência total obtida no método.

### **5.3.2 Método Décourt e Quaresma**

Após a aplicação do método proposto por Décourt e Quaresma, foi possível encontrar o valor da resistência de ponta e os valores referente a resistência lateral a cada metro de profundida, de acordo com cada tipo de solo.

Desta maneira, o valor referente a carga de ruptura é encontrado através da soma dos valores de resistência lateral e somada ao valor da resistência de ponta encontrado, conforme Tabela 15.

**Tabela 15 – Carga Admissível – Décourt e Quaresma**

<b>Resist. Lateral (tf)</b>	133,31	
<b>Resist. De Ponta (tf)</b>	112,22	
<b>Resist. Total (tf)</b>	245,54	
<b>Carga admissível (QADM) (tf)</b>	<b>122,77</b>	130,60

Fonte: MAYRA, 2019.

Contudo, de acordo com a Tabela 15 para se chegar ao valor da carga admissível conforme Décourt e Quaresma é necessário a utilização do fator de

segurança. É realizado o cálculo considerado o valor da carga de ruptura sobre o fator de segurança 2,0 e, posteriormente, é feito o valor da resistência lateral encontrada sobre o fator de segurança de 1,3 somado com o valor da resistência de ponta sobre o fator de segurança de 4,0. Contudo, é utilizado o menor valor encontrado para carga admissível.

Através da Tabela 15, é possível identificar que a resistência lateral obtida apresentou maior valor que a resistência de ponta representando 54,3% da resistência total obtida no método.

### 5.3.3 Método David Cabral (1986)

Para tornar possível a aplicação do Método de David Cabral (1986), foi levado em consideração todos os fatores citados e assim é possível chegar aos valores de resistência lateral e resistência de ponta por cada metro de profundidade.

Desta maneira, o valor referente a carga de ruptura é encontrado através da soma dos valores de resistência lateral e somada ao valor da resistência de ponta encontrado, conforme Tabela 16.

**Tabela 16 – Carga admissível - Cabral**

<b>Resist. Lateral (tf)</b>	487,36	
<b>Resist. De Ponta (tf)</b>	0,66	
<b>Resist. Total (tf)</b>	488,02	
<b>Carga admissível (QADM) (tf)</b>	<b>244,01</b>	609,20

Fonte: MAYRA, 2019.

Contudo, de acordo com a Tabela 16 para se chegar ao valor da carga admissível conforme David Cabral, é necessário a utilização do fator de segurança. Com isso, para este método, é realizado o calculado considerando o valor da carga de ruptura sobre o fator de segurança 2,0 e, posteriormente, é considerado o valor da resistência lateral encontrada sobre o fator de segurança de 1,8. Contudo, é utilizado o menor valor encontrado para carga admissível.



Através da Tabela 16, é possível identificar que a resistência lateral obtida apresentou maior valor que a resistência de ponta representando 99,9% da resistência total obtida no método.

#### **5.3.4 Resultados obtidos com prova de carga**

Na Tabela 11 é possível verificar os deslocamentos obtidos em cada carga aplicada.

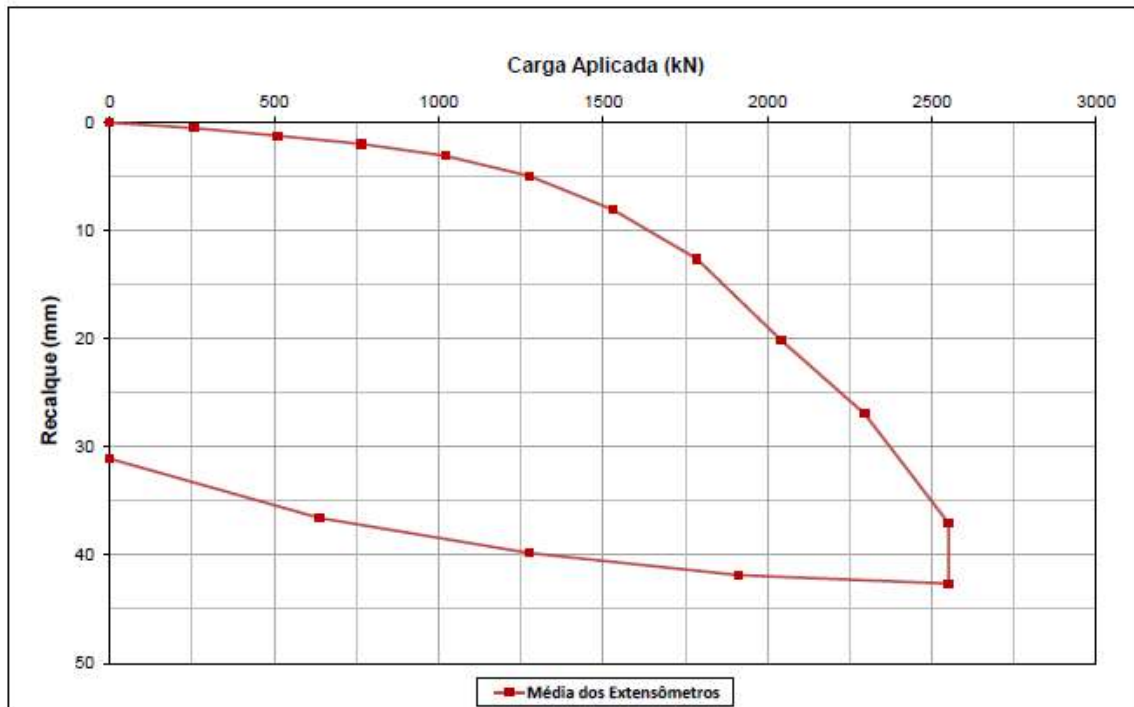
**Tabela 17 - Deslocamento referente a cada estágio de carga**

<b>Carga (tf)</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>
0	0,00
26	0,49
52	1,21
78	1,97
104	3,07
130	4,93
156	8,06
182	12,60
208	20,09
234	26,94
260	37,04
260	42,63
195	41,85
130	39,81
65	36,57
0	31,09

Fonte: Relatório de prova de carga fornecido

A estaca apresentou recalque final de 42,63 mm e na carga de trabalho o recalque foi de 4,93 mm, conforme Tabela 11 e Figura 10, apresentando curva carga x recalque.

Figura 10 – Curva carga x recalque



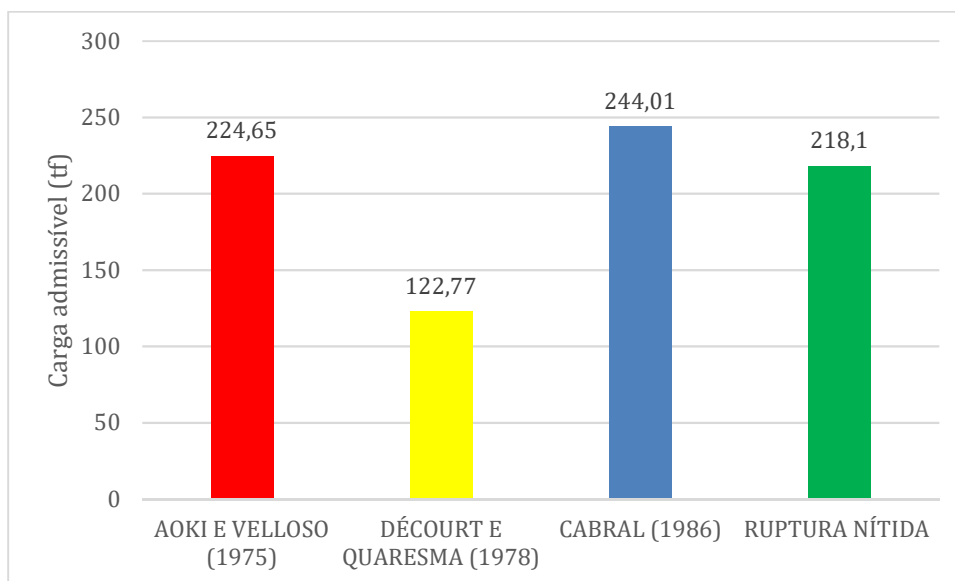
Fonte: Relatório de prova de carga fornecido

O ensaio atingiu a carga de 2550,6 kN (260,0 tf), que corresponde a 2 (duas) vezes a carga de trabalho. Na carga de 2040,5 kN (208,0 tf), que equivale a 1,6 vezes a carga de trabalho, a estaca apresentou recalque de aproximadamente 20,09 mm, o que corresponde a 4,90% do diâmetro da estaca.

A estaca apresentou uma ruptura nítida na carga de 218,1 tf, correspondente a um fator de segurança igual a 1,67.

Conforme NBR 6122 (ABNT, 2010), descreve que as provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vezes da carga admissível.

**Gráfico 2 – Comparação de métodos semi-empíricos com ruptura nítida da estaca**



Fonte: MAYRA, 2019.

Através do Gráfico 2, é possível verificar que o método que chegou mais próximo foi o método de Décourt e Quaresma (1978) com uma carga de 122,77 tf e aproximação de 56,3%.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 PONTE LESTE

Com base nos métodos semi-empíricos analisados, foi observado que todos trabalharam a favor da segurança nesta estaca, mas é importante lembrar do quão necessário é utilizar sempre mais de um método para a estimativa da capacidade de carga das estacas de forma a atender as premissas do projeto de forma técnica e econômica.

Após a análise, conforme todos os métodos apresentados no capítulo anterior e dos resultados obtidos por prova de carga, foi possível verificar que houve uma estimativa de carga de ruptura de acordo o Método Van Der Veen com uma carga correspondente a 305,8 tt. Esse tipo de método para estimativa de carga de ruptura se torna necessário quando não ocorre uma ruptura nítida na estaca. Com isso, a comparação da previsão de carga dos métodos semi-empíricos foi com base na estimativa apresentada.

Nesta estaca, o resultado obtido pelo método de Cabral (1986) foi o mais próximo da estimativa de carga de ruptura, com uma carga correspondente a 200 tf se aproximando 65,4% da carga estimada pelo método de Van der Veen. O método de Aoki e Velloso (1975) ficou bem abaixo da estimativa de ruptura com aproximação de apenas 42,85% com uma carga de 131,02 tf. Já o método proposto por Décourt e Quaresma (1978), apresentou uma carga de 107,41 tf, sendo o método que menos se aproximou do método de estimativa de Van Der Veen com apenas 35,1% da estimativa de carga.

Através dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), especialmente o método de Décourt e Quaresma, tem-se uma interessante correlação no qual foi calculado diante de dois fatores de segurança e mesmo assim prevaleceu abaixo da estimativa de ruptura, se mostrando bastante a favor da segurança.

Por fim, baseando nos estudos e resultados apresentados, o método mais indicado é o método de Cabral (1986) em análises preliminares futuras de previsões

de capacidade de carga em estaca raiz, quando a estratificação do solo for semelhante à dessa análise.

## **6.2 PONTE OESTE**

Após a análise conforme todos os métodos apresentados no capítulo anterior e com os resultados obtidos por prova de carga, foi possível verificar que houve uma ruptura nítida na estaca na carga de 218,1 tf. Desta maneira, a comparação dos resultados obtidos pelos métodos semi-empíricos escolhidos foi realizada de acordo com a carga de ruptura da estaca.

O método que chegou mais próximo foi o método de Décourt e Quaresma (1978) com uma carga de 122,77 tf e aproximação de 56,3%. O método de Cabral (1986) ultrapassou a carga de ruptura nítida em aproximadamente 11,9% com uma carga de 244,01 tf. O método proposto por Aoki e Velloso (1975) também ultrapassou a carga de ruptura em aproximadamente 3% com uma carga de 224,65 tf.

O método de Aoki e Velloso mesmo tendo ultrapassado a ruptura nítida da estaca, teve uma porcentagem mínima de diferença e é o método que se torna mais indicado, além de se basear em resultados de sondagem à percussão, levando em consideração o tipo de solo a cada metro de profundidade.

Por fim, baseando nos estudos e resultados apresentados, o método mais indicado é o método de Aoki e Velloso (1975) em análises preliminares futuras de previsões de capacidade de carga em estaca raiz, quando a estratificação do solo for semelhante à dessa análise.

## 7 REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Blucher, 2011.

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

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PAN AMERICAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires: ISSMGE, 1975. v. 1, p. 215-218.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

BITTENCOURT, Douglas M. A.; **Métodos práticos de previsão da carga admissível**

CABRAL, D. A. **O uso da estaca raiz como fundação de obras normais**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: ABMS, 1986. v. 6, p. 71-82.

CABRAL, D. A.; FEITOSA, G. O.; GOTLIEB, M. **Um caso de reformulação de fundações com emprego de estacas raiz**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2., 1991, São Paulo. Anais... São PAULO: ABEF/ABMS, 1991. V. 1, P. 58-68.

ESTE, Geotecnia e Fundações. Disponível em: <<http://www.este.com.br/servicos.php>>. Acessado em 11 de maio de 2019.

FALCONI E MASET, 2015. Disponível em: <[http://www.geofix.com.br/biblioteca/5o\\_curso\\_eng\\_Aula\\_Teoria\\_01\\_2015.pdf](http://www.geofix.com.br/biblioteca/5o_curso_eng_Aula_Teoria_01_2015.pdf)>. Acessado em 20 de junho de 2019.

FIGUEIREDO, Cássio Marcus Mory; SILVA, Matheus Pena da Silva e; FROTA, Consuelo Alves da. **Estudo de caso: edificação com fundações em estacas hélice contínua monitorada**. Estudos Tecnológicos em Engenharia, [s.l.], v. 11, n. 1, p.33-33, 9 out. 2015. UNISINOS - Universidade do Vale do Rio Dos Sinos.

Fundações Profundas: Conheça o Guia com os tipos mais utilizados, 2019. Disponível em: <<https://modernaengenharia.com/fundacoes-profundas/>>. Acessado em 24 de abril de 2019.

GRZYBOWSKI, L.C.; ANTONIUTTI Neto, L.; Russo Neto, L; **Avaliação de desempenho da fundação de uma obra industrial com estacas Hélice Contínua na Formação Guabirotuba**. Geosul 2012, Porto Alegre RS.

LIZZI, F. **Practical engineering in structurally complex formations (the “in-situ reinforced earth”)**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE GEOTECHNICS OF STRUCTURALLY COMPLEX FORMATIONS, 1977, Capri, Italy. Proceedings... Capri: Italian Society of Geotechnical Engineering, 1977. v. 1, p. 327-333.

Métodos práticos de previsão de carga admissível. Disponível em: <<http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17430/material/PUC-FUND-09.pdf>> Acessado em 25 de maio de 2019.

MILITITSKY, J.; SCHNAID, F. **Avaliação crítica do uso do SPT em fundações**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF/ABMS.

MOURA, A. S.; JUNIOR, A. J. N.; AGUIAR, M. F. P. **Análise de métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas raiz de pequeno e grande diâmetro em obras de Fortaleza**. Rev. Tecnol. Fortaleza, v. 32, n. 1, p. 56-72, jun. 2011.

PEREIRA, Caio. **Estaca Raiz: Características, Processo Executivo, Vantagens e Desvantagens**. Escola Engenharia, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-raiz/>. Acesso em: 19 de março de 2019.

PEREIRA, Caio. **Noções básicas de Fundações**. Escola Engenharia, 2013. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/nocoas-basicas-de-fundacoes/>.

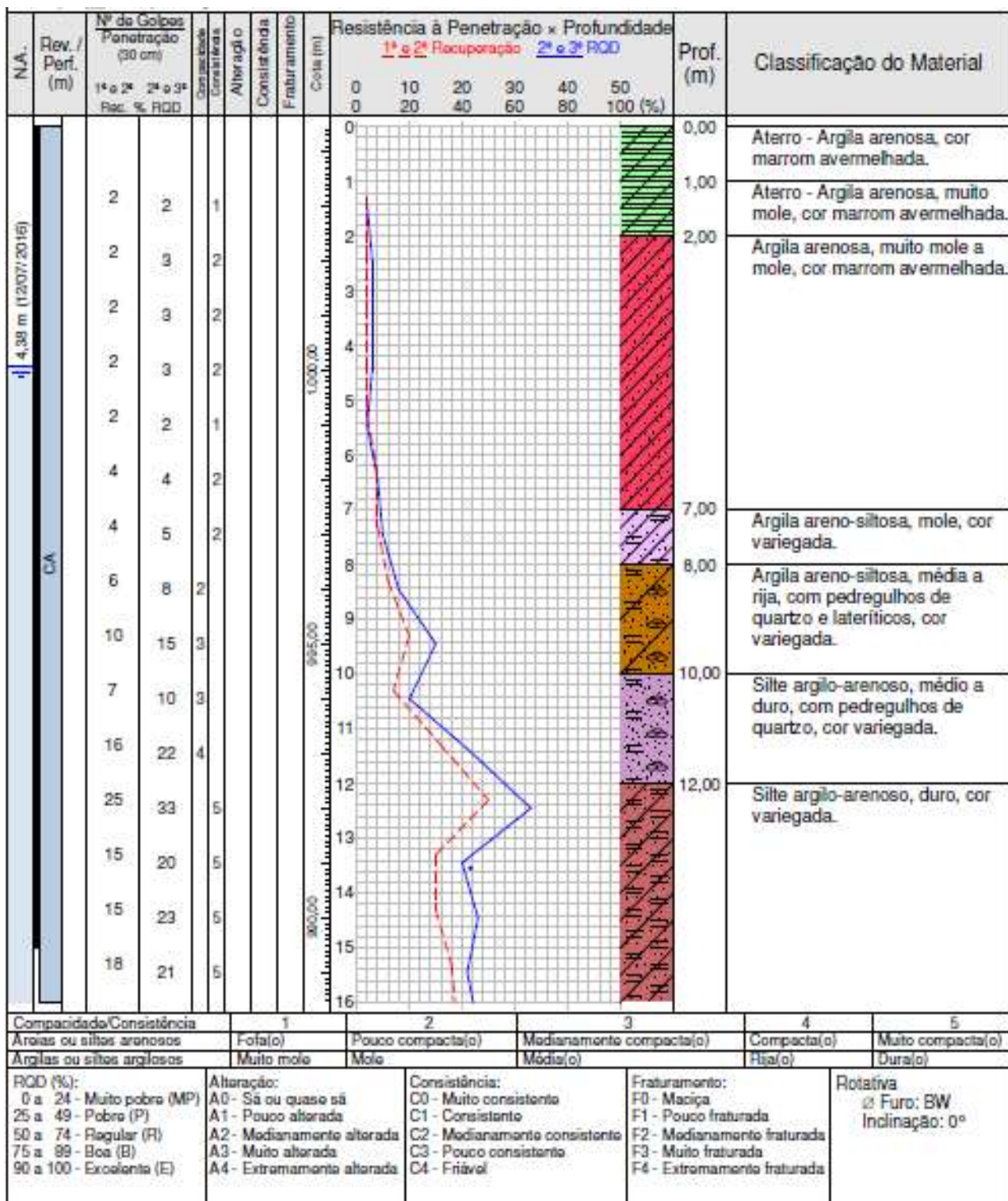
VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.. **Fundações – volume 2**. Nova ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2010.

## **ANEXO A**

### **RELATÓRIO DE SONDAGENS**

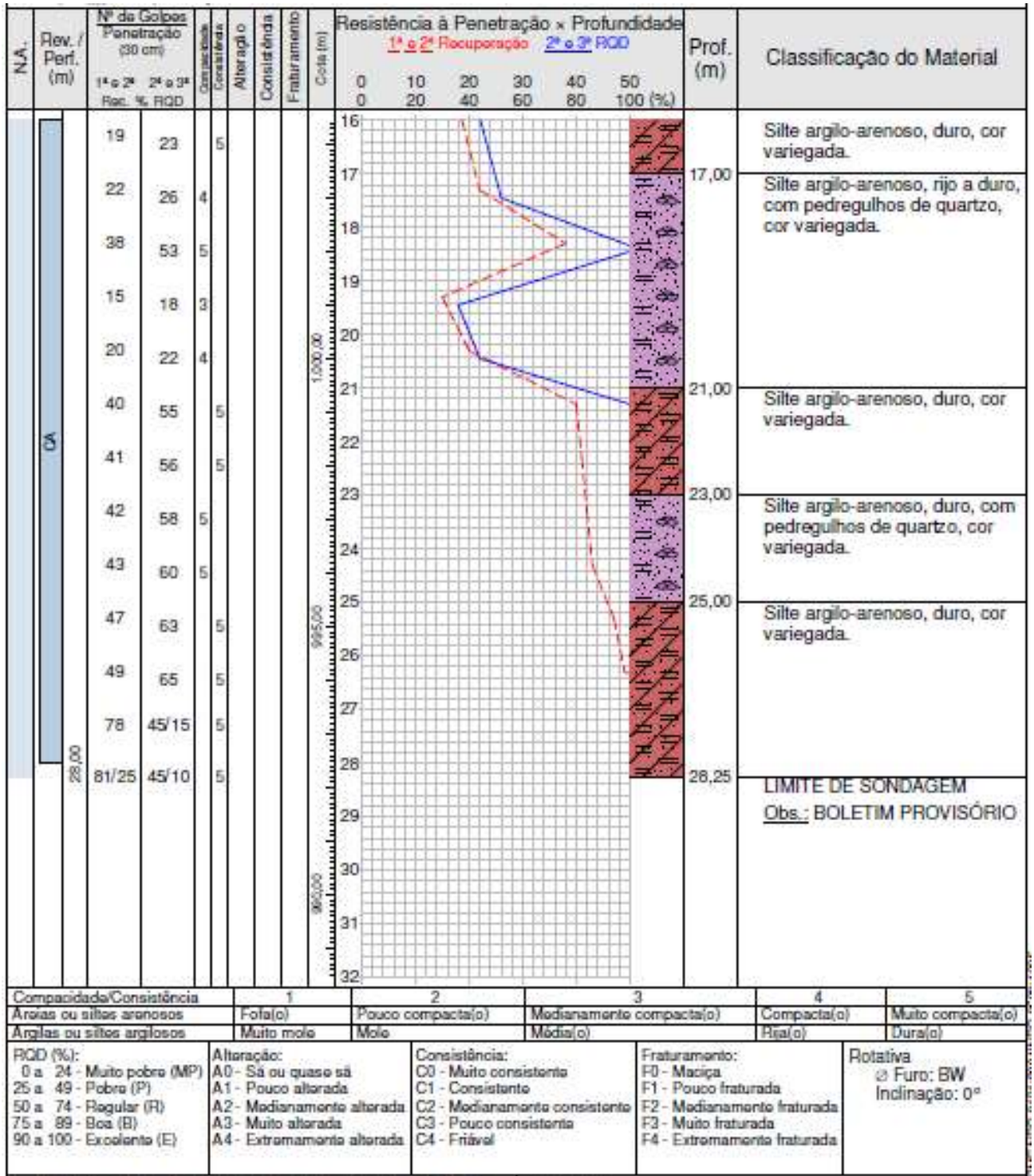


ANEXO A 1 - Sondagem à percussão Ponte Leste SM-38 parte I.



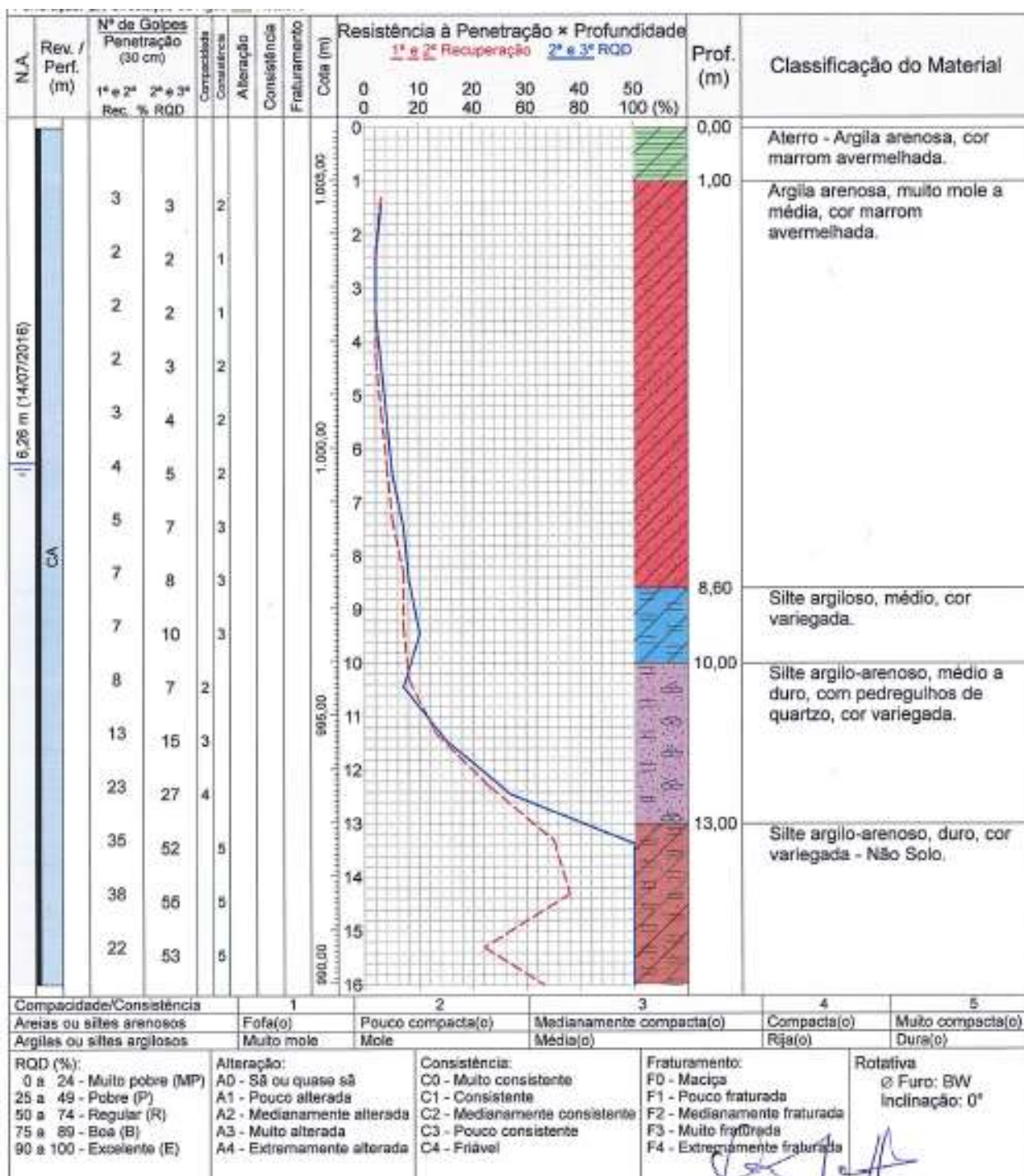
Fonte: Relatório de sondagem fornecido.

**ANEXO A 2 - Sondagem à percussão Ponte Leste SM-38 parte II.**



Fonte: Relatório de sondagem fornecido.

ANEXO A 3 - Sondagem à percussão Ponte Oeste SM-40 parte I.



Fonte: Relatório de sondagem fornecido.

ANEXO A 4 - Sondagem à percussão Ponte Oeste SM-40 parte II.

N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)			Compactação Consistência	Alteração	Consistência	Fraturamento	Resistência à Penetração × Profundidade						Prof. (m)	Classificação do Material
		1ª e 2ª Rec.	2ª e 3ª	% RQD					1ª e 2ª Recuperação			2ª e 3ª RQD				
		0	10	20					30	40	50	0	20	40		
	18,00	38	57	5											16	Site argilo-arenoso, duro, cor variegada - Não Solo.
	17,45	42	60	5											17	Quartzito silicificado, cor cinza clara
	18,00	66/25	45/10	5		A0	C0	F1							18	Site argilo-arenoso, duro, cor variegada - Não Solo.
	19,00	72	46/15	5											19	Site argilo-arenoso, duro, com pedregulhos de quartzo, cor variegada - Não Solo.
	20,25	71/25	45/10	5											20	LIMITE DE SONDAAGEM Obs.: REVISÃO 1
															21	
															22	
															23	
															24	
															25	
															26	
															27	
															28	
															29	
															30	
															31	
															32	

Compactação/Consistência	1	2	3	4	5
Arelas ou siltes arenosos	Fofa(o)	Pouco compacta(o)	Medianamente compacta(o)	Compacta(o)	Muito compacta(o)
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média(o)	Rija(o)	Dura(o)
RQD (%):	Alteração:	Consistência:	Fraturamento:	Rotativa	
0 a 24 - Muito pobre (MP)	A0 - Sá ou quase sá	C0 - Muito consistente	F0 - Maciça	∅ Furo: BW	
25 a 49 - Pobre (P)	A1 - Pouco alterada	C1 - Consistente	F1 - Pouco fraturada	Inclinação: 0°	
50 a 74 - Regular (R)	A2 - Medianamente alterada	C2 - Medianamente consistente	F2 - Medianamente fraturada		
75 a 89 - Boa (B)	A3 - Muito alterada	C3 - Pouco consistente	F3 - Muito fraturada		
90 a 100 - Excelente (E)	A4 - Extremamente alterada	C4 - Friável	F4 - Extremamente fraturada		

Fonte: Relatório de sondagem fornecido.

## **ANEXO B**

## CARGA ADMISSÍVEL CONFORME MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS EM CADA PONTE ANALISADA.

Tabela 1 – Carga admissível por metro conforme método de Aoki e Velloso – ponte leste

<b>AOKI E VELLOSO (1975) - PONTE LESTE</b>										
<b>DESCRIÇÃO DE CAMADAS</b>										
<b>NÍVEL DA PONTA</b>	<b>PROF.</b>	<b>Nspt</b>	<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>α (%)</b>	<b>K</b>	<b>F1 (P)</b>	<b>F2 (L)</b>	<b>Ri</b>	<b>Rp</b>	<b>RF</b>
	0	2	ATERRO - ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	1,511	5,809	3,660217
<b>INICIO</b>	-1	3	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	2,267	8,714	5,490326
	-2	3	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	2,267	8,714	5,490326
	-3	3	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	2,267	8,714	5,490326
	-4	2	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	1,511	5,809	3,660217
	-5	4	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	3,023	11,62	7,320434
	-6	5	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	3,778	14,52	9,150543
	-7	8	ARGILA ARENO-SILTOSA	3,8	0,3	2	2,4	4,895	15,84	10,36883
	-8	15	ARGILA ARENO-SILTOSA	3,8	0,3	2	2,4	9,177	29,71	19,44155
	-9	10	ARGILA ARENO-SILTOSA	3,8	0,3	2	2,4	6,118	19,8	12,96103
	-10	22	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,4	2	2,4	15,59	58,09	36,83832
	-11	33	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,4	2	2,4	23,38	87,14	55,25747
	-12	20	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,4	2	2,4	14,17	52,81	33,48938
	-13	23	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,4	2	2,4	16,29	60,73	38,51278
	-14	21	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,4	2	2,4	14,88	55,45	35,16385
	-15	23	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,4	2	2,4	16,29	60,73	38,51278
<b>PONTA</b>	-16	26	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,4	2	2,4	18,42	68,65	43,53619
	-17	53	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,4	2	2,4	37,55	139,9	88,74685

Tabela 2 - Carga admissível por metro conforme método de Décourt e Quaresma – ponte leste

<b>DÉCOURT E QUARESMA (1978) – PONTE LESTE</b>									
<b>DESCRIÇÃO DE CAMADAS</b>									
<b>NÍVEL DA PONTA</b>	<b>PROF.</b>	<b>Nspt</b>	<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>c (KPa)</b>	<b>α</b>	<b>β</b>	<b>RI</b>	<b>Rp</b>	<b>Rt</b>
	0	2	ATERRO - ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	3,2201	3,367	3,293
<b>INICIO</b>	-1	3	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	3,8642	3,591	3,728
	-2	3	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	3,8642	4,040	3,952
	-3	3	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	3,8642	3,591	3,728
	-4	2	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	3,2201	4,040	3,630
	-5	4	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	4,5082	4,938	4,723
	-6	5	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	5,1522	7,631	6,392
	-7	8	ARGILA ARENO-SILTOSA	120	0,85	1,5	7,0843	12,569	9,827
	-8	15	ARGILA ARENO-SILTOSA	120	0,85	1,5	11,592	14,813	13,203
	-9	10	ARGILA ARENO-SILTOSA	120	0,85	1,5	8,3723	21,098	14,735
	-10	22	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	42,908	27,250
	-11	33	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	49,510	30,551
	-12	20	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	50,170	30,881
	-13	23	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	42,248	26,920
	-14	21	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	44,229	27,910
	-15	23	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	46,209	28,901
<b>PONTA</b>	-16	26	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	<b>67,333</b>	39,463
	-17	53	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	64,032	37,812

Tabela 3 - Carga admissível por metro conforme método de Cabral – ponte leste

<b>CABRAL (1986) - PONTE LESTE</b>										
<b>DESCRIÇÃO DE CAMADAS</b>										
<b>NÍVEL DA PONTA</b>	<b>PROF.</b>	<b>Nspt</b>	<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>U</b>	<b>β0</b>	<b>β1</b>	<b>β2</b>	<b>RI</b>	<b>Rp</b>	<b>RT</b>
	0	2	ATERRO - ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	15,360	0,317	7,838431
<b>INICIO</b>	-1	3	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	15,360	0,475	7,917646
	-2	3	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	15,360	0,475	7,917646
	-3	3	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	15,360	0,475	7,917646
	-4	2	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	10,240	0,317	5,278431
	-5	4	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	20,480	0,634	10,55686
	-6	5	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	25,600	0,660	13,13006
	-7	8	ARGILA ARENO-SILTOSA	128	0,8	0,05	1,5	25,600	0,660	13,13006
	-8	15	ARGILA ARENO-SILTOSA	128	0,8	0,05	1,5	25,600	0,660	13,13006
	-9	10	ARGILA ARENO-SILTOSA	128	0,8	0,05	1,5	25,600	0,660	13,13006
	-10	22	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	25,600	0,660	13,13006
	-11	33	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	25,600	0,660	13,13006
	-12	20	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	25,600	0,660	13,13006
	-13	23	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	25,600	0,660	13,13006
	-14	21	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	25,600	0,660	13,13006
	-15	23	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	25,600	0,660	13,13006
<b>PONTA</b>	-16	26	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	25,600	0,660	13,13006
	-17	53	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	25,600	0,660	13,13006



Tabela 4 - Carga admissível por metro conforme método de Aoki e Velloso – ponte oeste

AOKI E VELLOSO (1975) - PONTE OESTE										
DESCRIÇÃO DE CAMADAS										
NÍVEL DA PONTA	PROF.	Nspt	TIPO DE SOLO	$\alpha$ (%)	K	F1 (P)	F2 (L)	RI	Rp	RT
	0	3	ATERRO - ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	2,267	8,7137	5,490326
<b>INICIO</b>	-1	2	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	1,5113	5,8091	3,660217
	-2	2	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	1,5113	5,8091	3,660217
	-3	3	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	2,267	8,7137	5,490326
	-4	4	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	3,0226	11,618	7,320434
	-5	5	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	3,7783	14,523	9,150543
	-6	7	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	5,2896	20,332	12,81076
	-7	8	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	6,0453	23,236	14,64087
	-8	10	ARGILA ARENOSA	3,2	0,44	2	2,4	7,5566	29,046	18,30109
	-9	7	SILTE ARGILOSO	3,6	0,32	2	2,4	4,3279	14,787	9,557353
	-10	15	SILTE ARGILOSO	3,6	0,32	2	2,4	9,274	31,686	20,48004
	-11	27	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,44	2	2,4	21,04	78,423	49,73173
	-12	52	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,44	2	2,4	40,522	151,04	95,77962
	-13	55	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,44	2	2,4	42,86	159,75	101,3054
	-14	53	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,44	2	2,4	41,301	153,94	97,62154
<b>PONTA</b>	-15	57	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,44	2	2,4	44,419	<b>165,56</b>	104,9892
	-16	60	SILTE ARGILO-ARENOSO	3,3	0,44	2	2,4	46,756	174,27	110,5149

Tabela 5 - Carga admissível por metro conforme método de Décourt e Quaresma – ponte oeste

<b>DÉCOURT E QUARESMA (1978) - PONTE OESTE</b>									
<b>DESCRIÇÃO DE CAMADAS</b>									
<b>NÍVEL DA PONTA</b>	<b>PROF.</b>	<b>Nspt</b>	<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>K (KPa)</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>RI</b>	<b>Rp</b>	<b>RT</b>
	0	3	ATERRO - ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	3,8642	3,367	3,615404
<b>INICIO</b>	-1	2	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	3,2201	3,142	3,181169
	-2	2	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	3,2201	3,142	3,181169
	-3	3	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	3,8642	4,040	3,952069
	-4	4	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	4,5082	5,387	4,947412
	-5	5	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	5,1522	7,182	6,167198
	-6	7	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	6,4403	8,978	7,708997
	-7	8	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	7,0843	11,222	9,153227
	-8	10	ARGILA ARENOSA	120	0,85	1,5	8,3723	11,222	9,797253
	-9	7	SILTE ARGILOSO	200	0,6	1,5	6,4403	16,899	11,66976
	-10	15	SILTE ARGILOSO	200	0,6	1,5	11,592	25,877	18,73473
	-11	27	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	62,052	36,82221
	-12	52	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	88,457	50,02476
	-13	55	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	105,620	58,60641
	-14	53	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	108,921	60,25673
<b>PONTA</b>	-15	57	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	<b>11,592</b>	<b>112,222</b>	61,90705
	-16	60	SILTE ARGILO-ARENOSO	250	0,6	1,5	11,592	90,437	51,01495

Tabela 6 - Carga admissível por metro conforme método de Cabral – ponte oeste

<b>CABRAL (1986) - PONTE OESTE</b>										
<b>DESCRIÇÃO DE CAMADAS</b>										
<b>NÍVEL DA PONTA</b>	<b>PROFUND.</b>	<b>Nspt</b>	<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>U</b>	<b>β0</b>	<b>β1</b>	<b>β2</b>	<b>RI</b>	<b>Rp</b>	<b>RT</b>
	0	3	ATERRO - ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	19,784	0,475	10,12989
<b>INICIO</b>	-1	2	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	13,190	0,317	6,753262
	-2	2	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	13,190	0,317	6,753262
	-3	3	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	19,784	0,475	10,12989
	-4	4	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	26,379	0,634	13,50652
	-5	5	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	32,974	0,660	16,81714
	-6	7	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	32,974	0,660	16,81714
	-7	8	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	32,974	0,660	16,81714
	-8	10	ARGILA ARENOSA	128	0,8	0,05	1,5	32,974	0,660	16,81714
	-9	7	SILTE ARGILOSO	128	0,8	0,035	1	32,315	0,660	16,4874
	-10	15	SILTE ARGILOSO	128	0,8	0,035	1	32,974	0,660	16,81714
	-11	27	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	32,974	0,660	16,81714
	-12	52	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	32,974	0,660	16,81714
	-13	55	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	32,974	0,660	16,81714
	-14	53	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	32,974	0,660	16,81714
<b>PONTA</b>	-15	57	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	32,974	0,660	16,81714
	-16	60	SILTE ARGILO-ARENOSO	128	0,8	0,06	2	32,974	0,660	16,81714