

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

**ANÁLISE DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS APLICADOS AO  
DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS**

**LUCAS MOYA CORREA DA SILVA**

**ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO**  
**COORIENTADOR: CARLOS MEDEIROS SILVA**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA  
CIVIL**

**BRASÍLIA / DF: 12/2016**

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

**ANÁLISE DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS APLICADOS AO  
DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS**

**LUCAS MOYA CORREA DA SILVA**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO  
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE  
BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**José Camapum de Carvalho  
(ORIENTADOR)**

---

**Carlos Medeiros Silva  
(COORIENTADOR)**

---

**Dickran Berberian  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**Fernando Rodrigo Aquino  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 06 de Julho de 2016.**

## RESUMO

Devido às dificuldades de reproduzir numericamente as condições e os mecanismos presentes em campo, a prática brasileira baseia o cálculo da capacidade de carga de estacas em correlações semi-empíricas, utilizando dados obtidos a partir de ensaios SPT (Standard Penetration Test) e mais raramente em outros ensaios como SPT-T e CPT (Cone Penetration Test) (Lobo, 2005). Tais correlações costumam ser aplicáveis com certa precisão para o solo analisado nos ensaios na localização do desenvolvimento da metodologia, podendo haver variações nos valores ao mudar as propriedades e o tipo de solo em estudo. Logo, ao serem inseridos elementos de ajuste que contemplem as variações das propriedades e estado do solo pode tornar-se possível ampliar o alcance dessas correlações. O objetivo desta pesquisa é analisar o solo do Distrito Federal e como as correlações semi-empíricas se aplicam a eles. Para isso, foi desenvolvida uma análise comparativa entre a capacidade de carga em estacas obtida por métodos semi-empíricos e a capacidade de carga para a mesma estaca obtida a partir de provas de carga. De modo indireto, foi realizada uma análise da influência da umidade no solo, para o estudo da influência da sucção e capilaridade, utilizando dados pluviométricos disponibilizados pelo Instituto de Meteorologia (INMET). Os dados pluviométricos serão utilizados para a determinação do índice de umidade. Os resultados de prova de carga e de capacidade de carga obtidos com o uso de metodologias semi-empíricas foram comparados com o índice de umidade calculados para a data da realização dos ensaios. Os dados de prova de carga e SPT foram fornecidos pelas empresas EMBRE, ENGESOL e SCCAP.

**Palavras-chave:** Geotecnia, SPT, Distrito Federal, índice de umidade, estaca escavada.

# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETIVOS .....	2
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>3</b>
2.1	SOLOS COLAPSÍVEIS .....	3
2.2	SOLOS NÃO SATURADOS .....	4
2.2.1	Resistência ao cisalhamento de solos não saturados .....	5
2.3	INFLUÊNCIA DA UMIDADE NO COMPORTAMENTO DOS SOLOS.....	6
2.3.1	Índice de Umidade - IHU(ER) .....	7
2.4	SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO A PERCUSSÃO, SPT (STANDARD PENETRATION TEST) .....	8
2.4.1	Metodologia do Ensaio SPT.....	9
2.5	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS.....	10
2.6	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.....	11
2.7	MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975).....	11
2.8	MÉTODO DECOURT-QUARESMA (1978).....	13
2.9	DECOURT (1996).....	14
2.10	MÉTODO DE TEIXEIRA (1996).....	15
2.11	CONTRIBUIÇÃO DE BERBÉRIAN .....	17
2.11.1	Classificação Berbérian de solos.....	20
2.12	MÉTODO KURT AMANN (2010) .....	20
2.13	ENSAIOS DE PROVAS DE CARGA.....	23
2.14	EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA x RECALQUE UTILIZANDO O MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953) .....	24
2.14.1	Considerações acerca dos métodos de extrapolação da curva carga-recalque...	25
2.15	CRITÉRIO DE RUPTURA CONVENCIONAL (10% D) .....	26

2.16	CRITÉRIO DE RUPTURA NBR 6122 (ABNT, 2010) .....	26
2.17	INTERPRETAÇÃO DOS TRECHOS ELÁSTICOS E PLÁSTICOS A PARTIR DA CURVA CARGA-RECALQUE.....	27
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>27</b>
3.1	DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DAS PROVAS DE CARGA.....	28
3.2	SEPARAÇÃO DAS PARCELAS LATERAIS E DE PONTA NAS CURVAS CARGA-RECALQUE.....	29
3.3	CÁLCULO DO ÍNDICE DE UMIDADE.....	29
3.4	CÁLCULO DAS CAPACIDADES DE CARGA DAS ESTACAS UTILIZANDO MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS .....	30
3.4.1	FATOR DE SEGURANÇA (FS) UTILIZADO NOS CÁLCULOS .....	31
3.5	SOFTWARE UTILIZADO PARA CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA A PARTIR DE METODOLOGIAS SEMI-EMPÍRICAS .....	31
3.6	COMPARAÇÃO ENTRE CAPACIDADES DE CARGA.....	32
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DE RESULTADOS</b>	<b>32</b>
4.1	ESTUDO 01 – RIACHO FUNDO 1 .....	33
4.1.1	Comparação dos resultados de capacidade de carga (estudo 1).....	34
4.2	ESTUDO 02 – POLÍCIA CIVIL .....	40
4.2.1	Comparação dos resultados de capacidade de carga (estudo 02).....	44
4.3	ESTUDO 03 – PROVAS DE CARGA EXECUTADAS EM ARGILA ARENOSA - PAPUDA.....	49
4.3.1	Comparação dos resultados de capacidade de carga (estudo 03).....	50
4.4	INFLUÊNCIA DO IHU NOS RESULTADOS DAS CAPACIDADES DE CARGA	
	53	
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>	<b>56</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Conceito básico de recalque de colapso (Jennings & Knight, 1975).	4
Figura 2.2 - Fluxograma da influência da chuva na capacidade de suporte do solo. (Souza, 2005)	6
Figura 2.3 - Distribuição da precipitação pluviométrica relacionada com a umidade do solo à superfície no período de 2009 a 2010, nas duas áreas estudadas na Floresta Nacional de Caxiuanã-PA. (Costa <i>et al.</i> , 2014).	7
Figura 2.4 - Relação entre a carga de ruptura das estacas e o índice de umidade (Mascarenha, 2003)	8
Figura 2.5 – Exemplo de aplicação do Método Van der Veen(1953)	25
Figura 3.1 - Localização da Estação utilizada para obtenção dos dados do Balanço Hídrico	30
Figura 4.1 - Perfil representativo do estudo 1	34
Figura 4.2 - Relação entre as capacidades de carga laterais SE e PC	38
Figura 4.3 - Relação entre capacidade de carga globais SE e PC	39
Figura 4.4- Carga x recalque acumulado PC1	41
Figura 4.5 - Raiz da carga x raiz do recalque PC1	41
Figura 4.6 - Carga x recalque PC2	41
Figura 4.7 - Raiz da carga x raiz do recalque PC2	42
Figura 4.8 - Carga x recalque acumulado PC3	42
Figura 4.9 - Raiz da carga x raiz do recalque PC3	42
Figura 4.10 - Carga x recalque acumulado PC4	43
Figura 4.11 - Raiz da carga x raiz do recalque PC4	43
Figura 4.12 - Sondagem representativa dos perfis de solo do estudo 3	44
Figura 4.13 - Relação da capacidade de carga na ponta SE e PC	47
Figura 4.14 - Relação entre a capacidade de carga lateral SE e PC	47
Figura 4.15 - Relação entre capacidade de carga globais SE e PC	48
Figura 4.16 - Perfil de solo do estudo 03	49
Figura 4.17 - Relação entre capacidades de carga laterais calculadas por métodos SE e provas de carga para o estudo 04	53
Figura 4.18 - Influência do IHU nos resultados (método DQ)	53

Figura 4.19- Influência do IHU nos resultados (método AV)	54
Figura 4.20 - Influência do IHU nos resultados (método TX)	54
Figura 4.21 - Influência do IHU nos resultados (método KA)	55
Figura 4.22 - Influência do IHU nos resultados (método DB)	55

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Coeficientes F1 e F2 (Velloso e Alonso, 2000)	11
Tabela 2.2 - Valores de $\alpha$ e de K propostos por Aoki e Velloso (1975).	12
Tabela 2.3 - Valores do Coeficiente C (Decourt e Quaresma, 1998)	13
Tabela 2.4 -Valores de Resistência Lateral sugeridos por Decourt e Quaresma (1978).	14
Tabela 2.5 - Valores do coeficiente $\alpha$ em função do tipo de estaca propostos por Decourt (1996)	15
Tabela 2.6 - Valores do coeficiente $\beta$ em função do tipo de estaca, proposto por Decourt (1996).	15
Tabela 2.7 - Parâmetro $\alpha$ de Teixeira (1996)	16
Tabela 2.8 - Parâmetro $\beta$ de Teixeira (1996)	16
Tabela 2.9 - Fatores FE <sub>p</sub> e FEL	18
Tabela 2.10 - Parâmetros de Berbérian	19
Tabela 2.11 - Classificação Berbérian	20
Tabela 2.12 - Coeficiente parcial de influência do tipo de solo (Amann, 2010)	21
Tabela 2.13 – Coeficiente parcial da influência do tipo de estaca (Amann, 2010)	22
Tabela 2.14 – Coeficiente parcial de influência do tipo de sondagem (Amann, 2010)	22
Tabela 4.1 - Provas de carga do estudo 1	33
Tabela 4.2 - Método Decourt – Quaresma aplicado no estudo 1	35
Tabela 4.3 - Método Aoki - Velloso aplicado no estudo 1	36
Tabela 4.4 - Método Berbérian aplicado ao estudo 1	36
Tabela 4.5 - Método Kurt Amann aplicado ao estudo 1	37
Tabela 4.6 - Método de Teixeira aplicado ao estudo 1	37
Tabela 4.7 - Medidas das estacas do estudo 2	40

Tabela 4.8 - Método Decourt-Quaresma aplicado ao estudo 02	45
Tabela 4.9 - Método Berbérian aplicado ao estudo 02	45
Tabela 4.10 - Método Aoki-Velloso aplicado ao estudo 02	45
Tabela 4.11 - Método Kurt Amann aplicado ao estudo 02	46
Tabela 4.12 - Método de Teixeira aplicado ao estudo 02	46
Tabela 4.13 - Parcela do atrito lateral na estaca	50
Tabela 4.14 - Capacidade de carga Decóurt-Quaresma aplicada ao estudo 4	51
Tabela 4.15 - Capacidade de carga Berbérian aplicada ao estudo 4	51
Tabela 4.16 - Capacidade de carga Aoki-Velloso aplicada ao estudo 4	51
Tabela 4.17 - Capacidade de carga Kurt Amann aplicada ao estudo 4	52
Tabela 4.18 - Capacidade de carga Teixeira aplicada ao estudo 4	52



# 1 INTRODUÇÃO

Nas diversas áreas da engenharia, o engenheiro se depara com incertezas e deve tomar decisões. Na engenharia geotécnica, as incertezas podem ser referentes à variabilidade do solo, variações nos processos executivos, condições de carregamento, especialmente as provenientes de efeito de vento, dentre outros (Cabette, 2014).

O solo tem seu aspecto geral variável, dependendo da região, do processo de decomposição da rocha em solo, da geomorfologia natural e antropizada, do clima, da interação solo atmosfera, da presença ou não de matéria orgânica, e de muitos outros fatores (Hachich, 1998). Obter os parâmetros relacionados a cada tipo de solo com precisão é uma tarefa difícil, que requer muitas vezes diversos ensaios laboratoriais e/ou de campo. No caso dos ensaios laboratoriais, ao se retirar amostras do solo, podem ocorrer modificações em sua estrutura, gerando incompatibilidades entre os valores obtidos em laboratórios e os existentes *in situ*.

Neste contexto, devido à necessidade do estudo e do reconhecimento do solo em que serão implantadas as fundações na obra, é importante a adequação e utilização de ensaios práticos e de menor custo quando outros mais elaborados não são possíveis. Em uma análise geral, para o projeto de fundações, a determinação do tipo de solo e de sua resistência são parâmetros relevantes, mas por si só insuficientes para um projeto seguro e econômico de fundações em estacas. O ensaio SPT (Standard Penetration Test), se bem contextualizado, pode cumprir bem a função da determinação da resistência estimada do solo e da classificação do mesmo. A partir da resistência estimada do solo, a capacidade de carga de estacas pode ser obtida considerando a resistência do solo na ponta e o atrito lateral entre o solo e o fuste da estaca.

No Brasil as fundações costumam ser dimensionadas baseadas no valor de SPT, por ser um ensaio barato, rápido e com certa eficiência, mas que necessita análises complementares para que se torne mais eficiente no dimensionamento das fundações em estacas. O ensaio SPT possui diversas finalidades, e uma delas consiste em obter a quantidade de golpes necessários para um amostrador padronizado penetrar 30 centímetros no solo. A partir de tal número  $N_{SPT}$ , correlações são feitas visando obter a resistência estimada do solo e utilizá-la para dimensionar as fundações.

A metodologia de Aoki-Velloso (1975) relaciona a resistência à penetração do cone no solo obtida a partir de ensaio CPT com a capacidade de carga final em estacas. Porém, como o

mercado brasileiro baseia seu dimensionamento em ensaios SPT, adota-se geralmente uma correlação direta entre o N SPT e o valor de resistência à penetração do cone, para possibilitar o uso do método de Aoki-Velloso (1975). Os métodos de Decourt-Quaresma (1978), Kurt Amann (2010), Teixeira (1996), e Berberian, relacionam diretamente o valor obtido em ensaios de campo N SPT com a capacidade de carga final em estacas. Estes métodos são de fácil entendimento e aplicação, porém, é importante reconhecer que tais metodologias possuem natureza estatística e foram desenvolvidas baseadas em resultados obtidos a partir de ensaios locais. Portanto, sua validade e precisão ficam restritas às condições específicas dos casos utilizados para seu desenvolvimento e à prática construtiva regional (Schnaid, 2000). Para a obtenção de resultados mais precisos a nível local, há a necessidade de estudo de adequação dos parâmetros utilizados nas metodologias para diferentes regiões do país.

Sendo assim, neste trabalho, serão comparados dados obtidos a partir da prova de carga em estacas, com os resultados de capacidade de carga obtidos a partir do uso de cinco diferentes metodologias semi-empíricas. Os dados serão agrupados de acordo com o índice de umidade do solo, calculado a partir dos dados pluviométricos obtidos de acordo com a data dos ensaios SPT e prova de carga. Análise semelhante foi feita por Mascarenha (2003) ao estudar o comportamento de estacas escavadas a trado, implantadas no Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Para a determinação do índice de umidade, serão utilizados dados do balanço hídrico sequencial, disponíveis no site do Instituto de Meteorologia (INMET). Os dados dos ensaios SPT e prova de carga foram executados na região do Distrito Federal, e fornecidos pelas empresas EMBRE e SCCAP.

## **1.1 OBJETIVOS**

O objetivo deste trabalho é obter um maior entendimento dos mecanismos de interação entre o solo e estacas, analisando a validade dos resultados de capacidade de carga obtidos a partir de metodologias semi-empíricas calculadas para o solo do Distrito Federal e relacionando o efeito da umidade no solo com os resultados.

## **1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Neste trabalho os resultados de capacidade de carga de estacas obtidas a partir do uso de metodologias semi-empíricas serão comparados com resultados de provas de carga ensaiadas na mesma localização, para verificar a validade e a precisão dos métodos utilizados para os solos da região do Distrito Federal. A influência da umidade do solo nos resultados será analisada de modo indireto, por meio do Índice de Umidade, buscando verificar o comportamento e a precisão dos métodos semi-empíricos de acordo com variações sazonais de umidade do solo. Destaca-se que como a umidade do solo pode ser bastante influenciada por microclimas e morfologia do terreno, é importante que se avalie com cuidado a extensão dos resultados aqui obtidos para a sua utilização em outras localidades.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS**

Solos colapsíveis são comuns no Distrito Federal, em boa parte do Brasil e do mundo, em especial nos países de clima tropical. O colapso corresponde a metaestabilidade estrutural do solo e ocorre quando a variação ou imposição de alguma forma de energia gera o desequilíbrio de energia no solo. Assim o colapso pode ocorrer por variações da energia externa atuante, por exemplo, aumento da tensão aplicada, ação de energia vibratória, ou da energia interna como é o caso da variação da sucção devido a alteração da umidade ou devido ainda a simples modificação da química do meio. Tal característica favorece um recalque adicional (Hachich, 1998). O Distrito Federal é recoberto em boa parte por um manto poroso e colapsível que pode chegar a mais de 20 metros de profundidade (Mascarenha, 2003).

Nos solos colapsíveis, a estrutura porosa pode estar associada a um agente cimentante, que confere ao solo uma estabilidade e resistência momentânea. Quando a carga atuante no solo é suficiente, caracterizada pelo valor chamado de carga de colapso, e a umidade do solo se eleva, o colapso pode ocorrer, caracterizando elevados recalques em períodos curtos de tempo, conforme a Figura 2.1, proposta por Jennings & Knight (1975).

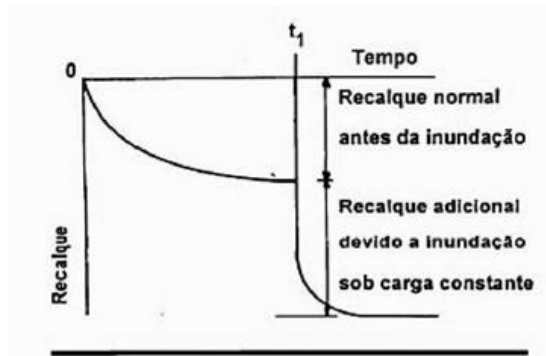


Figura 2.1- Conceito básico de recalque de colapso (Jennings & Knight, 1975).

Segundo Cintra (1998), os solos colapsíveis apresentam grande sensibilidade à água, pois o aumento do seu teor de umidade pode estabelecer um mecanismo de recalque imediato.

## 2.2 SOLOS NÃO SATURADOS

Em regiões tropicais, como no caso da maior parte do Brasil, a condição não saturada é muito significativa. Os conceitos iniciais da mecânica dos solos clássica foram desenvolvidos predominantemente para condições secas ou saturadas. Deve-se então, estudar uma abordagem diferente para os solos não saturados. A Mecânica dos solos não saturados é uma área de grande importância para a engenharia civil no Brasil, devido a presença comum de solos não saturados no país.

De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (2015), o comportamento dos solos não saturados está diretamente ligado ao estado hídrico e de porosidade em que o solo se encontra. Vale ressaltar que outros fatores também afetam o comportamento do solo, porém, considerando-os constante, é possível analisar uma relação entre os parâmetros de umidade e porosidade com a resistência do solo considerando a influência da sucção/capilaridade.

Bishop (1959) incluiu na expressão proposta por Terzaghi (1925) para solos saturados um parâmetro que representa a influência da sucção na tensão efetiva do solo, de acordo com a Equação 2.1

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.1)$$

Sendo:

$\sigma'$  = Tensão efetiva do solo

$\sigma$  = Tensão total

$u_a$  = Pressão do ar nos poros

$u_w$  = Pressão de água nos poros

$(u_a - u_w)$  = Sucção Matricial

$\chi$  = Parâmetro função do grau de saturação

### 2.2.1 Resistência ao cisalhamento de solos não saturados

A primeira equação para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados foi proposta por Bishop (1959), como função da sucção matricial e da tensão total média atuante no solo, de acordo com a Equação 2.2:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w))] \cdot tg\phi \quad (2.2)$$

Sendo :

$\tau$  = resistência ao cisalhamento do solo

$c'$  = coesão efetiva

$\sigma$  = tensão total

$u_a$  = pressão do ar nos poros

$u_w$  = pressão de água nos poros

$(u_a - u_w)$  = Sucção Matricial

$\chi$  = Parâmetro função do grau de saturação

## 2.3 INFLUÊNCIA DA UMIDADE NO COMPORTAMENTO DOS SOLOS

A umidade nos solos é um dos principais elementos do ciclo hidrológico. Na área geotécnica, exerce papel importante na determinação dos efeitos da sucção em fundações (Souza, 2005). A umidade no solo está diretamente relacionada com a precipitação, e capacidade de suporta está diretamente relacionada a essas (Souza, 2005), conforme o fluxograma exposto na Figura 2.2.

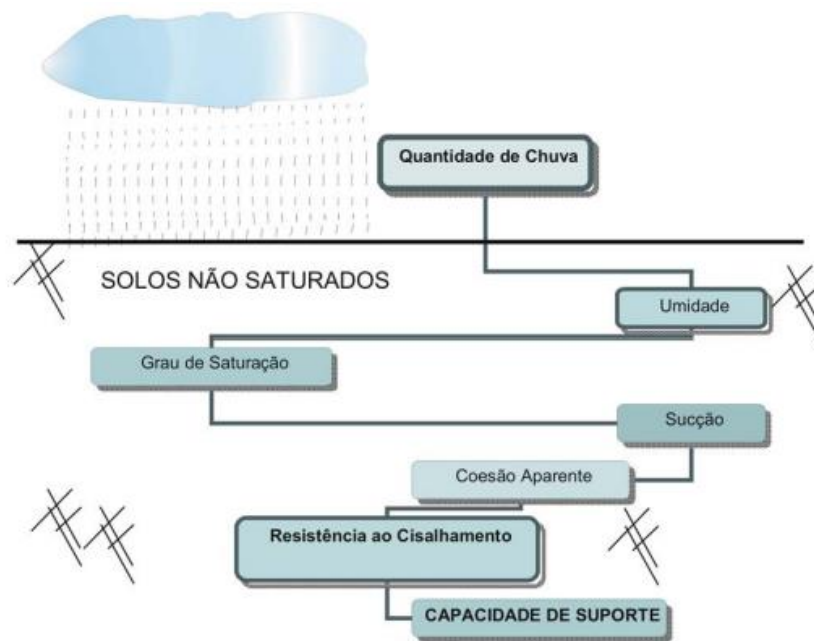


Figura 2.2 - Fluxograma da influência da chuva na capacidade de suporte do solo. (Souza, 2005)

Conforme análise feita por Costa *et al.* (2014), nota-se que umidade do solo e a distribuição da precipitação mensal seguem uma tendência de correlação direta, para os dados ensaiados na Floresta Nacional de Caxiuanã. A Figura 2.3 apresenta a relação entre a umidade do solo e a distribuição da precipitação nos períodos de seca e chuva na região. Nota-se que os maiores valores de umidade do solo estão presentes na época de chuva, e o inverso é válido para o período de seca, com apenas um ponto fora da distribuição esperada no gráfico, no mês de fevereiro.

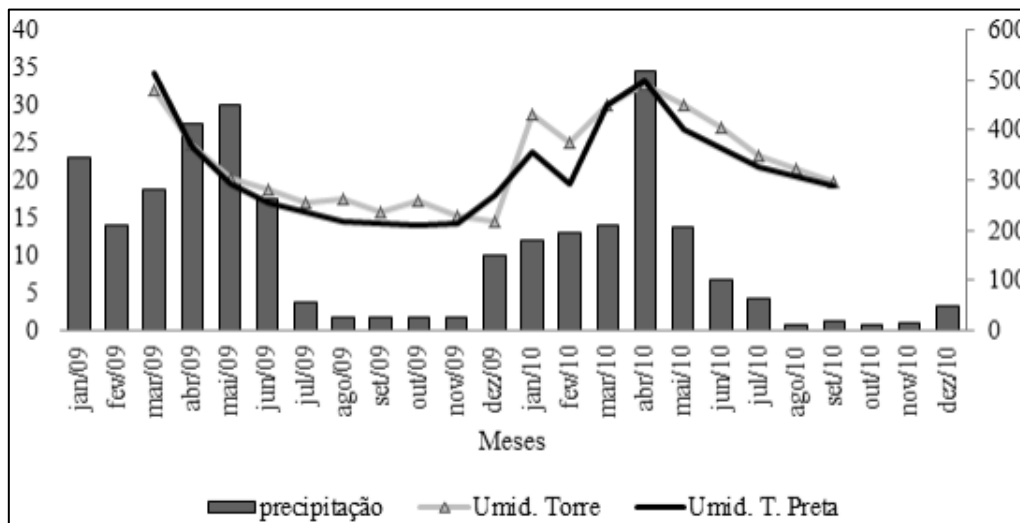


Figura 2.3 - Distribuição da precipitação pluviométrica relacionada com a umidade do solo à superfície no período de 2009 a 2010, nas duas áreas estudadas na Floresta Nacional de Caxiuanã-PA. (Costa *et al*, 2014).

### 2.3.1 Índice de Umidade - IHU(ER)

De acordo com Setra (1997 apud Mascarenha, 2003), o índice de umidade IHU(ER) pode ser calculado utilizando a Equação 2.3:

$$IHU(ER) = \left( \frac{Exc - 0,6Def}{ER} \right) \cdot 100 \quad (2.3)$$

Sendo:

Exc = Precipitação excedente

Def = Déficit de precipitação

ER = Evapotranspiração real

A precipitação excedente é calculada como sendo a diferença entre a precipitação e a evapotranspiração. O déficit é a diferença entre a Evapotranspiração e a Evapotranspiração real.

De acordo com Mascarenha (2003), pode-se observar na Figura 2.4, conforme esperado, uma boa tendência entre a carga de ruptura e o índice de umidade regional, para um solo colapsível do Distrito Federal, calculadas mês a mês.

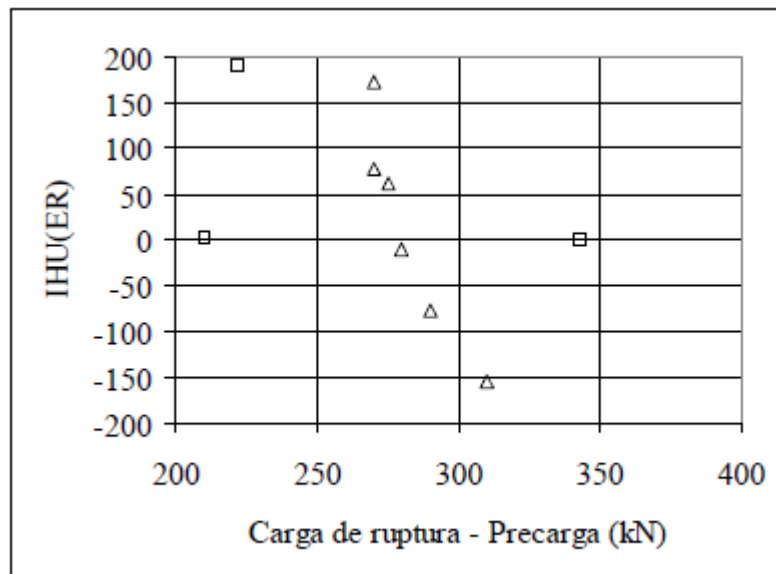


Figura 2.4 - Relação entre a carga de ruptura das estacas e o índice de umidade (Mascarenha, 2003)

A partir dos dados apresentados por Mascarenha (2003), é possível notar a influência da sucção na carga de ruptura para o solo colapsível do Distrito Federal.

## 2.4 SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO A PERCUSSÃO, SPT (STANDARD PENETRATION TEST)

A sondagem a percussão é um ensaio dinâmico realizado em campo com o propósito de obter informações geotécnicas a respeito do solo em análise. É o ensaio mais popular no Brasil devido a sua simplicidade e baixo custo (Mascarenha, 2003). Pretende-se, com a sondagem, conhecer:



- A resistência do solo a cravação do amostrador padrão, designada como número “N” de golpes necessários para penetrar os 30 centímetros finais do solo a cada metro de profundidade. A cravação é feita dividindo-se a camada de 45 cm em subcamadas de 15 cm;
- Os tipos de solo são descritos tátil e visualmente a partir da amostra, retiradas do amostrador após a cravação metro a metro no terreno;
- A posição do Nível d’água (Hachich, 1998)

#### **2.4.1 Metodologia do Ensaio SPT**

Consiste na cravação do amostrador padrão por meio de um martelo com peso de 65 kg, caindo de uma altura de 75cm. Procura-se dispor as sondagens nos limites de projeção das edificações e nos pontos de maior projeção de carga(Hachich, 1998). As distâncias devem variar entre 15 e 30 metros de uma sondagem para a outra. Para estudos de viabilidade, a distância entre os pontos de sondagem pode aumentar, chegando a 100 metros. Como podem haver variações no ensaio devido a impossibilidade de se executar uma queda livre no martelo, há uma medida de eficiência associada ao valor do SPT. No Brasil, a eficiência do ensaio SPT é de 72%, e deve estar descrita nos resultados da sondagem (Hachich, 1998).

Para o início de cada sondagem, deve ser montado no terreno um cavalete de quatro pernas, associado a um conjunto de roldanas no topo por onde passa uma corda . Este conjunto de cavaletes e roldanas irá ser utilizado para a elevação do martelo utilizado para cravar o amostrador no solo (Hachich, 1998).

Com o auxílio de um trado, o solo deverá ser perfurado até um metro de profundidade. Amostras desse solo deverão ser coletadas e nomeadas amostra zero. O amostrador padrão, com 1 3/8” e 2” de diâmetro interno e externo respectivamente, deverá ser posicionado no fundo do furo. Ergue-se o martelo com o auxílio das cordas, a uma altura de 75 cm, e este é solto, para que caia sobre a haste contendo o amostrador.

Conta-se o número de golpes necessários para a cravação de cada segmento de 15 cm, para um total de 45 cm (Hachich, 1998).

A soma dos golpes necessários para a cravação dos últimos 30 cm do amostrador é designada por N. No Brasil, é designado por alguns autores como  $N_{72}$  devido a sua eficiência

de 72%. Quando retirado o amostrador do furo, a amostra contida no seu interior é recolhida e identificada.

O procedimento se repete, nas cotas 2 metros, 3 metros, e assim em diante, até a profundidade desejada ou até que seja encontrado solo impenetrável ou que se deseje parar a sondagem.

## 2.5 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

De acordo com a NBR 6122/2010, a carga admissível de uma estaca isolada é a força que aplicada sobre a estaca, provoca apenas recalques compatíveis com a construção e oferece segurança satisfatória contra a ruptura do solo e contra a ruptura do elemento de fundação. Como, em geral, o elemento de fundação possui resistência maior do que a do solo, a capacidade de carga costuma estar condicionada as características do solo.

Estacas são elementos construtivos que irão transferir os esforços provenientes da estrutura para o solo. Uma estaca submetida apenas a um carregamento vertical irá transferir o carregamento para o solo por atrito lateral e pela sua ponta.

Portanto, a capacidade de carga em estacas submetidas a cargas axiais, pode ser descrita pela Equação 2.4:

$$Q = Q_{lat} + Q_{ponta} \quad (2.4)$$

Sendo  $Q$  a capacidade de carga total suportada pela estaca,  $Q_{lat}$  o atrito suportado pela interação estaca-solo e  $Q_{ponta}$  a carga suportada pela ponta.

Designando como  $A_{lat}$  a área lateral da estaca submetida a atrito com o solo e  $A_p$  a área da ponta da estaca, pode-se reescrever a Equação 2.5 como:

$$Q = q_{lat} * A_{lat} + q_p * A_p \quad (2.5)$$

Sendo  $q_{lat}$  e  $q_p$  a resistência ao cisalhamento do solo e a compressão, respectivamente.

## 2.6 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Em 1975 surgiu o primeiro método brasileiro para a estimativa de capacidade de carga de estacas, desenvolvido por Aoki e Velloso (1975). Desde então, outras metodologias foram desenvolvidas por diversos autores. De acordo com Cabette (2010), os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) são os mais utilizados no Brasil para a obtenção da capacidade de carga de estacas. São considerados semi-empíricos, tendo sua base fundamentada tanto em aspectos teóricos como em correlações obtidas a partir de ensaios CPT e SPT, respectivamente.

## 2.7 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

No método proposto por Aoki e Velloso, a tensão limite de ponta e de atrito lateral da estaca pode ser estimada a partir dos valores obtidos a partir dos resultados de ensaios de penetração estática de cone, CPT, utilizando as Equações 2.6 e 2.7 e os coeficientes  $F_1$  e  $F_2$ , expostos na Tabela 2.1:

$$q_p = \frac{qc}{F_1} \quad (2.6)$$

$$q_{lat} = \frac{fc}{F_2} \quad (2.7)$$

**Tabela 2.1 - Coeficientes  $F_1$  e  $F_2$  (Velloso e Alonso, 2000)**

Tipos de estaca	$F_1$	$F_2$
Franki de Aço Cravada	2.5	5
de Aço Cravada	1.75	3.5
Pré-moldada de Concreto	$1 + \frac{D(cm)}{80}$	$2 \cdot (1 + \frac{D(cm)}{80})$
Escavadas	3	6
Esc. Gde. Diâmetro	3.5	7

Como os valores  $q_c$  e  $f_c$  são obtidos em ensaios de cone CPT, ensaio pouco usado no Brasil, foram propostas as seguintes correlações para a aplicação do método a partir do índice de resistência a penetração (N) obtida nos ensaios SPT:

$$q_c = K * N_p \quad (2.8)$$

$$f_c = \alpha KN_{av} \quad (2.9)$$

Sendo:

$N_p$ : Número de golpes SPT ao nível da ponta da estaca apoiada ao solo

$N_{av}$ : Índice de resistência à penetração médio na camada

K e  $\alpha$  são valores dependentes do tipo de solo, expostos na Tabela 2.2

**Tabela 2.2 - Valores de  $\alpha$  e de K propostos por Aoki e Velloso (1975).**

Tipo de solo	K (Mpa)	$\alpha$ (%)	$\beta=\alpha.K$
Areia	1	1.4	1.4
Areia siltosa	0.8	2	1.6
Areia silto-argilosa	0.7	2.4	1.68
Areia argilosa	0.6	3	1.8
Areia argilo-siltosa	0.5	2.8	1.4
Silte	0.4	3	1.2
Silte arenoso	0.55	2.2	1.21
Silte areno-argiloso	0.45	2.8	1.26
Silte argiloso	0.23	3.4	0.78
Silte argilo-arenoso	0.25	3	0.75
Argila	0.2	6	1.2
Argila arenosa	0.35	2.4	0.84
Argila areno-siltosa	0.3	2.8	0.84
Argila siltosa	0.22	4	0.88
Argila- silto arenosa	0.33	3	0.99

## 2.8 MÉTODO DECOURT-QUARESMA (1978)

Decourt e Quaresma (1978) apresentaram este método para a determinação da carga de ruptura de estacas a partir de parâmetros obtidos a partir de sondagem à percussão. Deve-se atentar que foi ressaltado pelos autores que o método não procura obter um valor exato, mais sim uma estimativa aproximada, segura e de fácil determinação. (Cabette, 2014)

Para a determinação da resistência de ponta, os autores propõem a Equação 2.10:

$$q_p = C * N \quad (2.10)$$

Sendo N o número de golpes obtidos no ensaio SPT. Os autores sugerem a utilização de um  $N_{médio}$ , obtido utilizando 3 valores:

- N obtido na cota da ponta da estaca;
- N obtido imediatamente antes da cota da ponta da estaca;
- N obtido imediatamente após a cota da ponta da estaca.

O coeficiente C depende do tipo de solo em questão, e o seu valor pode ser obtido consultando a Tabela 2.3:

**Tabela 2.3 - Valores do Coeficiente C (Decourt e Quaresma, 1998)**

Tipo de Solo	C (Kpa)
Argilas	120
Siltes Argilosos (solos residuais)	200
Siltes Arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Para a obtenção do valor da resistência lateral da estaca, os autores propuseram os valores apresentados na Tabela 2.4:

**Tabela 2.4 -Valores de Resistência Lateral sugeridos por Decourt e Quaresma (1978).**

SPT (Valor Médio ao longo do fuste)	Adesão (Kpa)
3	20
6	30
9	40
12	50
> 15	60

Em publicações mais recentes (1982), Decourt propôs modificações ao método, sugerindo que para a parcela de atrito lateral, seja utilizada a Equação 2.11:

$$ql = \left( \left( \frac{Nméd}{3} \right) + 1 \right) * 10 \text{ (kPa)} \quad (2.11)$$

A capacidade de carga final da estaca, será então descrita pela Equação 2.11, e desenvolvida de acordo com as Equações 2.12 e 2.13:

$$Qu = Ql + Qp \quad (2.12)$$

$$Qp = Ap * qp \quad (2.13)$$

$$Ql = Al * ql \quad (2.14)$$

Sendo

$Al$  =Área lateral do fuste

$Ap$  =Área da ponta da estaca

## 2.9 DECOURT (1996)

Decourt em 1996 propôs modificações em sua própria metodologia Decourt e Quaresma(1978), adicionando coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , de acordo com a Equação 2.15:

$$Qu = \alpha * qp * Ap + \beta * ql * Al \quad (2.15)$$

Os valores de  $qp$  e de  $ql$  devem ser obtidos utilizando a metodologia Decourt-Quaresma(1978), descrita no item 2.8 deste trabalho.

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  são valores sugeridos de acordo com o tipo de estaca, descritos nas Tabelas 2.5 e 2.6:

**Tabela 2.5 - Valores do coeficiente  $\alpha$  em função do tipo de estaca propostos por Decourt (1996)**

Tipo de solo	Tipo de estaca					
	Estacas Cravadas	Escavada	Escavada Bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argilas	1	0.85	0.85	0,3*	0,85*	1,00*
Solos Intermediários	1	0.6	0.6	0,3*	0,6*	1,00*
Areias	1	0.5	0.5	0,3*	0,5*	1,00*

\*valores apenas orientativos diante de reduzido número de dados disponíveis

**Tabela 2.6 - Valores do coeficiente  $\beta$  em função do tipo de estaca, proposto por Decourt (1996).**

Tipo de solo	Tipo de estaca					
	Estacas Cravadas	Escavada	Escavada Bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argilas	1	0.8	0,9*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	1	0.65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	1	0.5	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

\*valores apenas orientativos diante de reduzido número de dados disponíveis

## 2.10 MÉTODO DE TEIXEIRA (1996)

Teixeira (1996) propõe um método para o cálculo da capacidade de carga a partir de ensaios SPT. As resistências unitárias laterais e de ponta devem ser calculadas de acordo com as Equações 2.16 e 2.17:

$$q_l = \beta \cdot N_l \quad (2.16)$$

$$q_p = \alpha \cdot N_p \quad (2.17)$$

Sendo:

$q_l$  = capacidade de carga lateral;

$q_p$  = capacidade de carga na ponta;

$N_l$  = valor médio dos N SPT medidos ao longo do fuste;

$N_p$  = valor médio dos N SPT medidos no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo.

$\beta$  e  $\alpha$  = parâmetros propostos por Teixeira (1996), expostos nas Tabelas 2.7 e 2.8.

**Tabela 2.7 - Parâmetro  $\alpha$  de Teixeira (1996)**

Tipo de solo ( $4 < N < 40$ )	$\alpha$ (KPa)			
	Pré-moldadas de concreto e metálicas	Tipo Franki	Escavadas a céu aberto	Estaca Raiz
Areia com pedregulho	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia Siltosa	360	300	240	220
Areia Argilosa	300	240	200	190
Silte Arenoso	260	210	160	160
Silte Argiloso	160	120	110	110
Argila Arenosa	210	160	130	140
Argila Siltosa	110	100	100	100

**Tabela 2.8 - Parâmetro  $\beta$  de Teixeira (1996)**

Tipo de Estaca	$\beta$ (KPa)
Pré-moldadas e metálicas	4
Tipo Franki	5
Escavadas a céu aberto	4
Estaca Raiz	6

A capacidade final de carga será o somatório das parcelas de ponta e lateral definidas nas Equações 2.16 e 2.17, multiplicadas pela área de ponta e área lateral, respectivamente, conforme a Equação 2.18:

$$Q_u = A_l q_l + A_p q_p \quad (2.18)$$



Sendo:

$A_l$  = Área lateral da estaca;

$A_p$  = Área da ponta da estaca;

Vale ressaltar que o próprio autor recomenda fatores de segurança global igual a 2 para estacas por ele estudadas, com exceção a estacas a céu aberto. Para estas, Teixeira recomenda coeficientes de segurança parciais, sendo FS = 4 para a ponta e FS = 1.5 para o atrito lateral.

## 2.11 CONTRIBUIÇÃO DE BERBÉRIAN

Berbérian, no livro Engenharia de Fundações, (2016) sugere que para o cálculo da capacidade de carga em estaca em geral se utilize a Equação 2.19:

$$R_{Ta} = \frac{K_{PDBméd} \times N_{Pméd} \times A_p}{FE_p} + \frac{K_{LDB} \times N_{72} \times A_l}{FE_L} \quad (2.19)$$

Sendo:

$K_{PDBméd}$  = Coeficiente de correlação médio para o cálculo da parcela de ponta;

$N_{Pméd}$  = Média do número de golpes para o cálculo da parcela de ponta;

$A_p$  = Área da ponta;

$K_{LDB}$  = Fator de correlação entre a resistência de ponta do ensaio de cone (Deep Sounding), com a resistência lateral e o tipo de solo, Bengeman (1965), dado na Tabela 2.9;

$N_{72}$  = Número de golpes necessários à cravação dos últimos 30 cm de um amostrador padrão SPT;

$FE_p, FE_L$  = Fatores de correção devido ao efeito de escala

$A_L$  = Área lateral da estaca em cada camada.

**Tabela 2.9 - Fatores FE<sub>p</sub> e FE<sub>L</sub>**

Tipo de estaca	Aoki Velloso		Monteiro		Laprovitera		Berberian	
	FE <sub>p</sub>	FE <sub>L</sub>	FE <sub>p</sub>	FE <sub>L</sub>	FE <sub>p</sub>	FE <sub>L</sub>	FE <sub>p</sub>	FE <sub>L</sub>
Hélice contínua, Ômega	2,0	2FE <sub>p</sub>	3,0	3,8	-	-	7,0	2,6
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	1+1,2D	2FE <sub>p</sub>	2,5	3,5	2,0	3,5	2,5	2,35
Franki de fuste apilado	2,5	5,0	2,3	3,0	2,5	3,0	2,4	4,0
Franki de fuste vibrado	-	-	2,3	3,2	-	-	2,4	4,2
Perfis metálicos cravados	1,75	3,5	1,75	3,5	1,7	3,0	2,0	3,2
Escavada mecanicamente sem lama Velloso (1978)	3,0	2FE <sub>p</sub>	-	-	-	-	4,0	4,6
Mega de concreto prensada	-	-	1,2	2,3	-	-	1+1,25D	1,75 + 2,19D
Escavada com lama bentonítica (Estação)	-	-	3,5	4,5	4,5	4,5	3,5	5,0
Escavada (Barrete)	3,0	6,0	-	-	-	-	4,5	5,0
Raiz	2,0	2FE <sub>p</sub>	2,2	2,4	-	-	2,8	2,4
Strauss	-	-	4,2	3,9	-	-	4,0	3,0
Solo.Cimento Plástico e Estaca Broca	-	-	-	-	-	-	3,0	5,0

**Tabela 2.10 - Parâmetros de Berbérian**

<b>AREIAS</b>	<b>*Clas Berb.</b>	<b>Clas Berb.</b>	<b>Clas USCS</b>	<b>KPDB t/m<sup>2</sup></b>	<b>KLDB t/m<sup>2</sup></b>
<i>Areia ( Sand )</i>	<b>S</b>	<b>1</b>	<b>S</b>	100,0	1,4
Areia Mto Pouco Siltosa	S3M	2	SM	80,0	1,28
Areia Pouco Siltosa	S4M	3	SM	84,0	1,50
Areia Siltosa	S5M	4	SM	80,0	1,60
Areia Muito Siltosa	S6M	5	SM	75,0	1,64
Areia Silto Argilosa	SMC	6	SMC	70,0	1,68
Areia Mto Pouco Argilosa	S3C	7	SC	60,0	1,68
Areia Pouco Argilosa	S4C	8	SC	58,0	1,62
Areia Argilosa	S5C	9	SC	60,0	1,80
Areia Muito Argilosa	S6C	10	SC	50,0	1,50
Areia Argilo Siltosa	SCM	11	SCM	50,0	1,40
<b>SILTES</b>	<b>*Clas Berb.</b>	<b>Clas Berb.</b>	<b>Clas USCS</b>	<b>kPDB t/m<sup>2</sup></b>	<b>KLDB t/m<sup>2</sup></b>
<i>Silte ( Mó )</i>	<b>M</b>	<b>12</b>	<b>M</b>	40,0	1,20
Silte Muito Pouco Arenoso	M3S	13	MS	45,0	1,26
Silte Pouco Arenoso	M4S	14	MS	50,0	1,24
Silte Arenoso	M5S	15	MS	55,0	1,20
Silte Muito Arenoso	M6S	16	MS	60,0	1,20
Silte Areno Argiloso	MSC	17	MC	45,0	1,26
Silte Muito Pouco Argiloso	M3C	18	MC	38,0	1,14
Silte Pouco Argiloso	M4C	19	MC	30,0	0,96
Silte Argiloso	M5C	20	MC	23,0	0,78
Silte Muito Argiloso	M6C	21	MC	20,0	0,72
Silte Argilo Arenoso	M5C5S	22	MCS	23,0	0,74
<b>ARGILAS</b>	<b>* Clas Berb.</b>	<b>Clas Berb.</b>	<b>Clas USCS</b>	<b>kPDB t/m<sup>2</sup></b>	<b>KLDB t/m<sup>2</sup></b>
<i>Argila ( Clay )</i>	<b>C</b>	<b>23</b>	<b>C</b>	40	1,20
Argila Mto Pouco Arenosa	C3S	24	CS	50	1,20
Argila Pouco Arenosa	C4S	25	CS	60	1,08
Argila Arenosa	C5S	26	CS	70	0,84
Argila Muito Arenosa	C6S	27	CS	80	0,56
Argila Areno Siltosa	C5S5M	28	CSM	60	0,84
Argila Mto Pouco Siltosa	C3M	29	CM	40	1,04
Argila Pouco Siltosa	C4M	30	CM	42	0,96
Argila Siltosa	C5M	31	CM	44	0,88
Argila Muito Siltosa	C6M	32	CM	46	0,78
Argila Silto Arenosa	CMS	33	CMS	66	0,98
Turfa	Pt	34	Pt	0	0

### 2.11.1 Classificação Berbérian de solos

Para maior compreensão do método listado no item 3.10, vale ressaltar que Berbérian propõe uma nova abordagem para a nomenclatura dos diversos tipos de solos, buscando uma maior precisão ao nomeá-los. Conforme a Tabela 2.11, Berbérian sugere que a primeira letra da nomenclatura seja relacionada ao tipo predominante de solo, seguida de um número que representa a escala do segundo tipo de solo, vindo logo após.

Tabela 2.11 - Classificação Berbérian

Nomeclatura		Legenda da Escala	
Areia (Sand)	S	3	Muito pouco
Silte (Mó)	M	4	Pouco
Argila (Cray)	C	5	Normal
		6	Muito

Como exemplo da utilização da classificação acima, pode ser utilizada uma Argila muito Siltosa, que de acordo com a classificação Berbérian, pode ser abreviada e nomeada como C6M.

### 2.12 MÉTODO KURT AMANN (2010)

O método proposto por Amann (2010) consiste em uma proposição da unificação de diversos métodos semi-empíricos. O próprio autor nomeia o método como metodologia semi-empírica unificada (MSU). Amann (2000), analisou as expressões de outros métodos semi-empíricos, e concluiu que as tensões  $q_l$  e  $q_p$  podem ser generalizadas, sob a seguinte forma simplificada, expressa na equação 2.20:

$$q = K_g \cdot N \quad (2.20)$$

Define-se aqui então o coeficiente característico de resistência generalizado,  $K_g$ , que multiplica o número de golpes N SPT. A partir disto, Amann (2000) propõe a divisão da resistência em duas parcelas, relativas à resistência lateral e à resistência de ponta, como sendo  $K_{Lg}$  e  $K_{Pg}$ , respectivamente.

Amann (2010) propõe então que os coeficientes  $K_{Lg}$  e  $K_{pg}$  sejam expressos como o resultado da multiplicação de coeficientes de influências parciais, (obtidos a partir do estudo e compilação de diversos métodos semi-empíricos), como exposto nas equações 2.21 e 2.22:

$$K_{Lg} = (k_{tsL} \cdot k_{te} \cdot k_{teL} \cdot k_{tD})_{(i)} \quad (2.21)$$

$$K_{pg} = k_{tsP} \cdot k_{te} \cdot k_{teP} \cdot k_{tD} \quad (2.22)$$

Sendo:

$k_{ts}$  = coeficiente parcial de influência do tipo de solo (Tabela 2.12)

$k_{tE}$  = coeficiente parcial de influência do tipo de estaca (Tabela 2.13);

$k_{tD}$  = coeficiente parcial de influência das dimensões da estaca (Equação x);

$k_{te}$  = coeficiente parcial de influência do tipo de sondagem;

**Tabela 2.12 - Coeficiente parcial de influência do tipo de solo (Amann, 2010)**

Solos	Kts (%)	
	Média	Desvio Padrão
Areia	1.9	0.47
Areia siltosa	2.44	0.54
Areia silto-argilosa	2.62	0.43
Areia argilosa	3.12	0.52
Areia argilo-siltosa	3.06	0.68
Silte	3.12	0.33
Silte arenoso	2.87	0.73
Silte areno-argiloso	3.13	0.27
Silte argiloso	3.47	0.08
Silte argilo -arenoso	3.04	0.16
Argila	5.41	0.63
Argila arenosa	3.27	0.53
Argila areno-siltosa	3.54	0.76
Argila siltosa	4.29	0.95
Argila- silto arenosa	3.92	1.02

Nota-se que o coeficiente  $k_{ts}$  consiste em uma média dos coeficientes presentes em diversos métodos semi-empíricos. O mesmo é válido para os coeficientes  $k_{tE}$  e  $k_{te}$ , expostos nas Tabelas 2.13 e 2.14.

**Tabela 2.13 – Coeficiente parcial da influência do tipo de estaca (Amann, 2010)**

Estaca	$k_{tEL}$ relativo ao fuste da estaca cravada		$k_{tEP}$ relativo à ponta da estaca cravada	
	média	desvio padrão	média	desvio padrão
Franki	0.31	0.25	0.46	0.2
Metálica	0.29	0.02	0.61	0.25
Prémoldada cravada	0.29	0	0.57	0
Strauss	0.2	0.18	0.37	0.13
Raiz	0.44	0.11	0.47	0.22
Hélice Contínua	0.26	0.12	0.32	0.28
Esc. Gde Diâm.	0.21	0.19	0.35	0.16
Ômega	0.27	0.15	0.47	0.27

**Tabela 2.14 – Coeficiente parcial de influência do tipo de sondagem (Amann, 2010)**

Solos	$k_{te}$ (kN/m <sup>2</sup> )	
	Média	Desvio Padrão
Areia	777	189
Areia siltosa	670	131
Areia silto-argilosa	620	83
Areia argilosa	557	29
Areia argilo-siltosa	533	51
Silte	453	40
Silte arenoso	510	29
Silte areno-argiloso	427	59
Silte argiloso	283	39
Silte argilo -arenoso	343	70
Argila	233	25
Argila arenosa	423	92
Argila areno-siltosa	300	0
Argila siltosa	243	17
Argila- silto arenosa	320	29

O coeficiente  $K_{tD}$  deve ser calculado conforme a Equação 2.23:

$$k_{tD} = 1 + \left(\frac{a_d}{100}\right) \cdot \left(b_d - \frac{D}{d_c}\right) \quad (2.23)$$

Sendo:

$a_d$  = constante que depende do tipo de estaca;

$b_d$  = constante que depende do tipo de estaca;

D = diâmetro da estaca em cm;

D = diâmetro da ponteira do cone igual a 3.568 cm

Amann (2010) sugere que as constantes  $a_d$ ,  $b_d$  sejam consideradas como 1, conforme recomendação internacional e devido a falta de subsídios para a correção destes valores.

### 2.13 ENSAIOS DE PROVAS DE CARGA

Segundo Silva (2011), a utilização de provas de carga vem crescendo nos últimos anos, principalmente após a NBR 6122 (ABNT, 2010). Os ensaios podem ser estáticos ou dinâmicos, de acordo com a preferência do projetista e às necessidades do projeto. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2008), existe a preferência de alguns projetistas e executores na utilização das provas de carga dinâmicas por serem mais rápidas e mais baratas do que as provas de carga estáticas. Já as provas de carga estáticas permitem a análise direta dos resultados. Ainda segundo os autores, é importante analisar às condições do solo e do tipo de fundação para a determinação do tipo de prova de carga a ser utilizada. De acordo com Silva (2011), ensaios dinâmicos não se aplicam adequadamente na argila porosa de Brasília, devido a facilidade de ruptura deste perfil de solo.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) as provas de carga ensaiadas podem não apresentar ruptura nítida, em duas circunstâncias:

- Quando a capacidade de carga da estaca ou tubulão é superior à carga que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação de reação);
- Quando a estaca ou tubulão é carregado até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida.

Nestas duas circunstâncias, pode-se extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura. A norma define que as formas de extrapolação devem obedecer a critérios baseados na engenharia geotécnica, em cima de pontos da curva carga-recalque ensaiada.

#### **2.14 EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA x RECALQUE UTILIZANDO O MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)**

Em casos aonde a prova de carga não é levada a ruptura, pode-se extrair maiores informações sobre esta utilizando o método de extrapolação proposto por Van Der Veen (1953). Cabe destacar que para a aplicação desse método faz-se necessário que a interação solo-estrutura não seja perfeitamente elástico, ou seja, a curva carga x recalque deve ter perdido a linearidade característica do regime elástico. Este método baseia-se na hipótese de que a curva carga x recalque de uma estaca segue comportamento exponencial, definida pela Equação 2.24:

$$P = Pr(1 - e^{-ar}) \quad (2.24)$$

Sendo:

- P a carga medida no ensaio de prova de carga
- “r” o deslocamento no topo da estaca medido após a aplicação da carga P
- Pr a carga última da estaca
- $a$  = coeficiente que define a forma da curva Carga *versus* Recalque

Utilizando pontos conhecidos medidos no ensaio de prova de carga, pode-se estimar valores para Pr e plotar em gráfico os valores de recalque e o resultado de  $\ln(1-P/Pr)$ . Busca-se então valores para a carga última que melhor reproduzam uma reta.



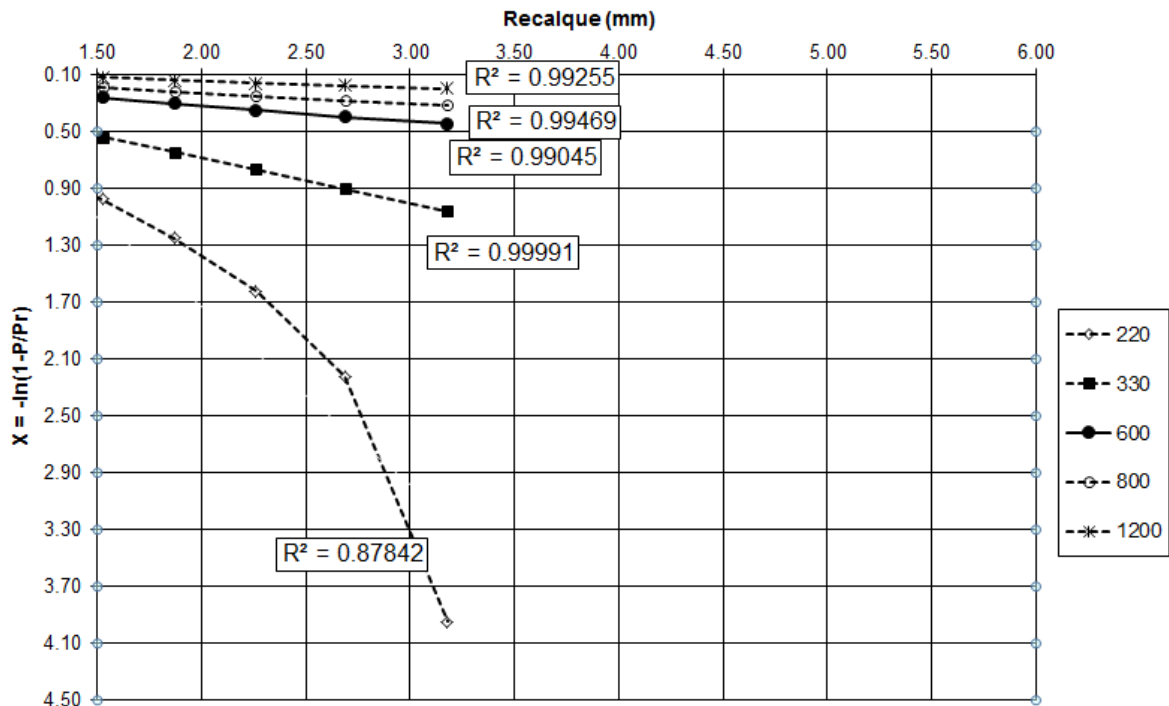


Figura 2.5 – Exemplo de aplicação do Método Van der Veen(1953)

Para melhor exemplificar a metodologia utilizada, será utilizado um exemplo prático com os dados obtidos para este projeto. Neste caso específico, a carga última de ruptura estimada pelo método de Van der Veen é de 330 kN. Tentativas com valores de carga última muito acima ou muito abaixo do esperado distanciam-se da forma de uma reta, conforme o valor de 220 kN, como a apresentado na Figura 2.5. Valores mais próximos da carga real de ruptura apresentam a forma aproximada de uma reta, conforme o valor de 330 kN. Busca-se por tentativa e erro, encontrar o valor mais próximo de 1 para  $R^2$ , que representaria a reta perfeitamente ajustada.

### 2.14.1 Considerações acerca dos métodos de extrapolação da curva carga-recalque

Conforme constatado por Melo (2009), apesar dos métodos de extrapolação da curva carga-recalque serem consagrados, estes apresentam grande discrepância entre si, principalmente quando os recalques gerados pela carga aplicada são muito pequenos.

Magalhães (2005) constata que os resultados obtidos a partir de provas de carga podem ser divididos em três grupos, sendo eles:

- Prova de carga interrompida no trecho elástico: Para estas, a previsão da carga de ruptura é muito difícil de ser determinada;
- Provas de carga interrompidas após o início da plastificação do sistema: Para estas o resultado da carga última pode ser previsto através de métodos de extrapolação;
- Provas de carga com grandes deformações para pequenos acréscimos de carga: Para estes casos, a extrapolação não é necessária, uma vez que a ruptura está aparente, e cabe ao projetista a correta interpretação desta.

## **2.15 CRITÉRIO DE RUPTURA CONVENCIONAL (10% D)**

De acordo com Silva (2011), uma forma simplista de definir a capacidade de carga de uma estaca é a adoção do valor de carga aplicado correspondente a um recalque equivalente à 10% do valor do diâmetro da estaca. Esta forma de ruptura é conhecida como ruptura convencional.

## **2.16 CRITÉRIO DE RUPTURA NBR 6122 (ABNT, 2010)**

A norma NBR 6122 (ABNT, 2010) sugere que a carga de ruptura seja convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga-recalque, ao recalque obtido pela expressão:

$$\Delta r = \left( \frac{PxL}{Ax E} \right) + \frac{D}{30} \quad (2.25)$$

Sendo:

$\Delta r$  = recalque da ruptura convencional

P = carga de ruptura convencional

L = comprimento da estaca

A = área da seção transversal da estaca

E = módulo de elasticidade do material da estaca

D = diâmetro do círculo de área equivalente à área transversal da estaca

## **2.17 INTERPRETAÇÃO DOS TRECHOS ELÁSTICOS E PLÁSTICOS A PARTIR DA CURVA CARGA-RECALQUE**

Camapum de Carvalho *et al.* (2012) sugeriram metodologias para a interpretação do comportamento da estaca utilizando a curva carga-recalque. A primeira metodologia consiste em plotar o gráfico dos recalques em função das cargas aplicadas, e a segunda, a raiz quadrada do recalque em função da raiz quadrada da carga aplicada. Nestas metodologias, o primeiro ponto de inflexão do gráfico representa o início da plastificação do atrito lateral, e o segundo ponto de inflexão o início da plastificação global da estaca, aonde a base e o fuste da estaca trabalham em conjunto. Com base nesta metodologia, é possível localizar o trecho elástico do atrito lateral. Pode-se inferir que cargas aplicadas com valores inferiores ao valor relativo ao primeiro ponto de inflexão no gráfico, atuam apenas na fase elástica da mobilização do atrito lateral da estaca.

Como citado no item 3.11.1 desta monografia, estacas que não chegaram a valores de cargas mínimas para alcançar fase plástica do atrito lateral possuem pouca validade para este estudo, pois os resultados de capacidade de carga final obtida por métodos de extrapolação da curva carga-recalque nestes casos são de baixa precisão. Com o auxílio dos métodos propostos por Camapum de Carvalho *et al.* (2012) é possível identificar este trecho, e assim retirar das análises as provas de carga que não romperam e também não alcançaram a fase de plastificação lateral.

## **3 METODOLOGIA**

Neste trabalho, foram estudados resultados de provas de carga fornecidos pelas empresas EMBRE e SCCAP, ensaiados nos solos do Distrito Federal. Os valores de ruptura das provas de carga serão comparados com valores de capacidade de carga calculados por métodos semi-empíricos, para a análise de confiabilidade destes métodos quando aplicados neste tipo de solo. Os valores de ruptura das provas de carga foram obtidos utilizando os critérios propostos pela norma NBR 6122 (ABNT, 2010), pelo critério de ruptura convencional (10% d). O método proposto por Camapum de Carvalho *et al.* (2012) foi utilizado para a determinação dos trechos elásticos e plásticos da curva carga-recalque, e consequentemente, a determinação das parcelas relativas à mobilização do atrito lateral na

prova de carga, Foi realizado também um estudo da influência da umidade no solo obtida através de dados pluviométricos para a tentativa de correlação com as variações entre as capacidades de carga finais calculadas pelos métodos semi-empíricos.

### **3.1 DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DAS PROVAS DE CARGA**

Os dados dos ensaios de provas de carga estáticas foram fornecidos pelas empresas EMBRE e SCAPP. Estão disponíveis no anexo deste trabalho. Foram estudados dados ensaiados para três obras, em localizações diferentes no Distrito Federal. As provas de carga foram divididas e nomeadas em estudo 01, estudo 02, e estudo 03.

As curvas carga-recalque das estacas estudadas apresentaram resultados que podem ser agrupados em dois grupos:

- Curvas carga recalque que apresentaram ruptura nítida ou física;
- Curvas carga recalque que não apresentaram ruptura aparente;

Para o caso dos ensaios que apresentaram ruptura aparente, foi determinada a carga última a partir da metodologia sugerida pela NBR 6122 (ABNT, 2010), e pelo critério de ruptura convencional, conforme as equações apresentada nos itens 2.15 e 2.16 deste trabalho.

Para o caso dos ensaios que não apresentaram ruptura aparente, a utilização do método de Van der Veen foi necessária para a extrapolação da curva carga-recalque e obtenção de uma estimativa de carga de ruptura. Após a extrapolação, o critério de ruptura sugerido pela NBR 6122 (ABNT, 2010) foi utilizado, para padronização dos resultados. Cabe ressaltar aqui, que o método de Van der Veen em si já retorna valores de carga de ruptura estimada para as estacas. Porém, como este projeto consiste na comparação de diferentes provas de carga, é necessária uma metodologia global para a interpretação das cargas de ruptura. Sendo assim, os valores de ruptura estimados pela equação sugerida pela NBR 6122 (ABNT,2010) serão utilizados após a extrapolação da curva carga-recalque, para a padronização da metodologia utilizada para estimar as cargas de ruptura das estacas ensaiadas.

### **3.2 SEPARAÇÃO DAS PARCELAS LATERAIS E DE PONTA NAS CURVAS CARGA-RECALQUE**

Foi utilizada a metodologia proposta por Camapum *et al* (2010, 2012) para a determinação das contribuições do atrito lateral e da ponta na resistência global da estaca. Como os métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas calculam valores separados para o atrito lateral e para a ponta, é importante a divisão destas resistências também nos resultados de ensaio de prova de carga, para a possibilidade de comparação e validação dos resultados obtidos com a utilização dos métodos semi-empíricos.

### **3.3 CÁLCULO DO ÍNDICE DE UMIDADE**

O cálculo do índice de umidade foi feito para o período de 15 dias antes da realização das provas de carga e 15 dias antes da data de realização dos ensaios SPT. Os valores dos índices de umidade dos pares SPT e prova de carga foram comparados utilizando a medida da diferença absoluta entre eles. Para o cálculo do índice de umidade foram utilizados dados do balanço hídrico sequencial, obtidos no site do Instituto de Meteorologia, disponíveis no endereço: <http://sisdagro.inmet.gov.br:8080/sisdagro/app/monitoramento/bhs>.

Os dados são pertencentes a estação Brasília (A), marcada em vermelho no mapa, conforme a Figura 3.1:

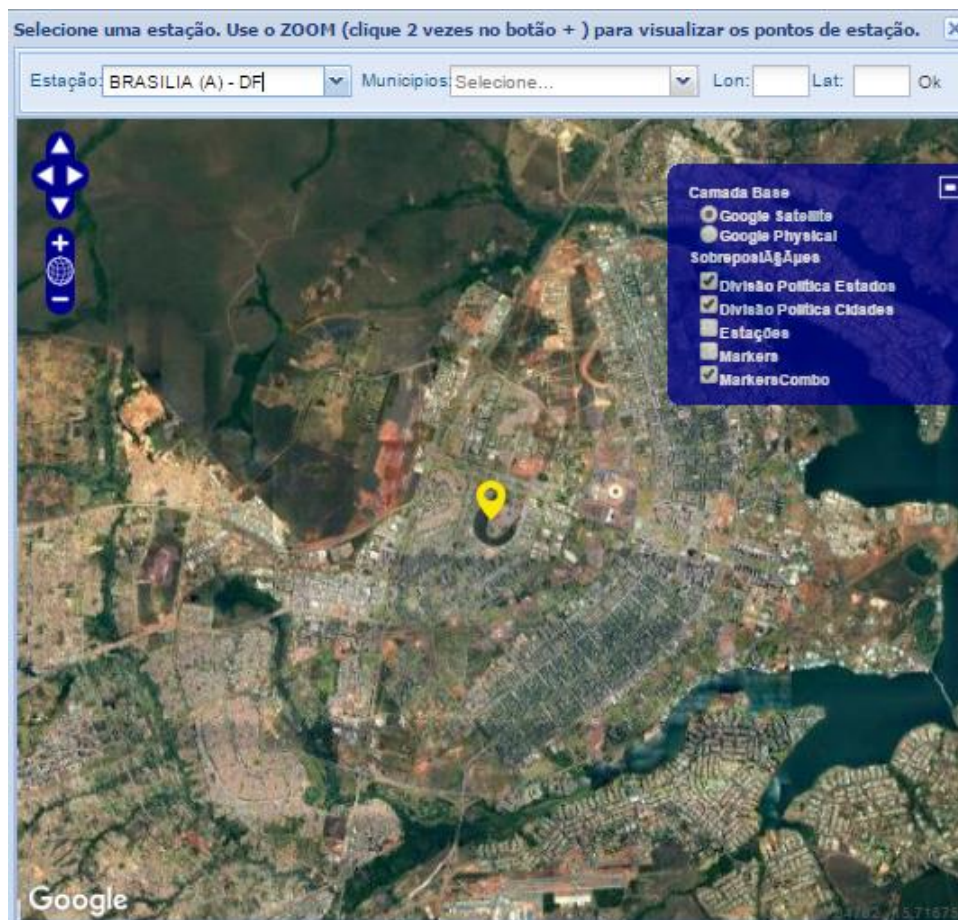


Figura 3.1 - Localização da Estação utilizada para obtenção dos dados do Balanço Hídrico

Para o cálculo do índice de umidade foi considerado o somatório das variáveis da Equação 2.3 (Revisão bibliográfica) durante o período dos 15 dias anteriores ao ensaio de prova de carga.

### 3.4 CÁLCULO DAS CAPACIDADES DE CARGA DAS ESTACAS UTILIZANDO MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Para a estimativa da capacidade de carga das estacas, foram utilizadas as sondagens SPT existentes mais próximas aos locais das provas de carga. Os valores de diâmetro das estacas e seu comprimento foram sempre consideradas iguais aos das estacas ensaiadas próximas aos furos de SPT, para a possibilidade de comparação entre os valores de ruptura da prova de carga com as estimativas de ruptura calculadas pelos métodos semi-empíricos. Os métodos foram todos programados em Excel de acordo com as tabelas e equações expostas na

revisão bibliográfica desta monografia e foram comparados com o software listado no item 4.5 para a validação do mesmo.

### **3.4.1 FATOR DE SEGURANÇA (FS) UTILIZADO NOS CÁLCULOS**

Os fatores de segurança foram considerados como 1, pois este trabalho busca analisar o comportamento dos solos e a capacidade última de resistência, e não projetar fundações com base em cargas admissíveis a partir de fatores de segurança. Vale ressaltar aqui, que a norma NBR 6122 (2010) limita a carga máxima de ponta para estacas escavadas como sendo 20% da carga total admissível. A norma NBR 6122 (ABNT 2010) também sugere que para o cálculo das capacidades de carga admissíveis seja utilizado um fator de segurança mínimo igual a 2. Tendo em vista que este trabalho de monografia visa estudar o comportamento dos solos e a capacidade de carga última em estacas, os limites impostos pela norma não se aplicam aqui. Cabe ao projetista de fundações à utilização ou não dos fatores de segurança recomendados pela NBR 6122 (ABNT 2010) e pelos métodos semi-empíricos.

### **3.5 SOFTWARE UTILIZADO PARA CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA A PARTIR DE METODOLOGIAS SEMI-EMPÍRICAS**

Neste trabalho, para o cálculo das capacidades de carga, foi utilizado o software FDEF (Ferramenta de Dimensionamento Empírico de Fundações) desenvolvido pelo engenheiro Bernardo Cascão Pires e Albuquerque, programado na ferramenta Wolfram Mathematica 10.2. Para a validação do software, foram realizadas verificações de todos os métodos semi-empíricos, comparando resultados calculados pelo autor deste trabalho com os resultados calculados pelo software. Os fatores de segurança foram programados como 1 apenas para a utilização do software neste trabalho, conforme justificado no item 3.4.1. Todas as comparações resultaram em valores iguais para as capacidades de carga, considerando até a quarta casa decimal, indicando compatibilidade com as referências bibliográficas dos métodos expostos neste trabalho.

### 3.6 COMPARAÇÃO ENTRE CAPACIDADES DE CARGA

Após calculadas as capacidades de carga a partir dos métodos semi empíricos e provas de carga, foi feita uma relação entre os resultados, conforme a Equação 3.1:

$$Relação = \frac{SE}{PC} \quad (3.1)$$

Sendo:

$SE$  = capacidade de carga obtida a partir dos métodos semi-empíricos

$PC$  = capacidade de carga obtida a partir dos ensaios de prova de carga

Foi calculado também o desvio padrão dessa relação, utilizando a metodologia  $n-1$ , conforme a Equação 3.2:

$$Desvio\ Padrão = \sqrt{\frac{\sum(x-x_{méd})^2}{n-1}} \quad (3.2)$$

Sendo

$n$  = tamanho da amostra

$x$  = valor da amostra

$x_{méd}$  = média da amostra

## 4 ANÁLISE DE RESULTADOS

A análise dos resultados será dividida em estudo 01, estudo 02 e estudo 03, conforme os dados obtidos. Para melhor apresentação dos dados, os métodos semi-empíricos serão representados como siglas, sendo: PC para provas de carga, AV para Aoki-Velloso, DQ para Decourt-Quaresma, KA para Kurt Amann, DB para Berberian e TX para Teixeira. Será calculada a variação entre a capacidade de carga final obtida pelos métodos e a capacidade de carga obtida pelos ensaios de prova de carga. Será feita uma média e o desvio padrão das variações para melhor análise dos resultados.



#### 4.1 ESTUDO 01 – RIACHO FUNDO 1

O primeiro estudo consiste na análise de 5 provas de cargas estáticas de diâmetro e comprimento apresentados na Tabela 4.1, realizadas em uma argila arenosa e argila siltosa, conforme o perfil representativo exposto na Figura 4.1.

**Tabela 4.1 - Provas de carga do estudo 1**

Data	Ensaio	NBR 6122 (kN)	Ruptura Convencional (kN)	Parcela Lateral - Camapum de Carvalho	Parcela Ponta - Camapum de Carvalho	L(m)	D(m)
24/10/2012	PC1	205	220	230	0	8	0.4
25/10/2012	PC2	175	185	185	0	10	0.3
26/10/2012	PC3	240	250	255	0	10	0.3
09/11/2012	PC4	265	275	280	0	10	0.3
10/11/2012	PC5	250	275	260	0	10	0.3

Todas as provas de carga neste estudo foram levadas a ruptura, o que dispensa a análise de extrapolação da curva carga-recalque. Para a determinação da ruptura, foram utilizados os critérios propostos pela NBR 6122 (ABNT, 2010) e o critério de ruptura convencional, correspondente a 10% do diâmetro da estaca. Foi utilizada a metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.*(2012) para a determinação da parcela lateral e da parcela de ponta nas provas de carga.

Nota-se que de os valores de ruptura propostos pela NBR 6122 (ABNT, 2010) resultaram em valores mais conservadores de ruptura do que a ruptura convencional (10%D). Já para a metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2012) os valores de resistência da ponta foram considerados como zero, pois os pontos da curva (em anexo) logo após o segundo ponto de inflexão apresentaram recalque brusco, podendo estes, serem interpretados como a ruptura da prova de carga. Os resultados dos cálculos de capacidade de carga a partir dos métodos semi-empíricos estão expostos no item 4.1.1.

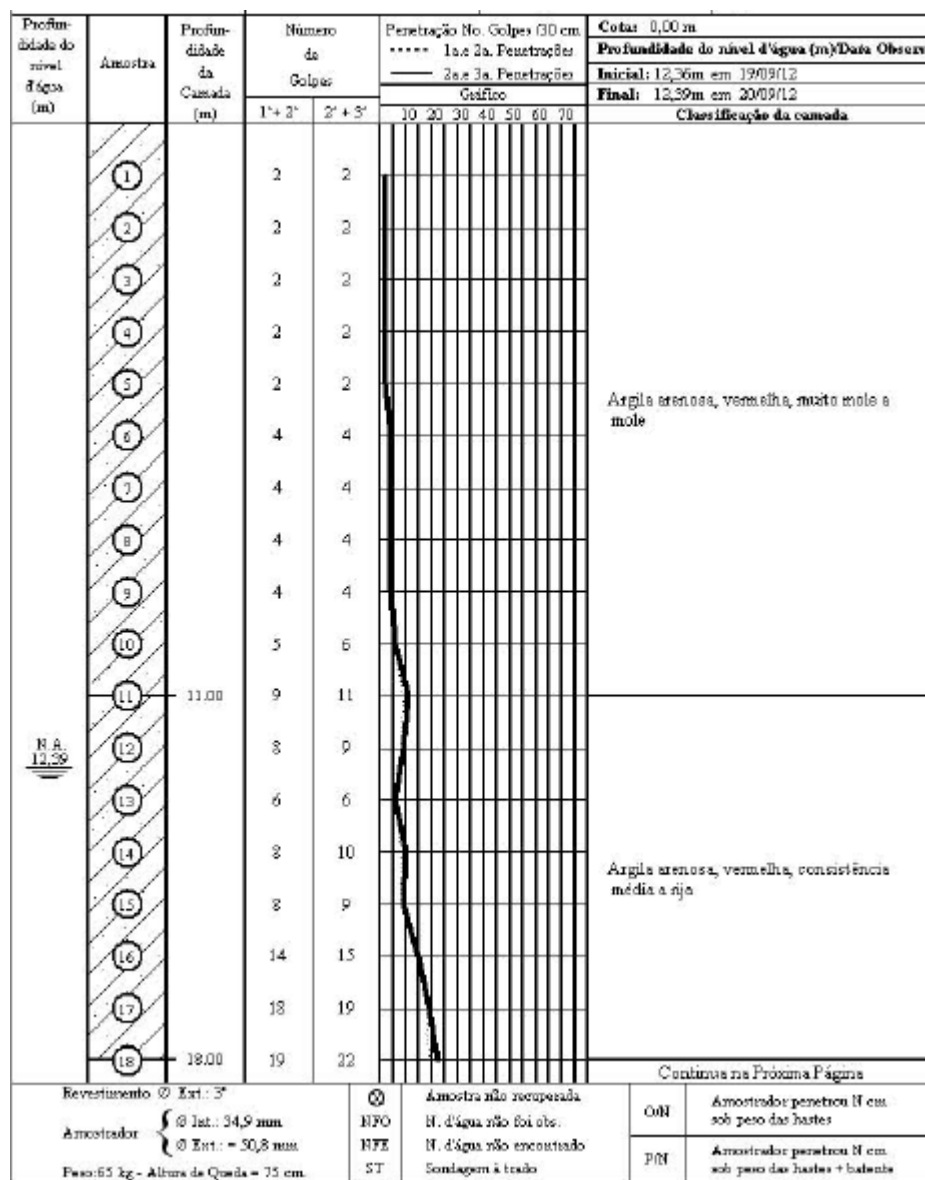


Figura 4.1 - Perfil representativo do estudo 1

#### 4.1.1 Comparação dos resultados de capacidade de carga (estudo 1)

Aqui serão comparados os dados de capacidade de carga dos ensaios de PC com os resultados obtidos a partir da utilização de métodos semi-empíricos. Os valores de capacidade lateral dos métodos semi-empíricos serão comparados com os valores de atrito lateral das provas de carga, utilizando a metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2012) para a separação do atrito lateral. Os valores globais de resistência obtidos a partir dos métodos semi-empíricos serão comparados com a carga de ruptura da prova de carga

utilizando o critério de ruptura proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010). Será apresentada a relação entre os resultados finais, a média e o desvio padrão das relações.

Para o estudo 1, a ruptura estimada pelo método Decóurt-Quaresma apresentou valores muito próximos aos valores de ruptura da prova de carga, conforme a Tabela 4.2. Os valores calculados de atrito lateral apresentaram boa aproximação e baixo desvio padrão quando comparados com os valores obtidos nos ensaios de prova de carga. A relação entre os valores de ruptura globais DQ e provas de carga variou entre 0,83 e 1. A média das relações obtida foi 0,90. O desvio padrão das relações foi de 0,07.

**Tabela 4.2 - Método Decóurt – Quaresma aplicado no estudo 1**

Ensaio	NBR 6122 (kN)	Parcela Lateral - Camapum de Carvalho	DQ Ponta (kN)	DQ Lateral (kN)	DQ Ponta + Lateral (kN)	Relação Capacidade Lateral DQ e PC	Relação Capacidade de Carga Global DQ e PC (NBR 6122)
PC1	205	230	51.29	154.15	205.44	0.67	1.00
PC2	175	185	31.3	130.7	162.00	0.71	0.93
PC3	240	255	38.40	170.90	209.30	0.67	0.87
PC4	265	280	48.0	178.4	226.44	0.64	0.85
PC5	250	260	50.50	155.82	206.32	0.60	0.83
					Média	0.66	0.90
					Desvio Padrão	0.04	0.07

Para o estudo 1, o método de Aoki-Velloso se mostrou conservador. Foram calculados valores da carga última menores do que a metade dos valores obtidos em ensaios de prova de carga. As estimativas de capacidade de carga laterais, apesar de extremamente conservadoras, apresentaram resultados pouco variados, com um baixo desvio padrão. As relações entre as capacidades de carga globais entre provas de carga e as calculadas pelo método de Aoki-Velloso estiveram entre 0,27 e 0,50, resultando em uma média de 0,42. O desvio padrão das relações é de 0,09.

**Tabela 4.3 - Método Aoki - Velloso aplicado no estudo 1**

Ensaio	NBR 6122 (kN)	Parcela Lateral - Camapum de Carvalho	AV Ponta (kN)	AV Lateral (kN)	AV Ponta + Lateral (kN)	Relação Capacidade Lateral AV e PC	Relação Capacidade de Carga AV e PC (NBR 6122)
PC1	205	230	58.64	38.70	97.35	0.17	0.47
PC2	175	185	57.7	29.0	86.76	0.16	0.50
PC3	240	255	49.48	50.14	99.62	0.20	0.42
PC4	265	280	16.5	54.1	70.59	0.19	0.27
PC5	250	260	74.22	42.22	116.44	0.16	0.47
					Média	0.18	0.42
					Desvio Padrão	0.02	0.09

Para o estudo 1, o método de Berberian foi o que apresentou os resultados mais conservadores, porém, com menor desvio padrão, o que indica boa coerência dos resultados. Os valores calculados para o atrito lateral resultaram em capacidades de carga da ordem de 0.15 vezes os valores obtidos nos ensaios de prova de carga. A variação entre a ruptura das provas de carga e os valores de capacidade de carga globais obtidos utilizando o método de Berberian esteve entre 0,26 e 0,39. A média das variações foi de 0,34. O desvio padrão das relações foi de 0,05, o que indica bastante coerência entre os resultados devido a pouca variação na média.

**Tabela 4.4 - Método Berberian aplicado ao estudo 1**

Ensaio	NBR 6122 (kN)	Parcela Lateral - Camapum de Carvalho	DB Ponta (kN)	DB Lateral (kN)	DB Ponta + Lateral (kN)	Relação Capacidade Lateral DB e PC	Relação Capacidade de Carga DB e PC (NBR 6122)
PC1	205	230	43.90	35.10	79.00	0.15	0.39
PC2	175	185	37.1	29.8	66.90	0.16	0.38
PC3	240	255	37.10	39.00	76.10	0.15	0.32
PC4	265	280	28.8	40.7	69.50	0.15	0.26
PC5	250	260	47.42	35.57	82.99	0.14	0.33
					Média	0.15	0.34
					Desvio Padrão	0.01	0.05

Para o estudo 1, a relação entre a ruptura das provas de carga e os valores de capacidade de carga obtidos utilizando o método de Kurt Amann apresentaram resultados conservadores, porém com baixo desvio padrão.

**Tabela 4.5 - Método Kurt Amann aplicado ao estudo 1**

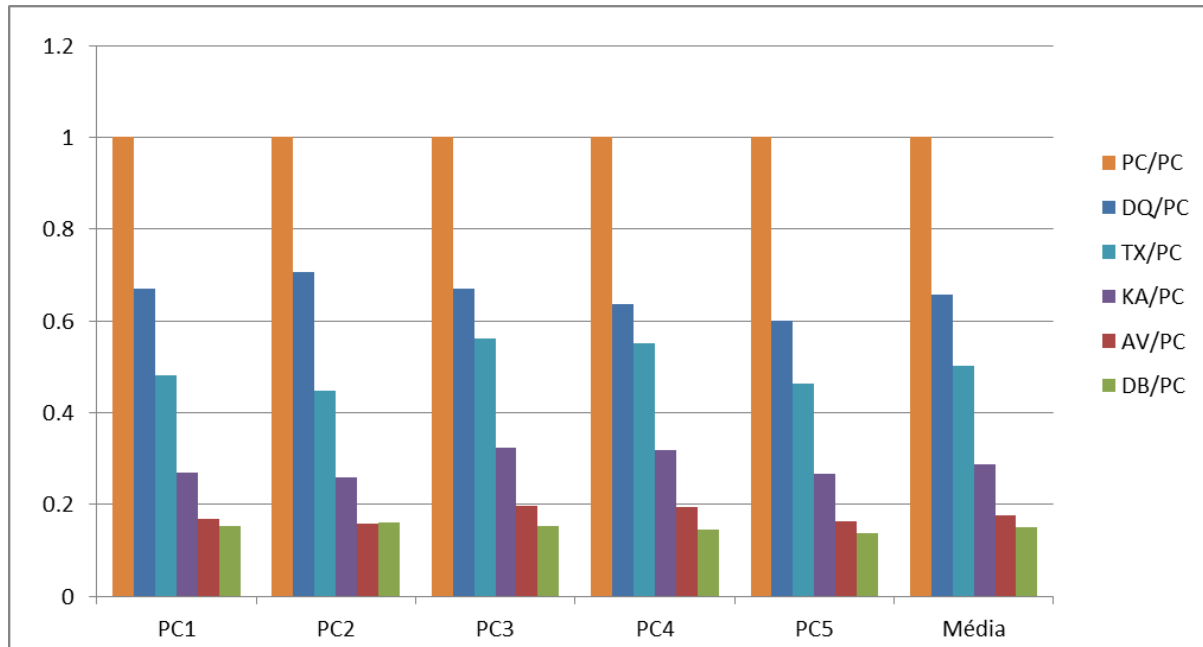
Ensaio	NBR 6122 (kN)	Parcela Lateral - Camapum de Carvalho	KA Ponta (kN)	KA Lateral (kN)	KA Ponta + Lateral (kN)	Relação Capacidade Lateral KA e PC	Relação Capacidade de Carga KA e PC (NBR 6122)
PC1	205	230	61.80	61.80	123.61	0.27	0.60
PC2	175	185	58.1	47.8	105.94	0.26	0.61
PC3	240	255	49.83	82.56	132.40	0.32	0.55
PC4	265	280	16.6	89.1	105.69	0.32	0.40
PC5	250	260	74.75	69.53	144.28	0.27	0.58
					Média	0.29	0.55
					Desvio Padrão	0.03	0.09

Para o estudo 1, o método de Teixeira apresentou resultados próximos aos resultados obtidos pelas provas de carga, menos conservadores do que os demais métodos, com exceção do método de Decourt Quaresma. As relações das capacidades laterais foram padronizadas. A relação mínima global foi de 0,65 e a máxima de 0,86. A relação média foi de 0,8, e o desvio padrão calculado foi de 0,08.

**Tabela 4.6 - Método de Teixeira aplicado ao estudo 1**

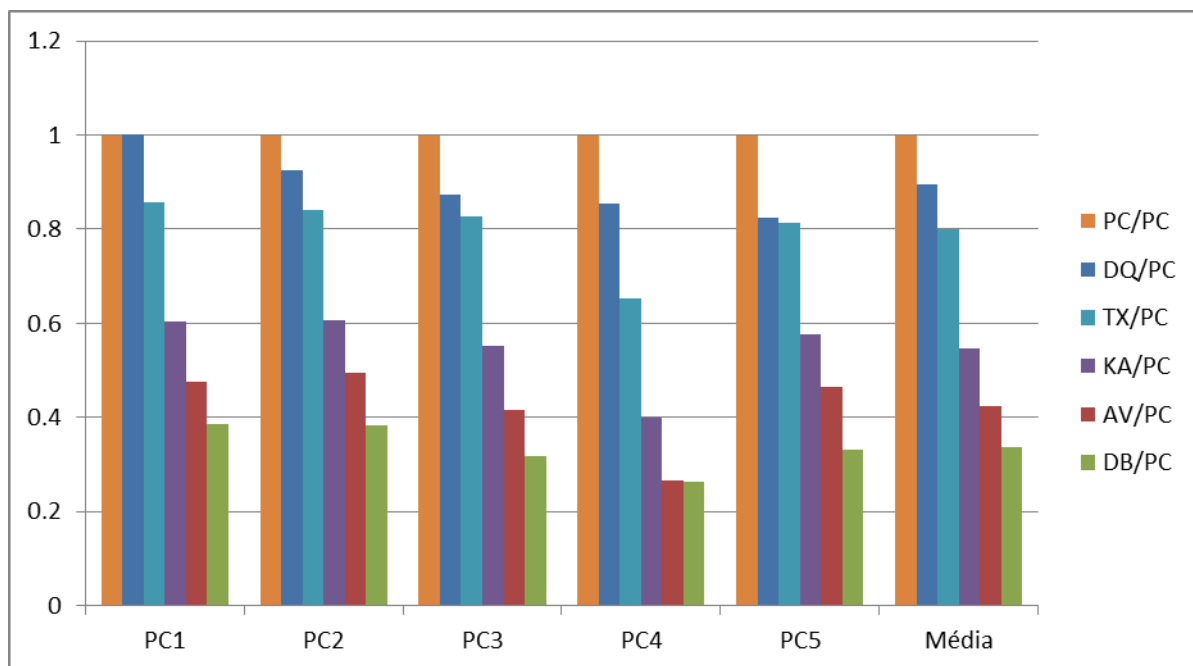
Ensaio	NBR 6122 (kN)	Parcela Lateral - Camapum de Carvalho	TX Ponta (kN)	TX Lateral (kN)	TX Ponta + Lateral (kN)	Relação Capacidade Lateral TX e PC	Relação Capacidade de Carga TX e PC (NBR 6122)
PC1	205	230	65.35	110.58	175.93	0.48	0.86
PC2	175	185	64.3	82.9	147.26	0.45	0.84
PC3	240	255	55.13	143.26	198.39	0.56	0.83
PC4	265	280	18.4	154.6	172.94	0.55	0.65
PC5	250	260	82.70	120.64	203.34	0.46	0.81
					Média	0.50	0.80
					Desvio Padrão	0.05	0.08

Os valores das relações entre as capacidades de carga laterais estão expostas na Figura 4.2:



**Figura 4.2 - Relação entre as capacidades de carga laterais SE e PC**

Os valores das relações entre as capacidades de carga globais calculadas por métodos semi-empíricos e a capacidade de carga calculada a partir da ruptura de provas de carga (NBR 6122) estão plotados em um gráfico exposto na Figura 4.3:



**Figura 4.3 - Relação entre capacidade de carga globais SE e PC**

Pode-se inferir dos resultados expostos que os métodos semi-empíricos apresentaram resultados conservadores para as capacidades de carga laterais e globais. Isto pode ser explicado pela morfologia do solo em que foram executados os estudos. O solo do Distrito Federal possui um manto espesso intemperizado, que pode ser ter a resistência sub-estimada nos ensaios SPT. Como os métodos semi-empíricos se baseiam apenas nos resultados obtidos a partir dos ensaios SPT, os resultados finais de capacidade de carga obtidos a partir da utilização destes métodos estão sujeitos às possíveis falhas na determinação da resistência do solo a partir dos ensaios SPT. Os métodos que mais se aproximaram dos resultados obtidos nas provas de carga foram Decóurt-Quaresma e Teixeira.

## 4.2 ESTUDO 02 – POLÍCIA CIVIL

O estudo 2 consiste na análise de 4 provas de carga estáticas em solo argiloso e arenoso e argiloso siltoso conforme a sondagem exposta na Figura 4.12. As estacas neste estudo possuem comprimento e diâmetro variados, de acordo com a Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Medidas das estacas do estudo 2

Ensaio	R <sup>2</sup> - Van der Veen	Ruptura Prova de Carga(kN) NBR 6122	Capacidade Lateral – Camapum de Carvalho	L(m)	D(m)
PC1	0.9971	1350	-	15	0.6
PC2	0.9968	2385	2100	24	0.6
PC3	0.9976	490	-	10	0.4
PC4	0.9993	2300	1720	22	0.5

Neste estudo as provas de carga não apresentaram ruptura aparente. A metodologia de Van der Veen foi utilizada para a extrapolação da curva carga-recalque e determinação da ruptura. Foram utilizadas as metodologias propostas por Camapum de Carvalho *et al.* (2012) para a identificação dos trechos elásticos e plásticos da mobilização do atrito lateral e da contribuição da ponta, conforme as Figuras 4.6 a 4.11. As provas de carga PC1 e PC3 não apresentaram o segundo ponto de inflexão no gráfico, o que sugere que para os carregamentos apresentados, a mobilização do atrito lateral não foi completa. Tendo isto em vista, pode-se concluir que os resultados finais de capacidade de carga obtidas pela extrapolação de Van der Veen podem estar equivocados, pois a melhor regressão linear obtida na utilização deste método retornou valores de ruptura muito próximos ao último ponto da curva carga-recalque, sugerindo que a mobilização do atrito lateral e de ponta já estivesse quase completa, e a estaca estivesse próxima a ruptura, em divergência com os resultados dos métodos de análise propostos por Camapum de Carvalho *et al.* (2012). Portanto, as PC1 e PC3 serão removidas desta análise. A carga resistente na ponta da estaca foi estimada como sendo a diferença entre o valor da capacidade lateral e o valor final da ruptura pela NBR 6122 (ABNT, 2010), após a extrapolação pelo método de Van der Veen.



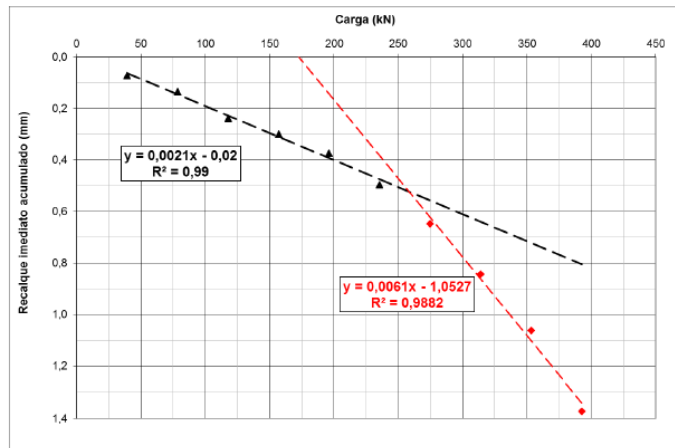


Figura 4.4- Carga x recalque acumulado PC1

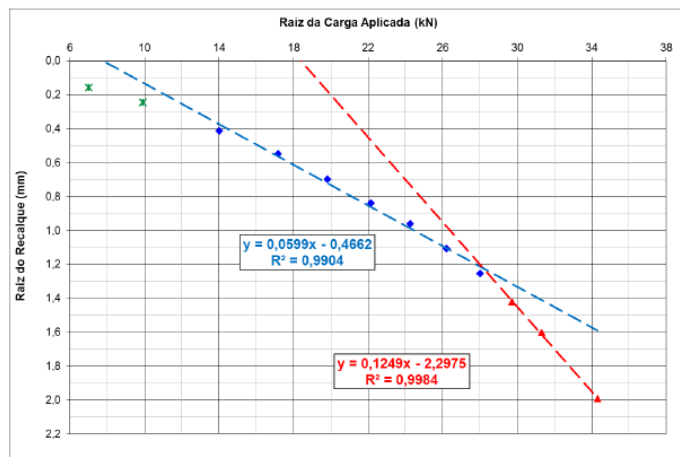


Figura 4.5 - Raiz da carga x raiz do recalque PC1

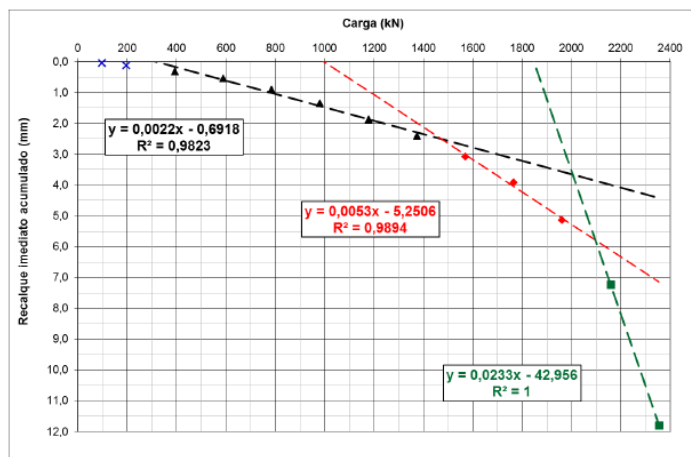


Figura 4.6 - Carga x recalque PC2

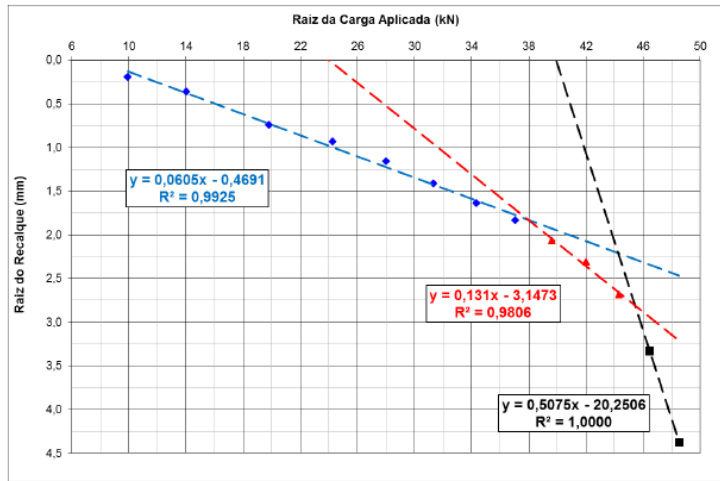


Figura 4.7 - Raiz da carga x raiz do recalque PC2

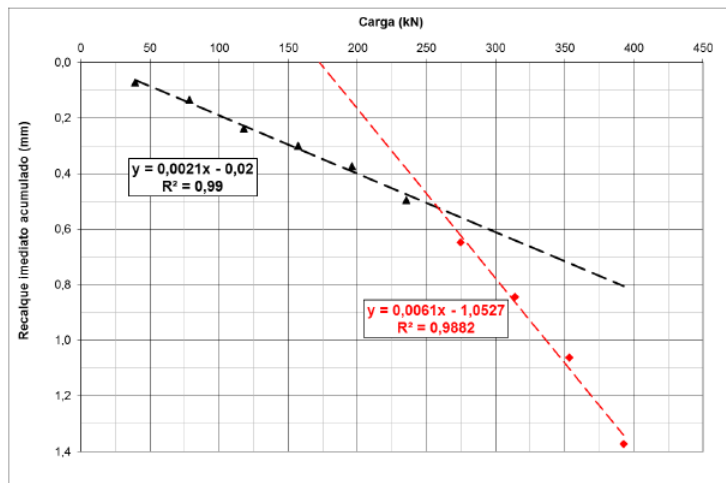


Figura 4.8 - Carga x recalque acumulado PC3

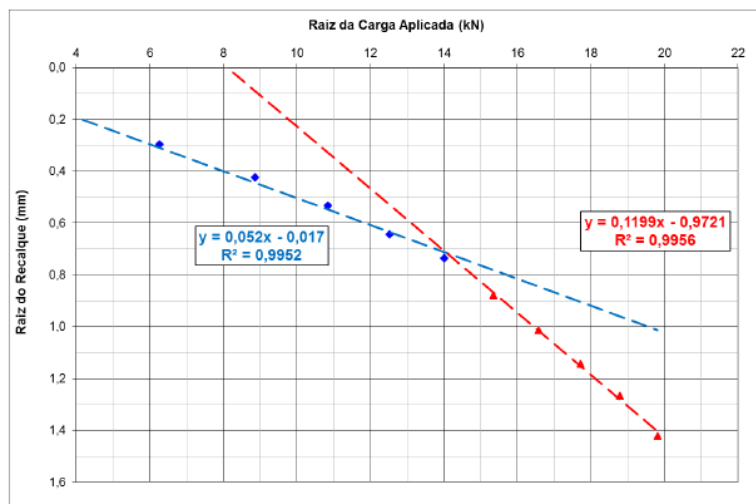


Figura 4.9 - Raiz da carga x raiz do recalque PC3

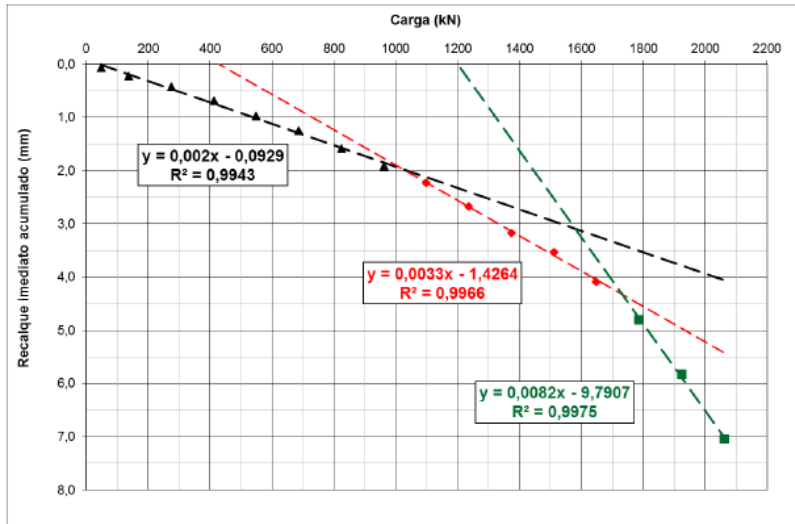


Figura 4.10 - Carga x recalque acumulado PC4

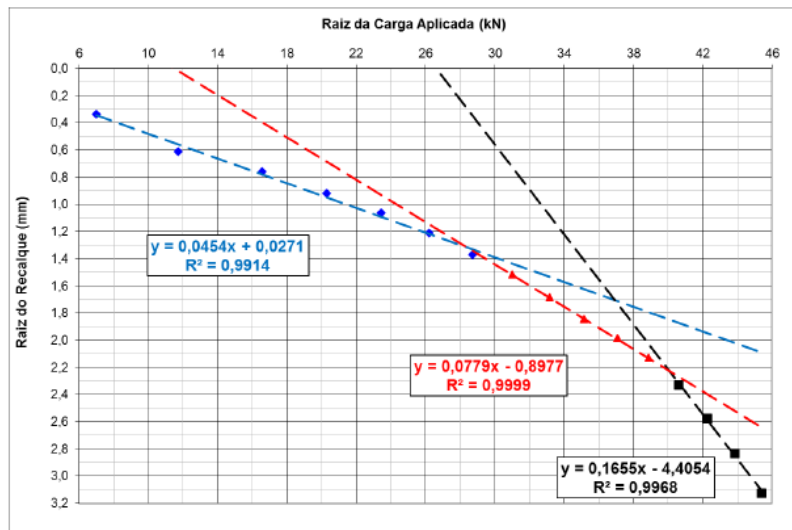


Figura 4.11 - Raiz da carga x raiz do recalque PC4

Nota-se que para a prova de carga 1 e prova de carga 3, o segundo ponto de inflexão no gráfico não pode ser determinado, indicando que os carregamentos impostos a estaca não foram suficientes para a mobilização completa do atrito lateral. O mesmo não é válido para as PC2 e PC4.

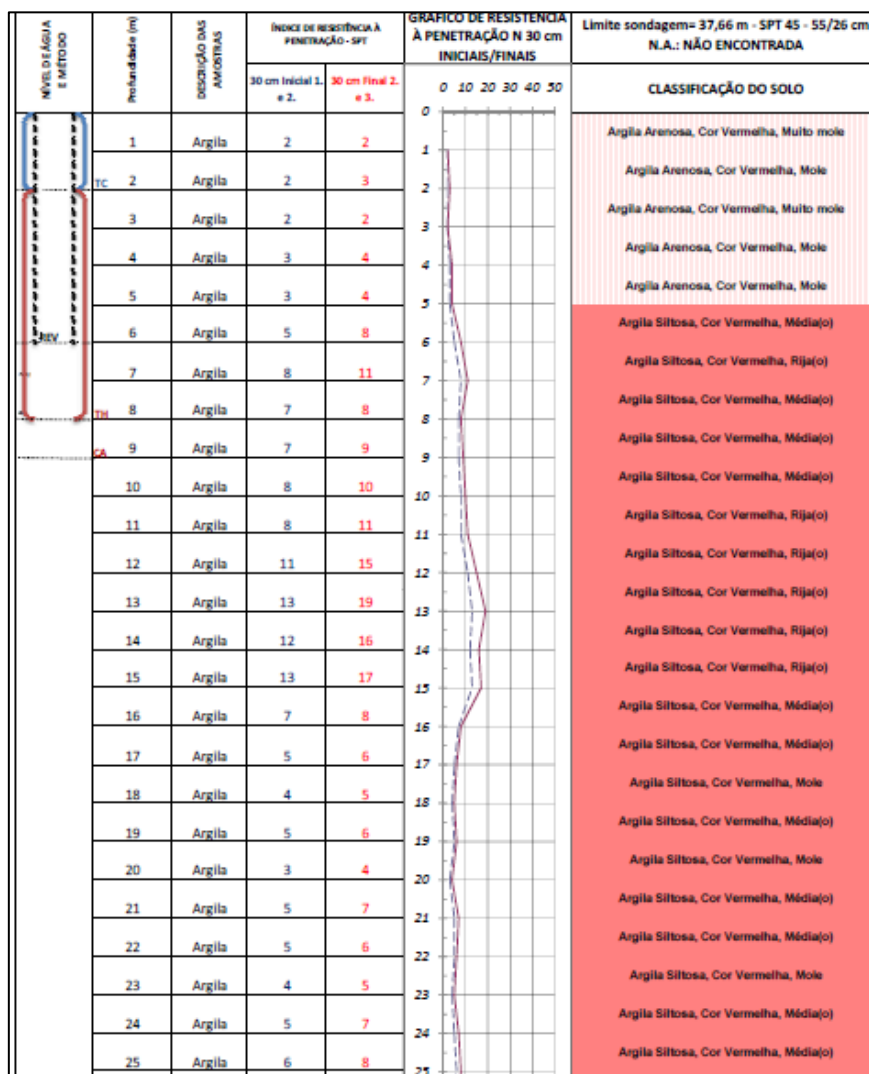


Figura 4.12 - Sondagem representativa dos perfis de solo do estudo 3

#### 4.2.1 Comparação dos resultados de capacidade de carga (estudo 02)

Aqui serão comparados os dados de capacidade de carga dos ensaios de PC com os resultados obtidos a partir da utilização de métodos semi-empíricos. Os valores de capacidade lateral dos métodos semi-empíricos serão comparados com os valores de atrito lateral das provas de carga, utilizando a metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al.* (2012) para a separação do atrito lateral. Os valores da resistência na ponta obtidos a partir dos métodos semi-empíricos serão comparados com os valores obtidos pela diferença entre a ruptura proposta pela norma NBR 6122 (ABNT, 2010) e a capacidade lateral, interpretados

como sendo o equivalente a capacidade resistente da ponta nas provas de carga. Será apresentada a relação entre os resultados finais, a média e o desvio padrão das relações. .

**Tabela 4.8 - Método Decourt-Quaresma aplicado ao estudo 02**

Ensaio	Ruptura Prova de Carga (kN)	Capacidade Ponta PC - Camapum de Carvalho (kN)	Capacidade Lateral PC - Camapum de Carvalho (kN)	DQ Ponta (kN)	DQ Lateral (kN)	DQ Ponta + Lateral	Relação Capacidade Ponta DQ e PC	Relação Capacidade Lateral DQ e PC	Relação Capacidade de carga DQ e PC
PC2	2385	285	2100	192	1332	1524	0.67	0.63	0.64
PC4	2300	580	1720	120	1035	1155	0.21	0.60	0.50
						Média	0.44	0.62	0.57
						Desvio Padrão	0.33	0.02	0.10

**Tabela 4.9 - Método Berbérian aplicado ao estudo 02**

Ensaio	Ruptura Prova de Carga (kN)	Capacidade Ponta PC - Camapum de Carvalho (kN)	Capacidade Lateral PC - Camapum de Carvalho (kN)	DB Ponta (kN)	DB Lateral (kN)	DB Ponta + Lateral	Relação Capacidade Ponta DB e PC	Relação Capacidade Lateral DB e PC	Relação Capacidade de carga DB e PC
PC2	2385	285	2100	119	317	436	0.42	0.15	0.18
PC4	2300	580	1720	65	246	311	0.11	0.14	0.14
						Média	0.27	0.15	0.16
						Desvio Padrão	0.22	0.01	0.03

**Tabela 4.10 - Método Aoki-Velloso aplicado ao estudo 02**

Ensaio	Ruptura Prova de Carga (kN)	Capacidade Ponta PC - Camapum de Carvalho (kN)	Capacidade Lateral PC - Camapum de Carvalho (kN)	AV Ponta (kN)	AV Lateral (kN)	AV Ponta + Lateral	Relação Capacidade Ponta AV e PC	Relação Capacidade Lateral AV e PC	Relação Capacidade de carga AV e PC
PC2	2385	285	2100	166	532	698	0.58	0.25	0.29
PC4	2300	580	1720	72	416	488	0.12	0.24	0.21
						Média	0.35	0.25	0.25
						Desvio Padrão	0.32	0.01	0.06

**Tabela 4.11 - Método Kurt Amann aplicado ao estudo 02**

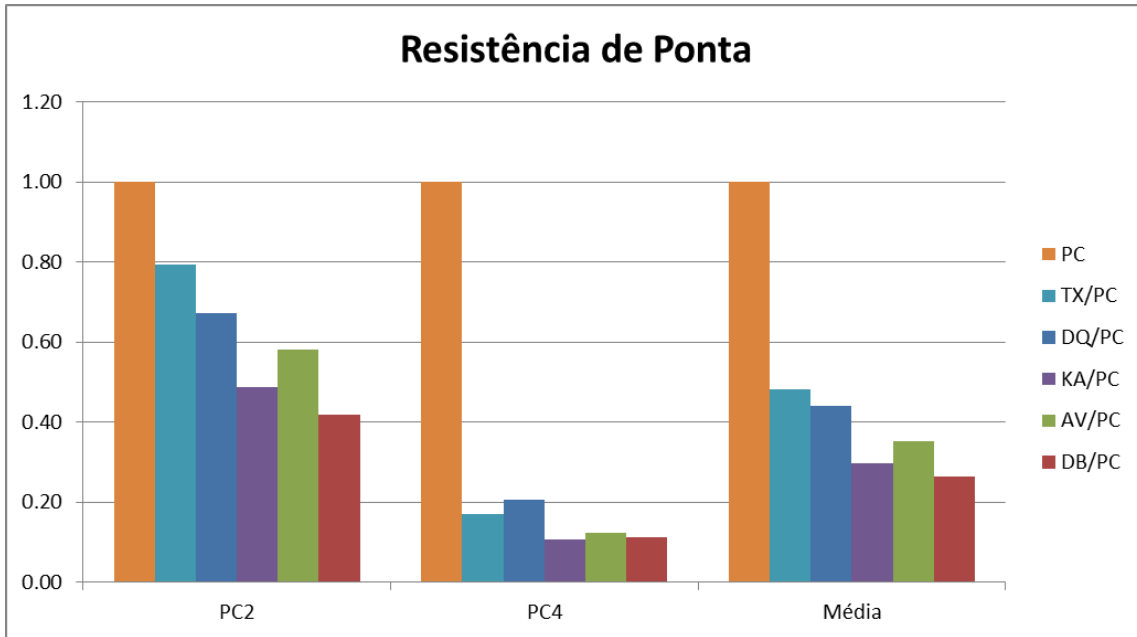
Ensaio	Ruptura Prova de Carga (kN)	Capacidade Ponta PC - Camapum de Carvalho (kN)	Capacidade Lateral PC - Camapum de Carvalho (kN)	KA Ponta (kN)	KA Lateral (kN)	KA Ponta + Lateral	Relação Capacidade Ponta DQ e PC	Relação Capacidade Lateral KA e PC	Relação Capacidade de carga KA e PC
PC2	2385	285	2100	139	585	724	0.49	0.28	0.30
PC4	2300	580	1720	62	473	536	0.11	0.28	0.23
Média							0.30	0.28	0.27
Desvio Padrão							0.27	0.00	0.05

**Tabela 4.12 - Método de Teixeira aplicado ao estudo 02**

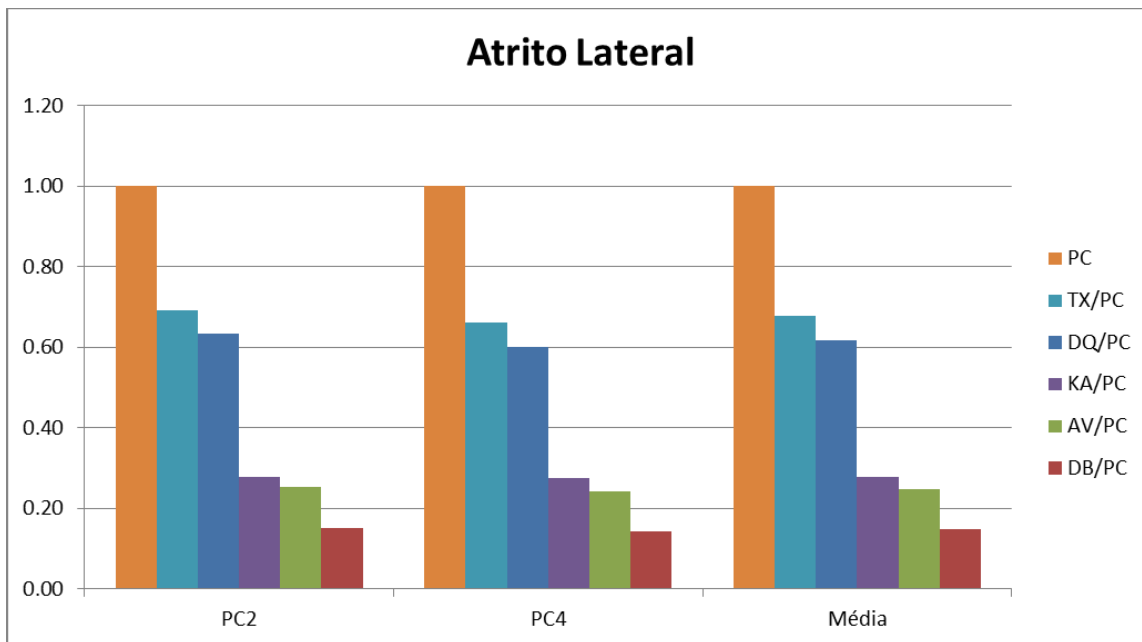
Ensaio	Ruptura Prova de Carga (kN)	Capacidade Ponta PC - Camapum de Carvalho (kN)	Capacidade Lateral PC - Camapum de Carvalho (kN)	TX Ponta (kN)	TX Lateral (kN)	TX Ponta + Lateral	Relação Capacidade Ponta DQ e PC	Relação Capacidade Lateral TX e PC	Relação Capacidade de carga TX e PC
PC2	2385	285	2100	226	1455	1681	0.79	0.69	0.70
PC4	2300	580	1720	98	1137	1235	0.17	0.66	0.54
Média							0.48	0.68	0.62
Desvio Padrão							0.44	0.02	0.12

Para este estudo, os métodos Decourt-Quaresma e Teixeira apresentaram os resultados mais próximos aos resultados das provas de carga. O método que apresentou menor desvio padrão foi o método de Berbérian, apesar dos valores conservadores para capacidade de carga. Vale ressaltar que a medida do desvio padrão é de grande importância neste estudo, pois ela representa o quanto os resultados do método variam em relação à média. Um baixo desvio padrão sugere que o método calcula resultados pouco variados.

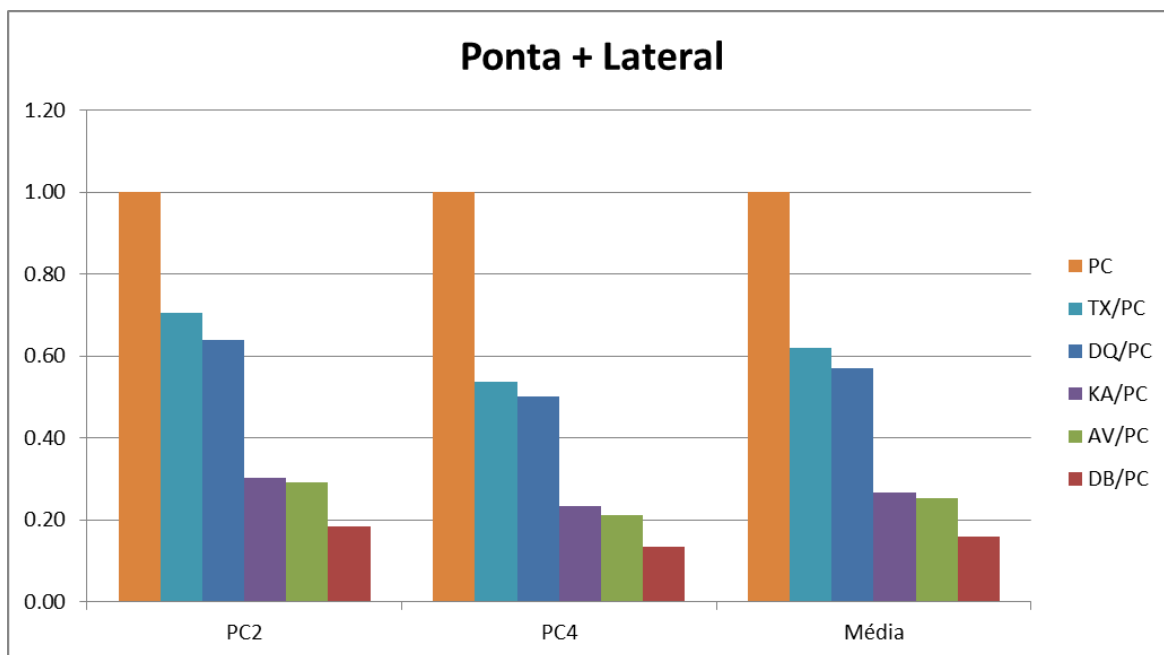
As relações entre as capacidades de carga laterais, de ponta e globais estão expostas nas Figuras 4.13, 4.14 e 4.15:



**Figura 4.13 - Relação da capacidade de carga na ponta SE e PC**



**Figura 4.14 - Relação entre a capacidade de carga lateral SE e PC**



**Figura 4.15 - Relação entre capacidade de carga globais SE e PC**

Nota-se que os métodos semi-empíricos em geral apresentaram valores de capacidade de carga conservadores em relação aos valores obtidos em ensaios de prova de carga. Para a determinação do atrito lateral, os métodos semi-empíricos apresentaram valores constantes, apesar de conservadores, com um baixo desvio padrão e baixa variabilidade na relação SE/PC. Já para a parcela de ponta, a variação foi grande. Cabe ressaltar que a parcela de ponta em estacas depende de outras variáveis, como por exemplo, a qualidade na execução da escavação, as diferenças de embutimento da ponta, e as diferentes considerações acerca dos critérios de ruptura da interação solo-estaca. Tais variáveis tornam a resistência na ponta da estaca algo difícil de ser mensurado com precisão. Tendo consciência dessas variações, alguns dos autores dos métodos semi-empíricos recomendam altos fatores de segurança para a parcela de ponta, podendo chegar a  $FS=4$ , e a norma NBR 6122 (ABNT, 2010) sugere que a parcela de ponta seja limitada em 20% da carga resistente. Portanto, deve-se atentar aos resultados estimados para a parcela resistente na ponta das estacas, pois estes podem estar sujeitos a grandes variações e imprecisões.



### 4.3 ESTUDO 03 – PROVAS DE CARGA EXECUTADAS EM ARGILA ARENOSA - PAPUDA

O estudo 03 consiste na análise de 3 provas de carga estáticas, todas com 30 centímetros de diâmetro e 7 metros de comprimento, realizadas em perfil argilo-arenoso conforme a Figura 4.16.

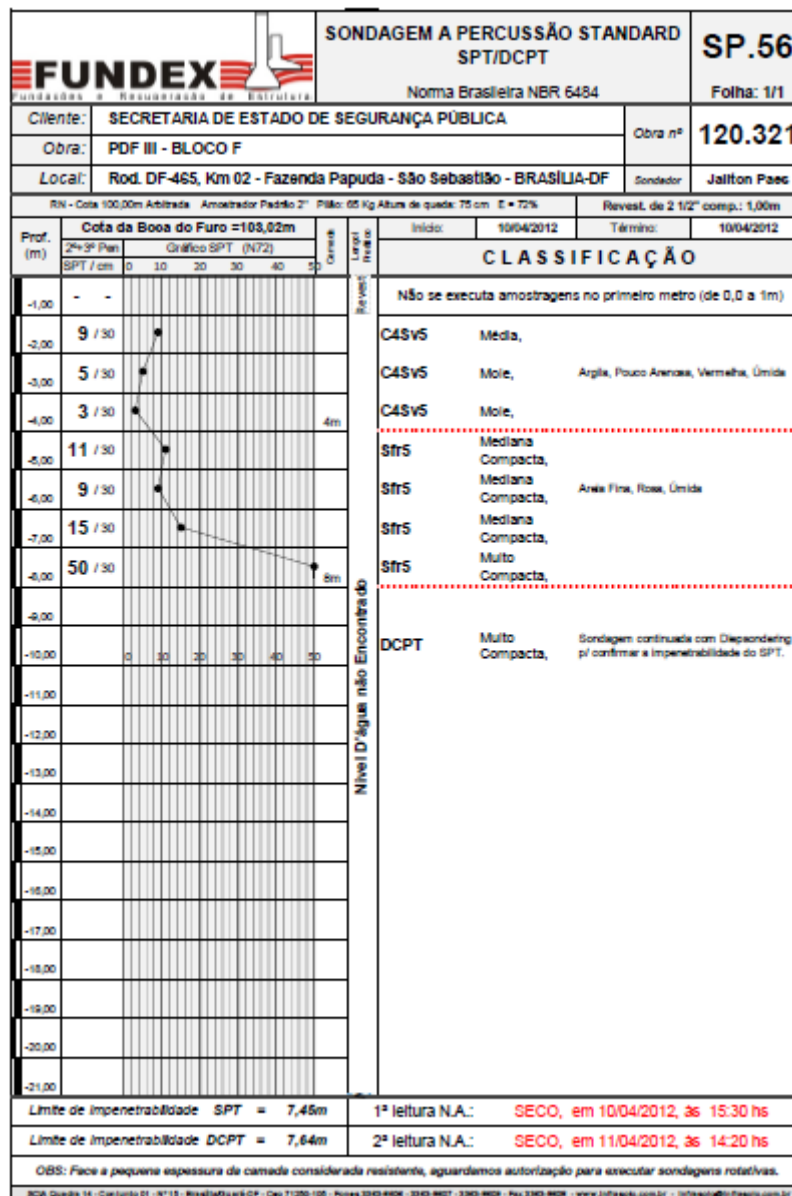


Figura 4.16 - Perfil de solo do estudo 03

Nota-se que o N SPT é elevado para as camadas mais profundas de solo (abaixo de 6 metros). O estudo 03 é o único que possui N SPT elevado para o local de assentamento da ponta da estaca. Tendo isto em vista, algumas considerações devem ser feitas antes da apresentação do restante dos resultados:

- a) Devido à elevada resistência do solo em profundidades acima de 6 metros, pode-se inferir que no cálculo de capacidade de carga utilizando métodos semi-empíricos, a ponta exercerá papel fundamental na resistência, devido ao elevado N SPT na profundidade de assentamento da ponta;
- b) Sabe-se que em estaqueamentos escavados, o processo executivo não favorece o bom comportamento da ponta.

Pode-se então, notar uma divergência de conceitos quando analisadas ambas as considerações feitas aqui. Como o objetivo desta dissertação não é analisar as condições de embutimento da ponta da estaca, neste estudo será considerada apenas a parcela relativa ao atrito lateral. Para isto, os métodos propostos por Camapum de Carvalho *et al.* (2012) serão utilizados para a determinação do início da plastificação da ponta, e então, será utilizado este valor como equivalente à parcela resistente ao atrito lateral.

#### 4.3.1 Comparação dos resultados de capacidade de carga (estudo 03)

Os valores de início da plastificação da ponta da estaca, que serão considerados aqui como equivalentes à parcela de atrito lateral da estaca, estão expostos na Tabela 4.13:

**Tabela 4.13 - Parcela do atrito lateral na estaca**

Prova de Carga	Início da plastificação da ponta	
	Carga/Recalque Imediato (kN)	Raiz da carga/Raiz do recalque (kN)
PC1	197/20,1	196/20
PC2	211/21,5	211/21,5
PC3	172/17,5	170/17,3

Os resultados possuem valores próximos. Será feita, portanto uma média aritmética dos valores para a obtenção da parcela do atrito lateral.

Neste estudo, foram obtidos dados de duas sondagens representativas do terreno aonde foram executadas as provas de carga. Foi calculado o valor de atrito lateral para cada método e para as duas sondagens. Uma média dos valores foi calculada e utilizada como sendo o valor representativo do atrito lateral para cada método

Os valores de capacidade de carga lateral calculadas pelos métodos empíricos estão expostos nas Tabelas 4.14 a 4.18

**Tabela 4.14 - Capacidade de carga Decóurt-Quaresma aplicada ao estudo 4**

Prova de Carga	Resistência Lateral PC	Resistência Lateral DQ	DQ/PC
PC1	196.5	164.9	0.84
PC2	211	164.9	0.78
PC3	171	164.9	0.96
		Média	0.86
		Desvio Padrão	0.09

**Tabela 4.15 - Capacidade de carga Berbérian aplicada ao estudo 4**

Prova de Carga	Resistência Lateral PC	Resistência Lateral DB	DB/PC
PC1	196.5	72.0	0.37
PC2	211	72.0	0.34
PC3	171	72.0	0.42
		Média	0.38
		Desvio Padrão	0.04

**Tabela 4.16 - Capacidade de carga Aoki-Velloso aplicada ao estudo 4**

Prova de Carga	Resistência Lateral PC	Resistência Lateral AV	AV/PC
PC1	196.5	123.6	0.63
PC2	211	123.6	0.59
PC3	171	123.6	0.72
		Média	0.65

Desvio  
Padrão 0.07

**Tabela 4.17 - Capacidade de carga Kurt Amann aplicada ao estudo 4**

Prova de Carga	Resistência Lateral PC	Resistência Lateral KA	KA/PC
PC1	196.5	129.8	0.66
PC2	211	129.8	0.62
PC3	171	129.8	0.76
		Média	0.68
		Desvio Padrão	0.07

**Tabela 4.18 - Capacidade de carga Teixeira aplicada ao estudo 4**

Prova de Carga	Resistência Lateral PC	Resistência Lateral TX	TX/PC
PC1	196.5	226.0	1.15
PC2	211	226.0	1.07
PC3	171	226.0	1.32
		Média	1.18
		Desvio Padrão	0.13

No estudo 04, os métodos apresentaram boa precisão em geral. Vale ressaltar que o método de Teixeira apresentou valores de capacidade lateral superiores aos valores obtidos no ensaio de prova de carga. Deve-se atentar a tal diferença, pois um subdimensionamento dos elementos de fundação podem trazer diversos prejuízos à execução de um projeto.

A Figura 4.17 expõe as relações entre as capacidades laterais obtidas através dos métodos semi-empíricos e as capacidades laterais obtidas nos ensaios de prova de carga.

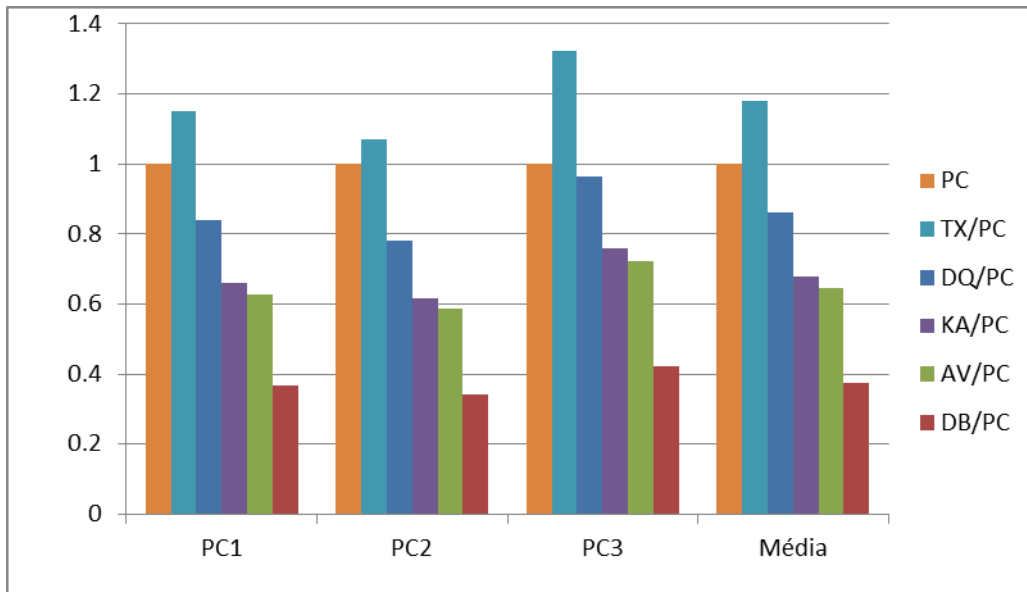


Figura 4.17 - Relação entre capacidades de carga laterais calculadas por métodos SE e provas de carga para o estudo 04

#### 4.4 INFLUÊNCIA DO IHU NOS RESULTADOS DAS CAPACIDADES DE CARGA

Foram calculados os valores dos índices de umidade um período de 15 dias anteriores as datas dos ensaios das provas de carga, e de 15 dias anteriores aos ensaios SPT. Ambos foram comparados para a obtenção do  $\Delta IHU$ . Os resultados da relação das capacidades de carga laterais entre métodos semi-empíricos e provas de carga foram colocados em função desta variação do IHU, expressando as tendências expostas nas Figuras 4.18 à 4.22:

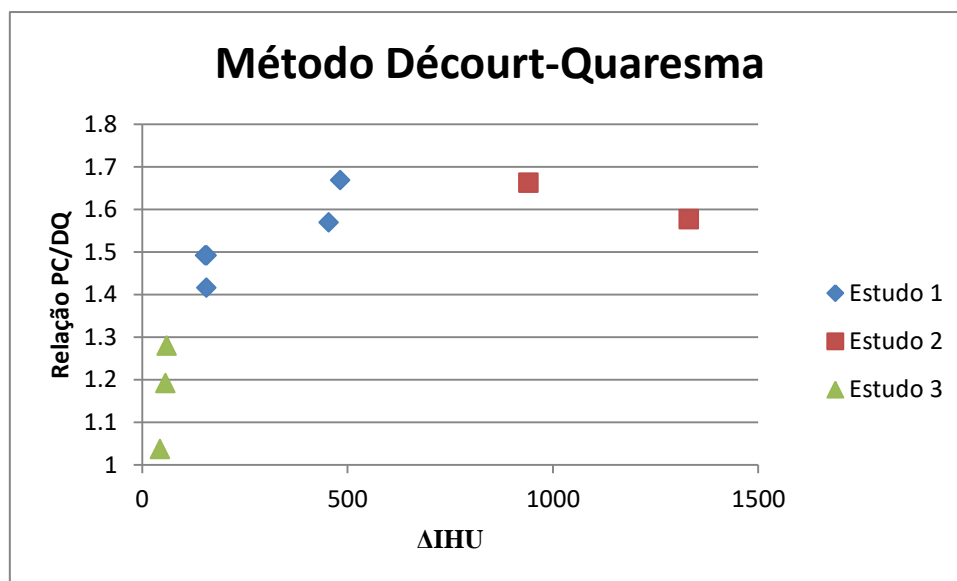


Figura 4.18 - Influência do IHU nos resultados (método DQ)

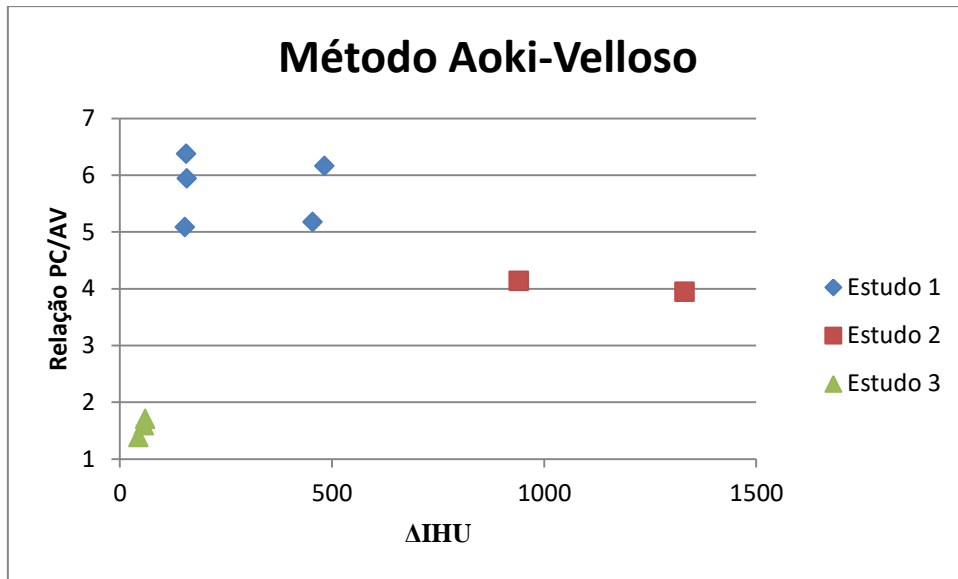


Figura 4.19- Influência do IHU nos resultados (método AV)

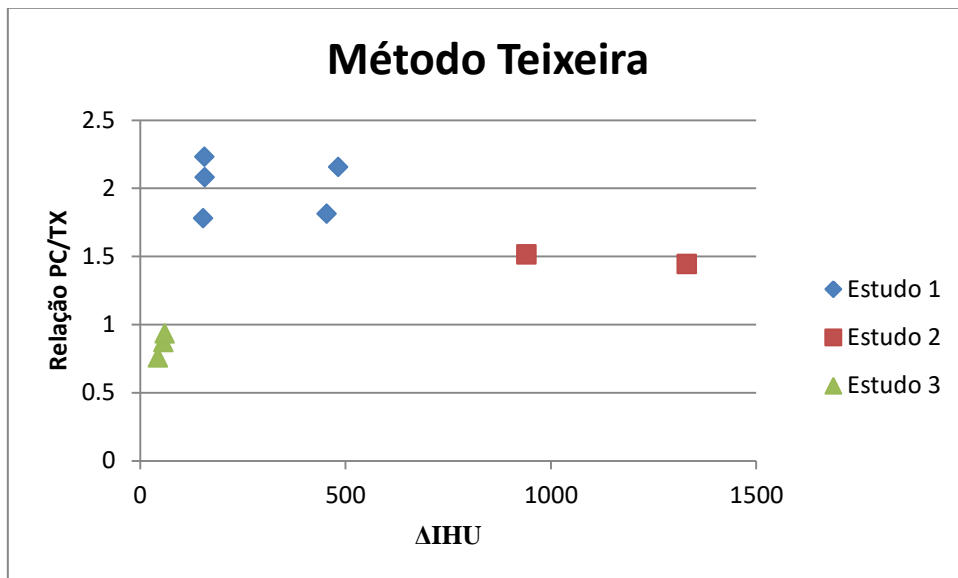


Figura 4.20 - Influência do IHU nos resultados (método TX)

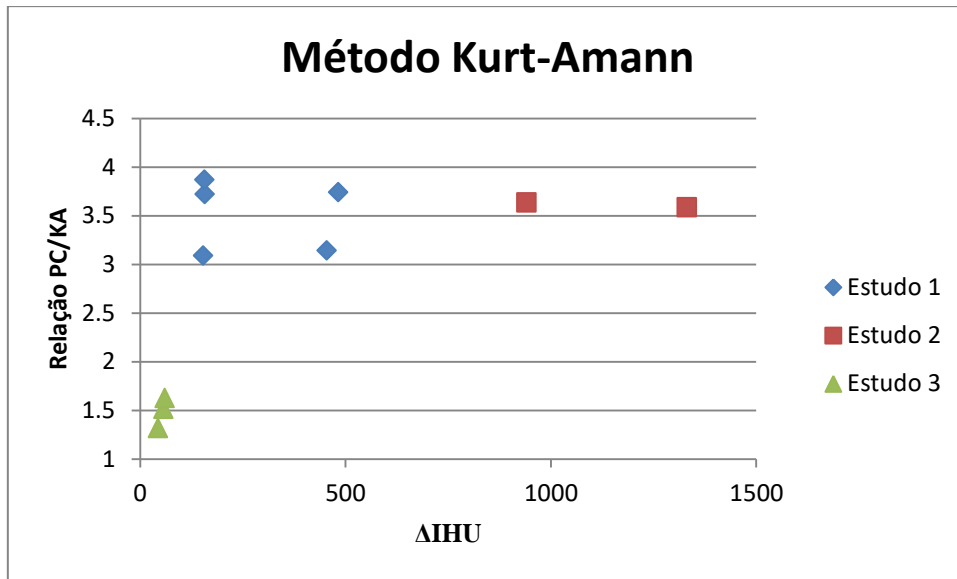


Figura 4.21 - Influência do IHU nos resultados (método KA)

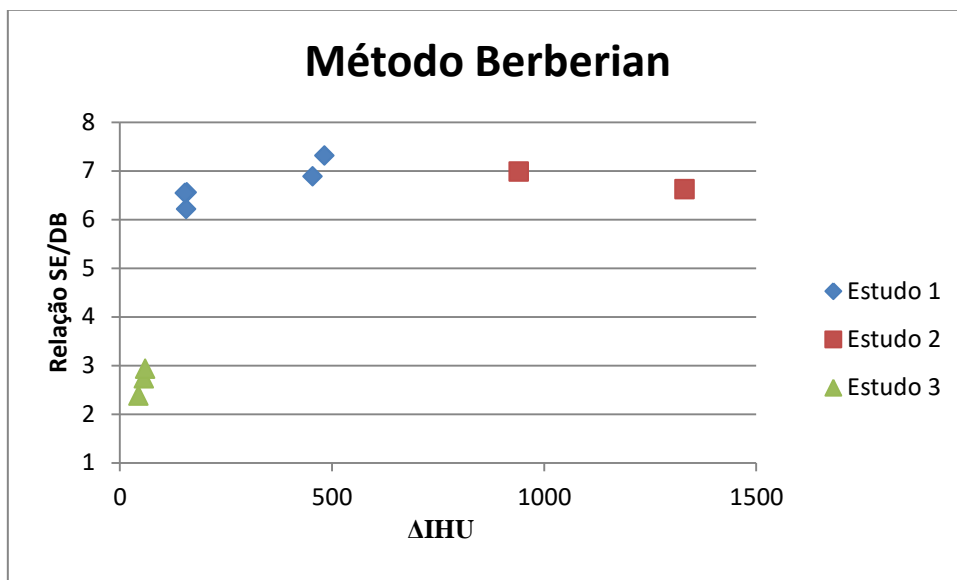


Figura 4.22 - Influência do IHU nos resultados (método DB)

Nota-se uma tendência entre a variação do IHU e as relações das capacidades de carga estudadas. A variação do IHU impacta diretamente nos valores de sucção do solo, alterando a capacidade de carga final. Conforme o aumento da diferença entre os IHU's dos ensaios de prova de carga e dos ensaios SPT, há também um aumento da relação entre as capacidades de carga obtidas. Tal fato pode ser justificado teoricamente, devido à influência da umidade na sucção, impactando também na resistência do solo. Conforme a variação entre os valores de umidade entre os ensaios SPT e de prova de carga aumenta, também cresce a variação da

relação das capacidades de carga obtidas a partir dos ensaios prova de carga e métodos semi-empíricos.

## 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os métodos semi-empíricos subestimaram os valores de capacidade de carga laterais, de ponta e globais, quando comparados com os resultados obtidos nos ensaios de prova de carga em solo do Distrito Federal.

Os valores de capacidade de carga laterais foram estimados com maior confiabilidade por métodos semi-empíricos, quando comparados com as parcelas de ponta e global. Apesar de terem apresentado valores conservadores, os resultados de capacidade de carga laterais apresentaram sempre baixo desvio padrão, indicando boa coerência entre os resultados.

Os resultados calculados relativos a parcela de ponta apresentaram maior divergência com relação as capacidades de ponta obtidas nos ensaios de provas de carga, indicando que para estas, deve-se tomar cuidado adicional ao considerar sua influência na resistência global da estaca.

O manto intemperizado presente nos solos estudados neste trabalho pode ter a resistência subestimada quando caracterizado por ensaios SPT. Apesar de alguns perfis de solo terem apresentado valores baixos do N SPT (aproximadamente igual a 2 para grandes profundidades), os ensaios de provas de carga assentes neste solo apresentaram resistência considerável, e muito superior ao que foi previsto pelos métodos semi-empíricos. Tal diferença pode indicar que as interações entre as microestruturas do manto intemperizado podem estar sendo rompidas facilmente pelo ensaio SPT, subestimando erroneamente a resistência do solo.

Ao relacionar as capacidades de estacas calculadas por métodos que utilizam o N SPT e os ensaios de prova de carga com os valores de IHU, ocorre uma maior variação de acordo com o aumento da diferença entre os IHU, devido as variações nos valores de sucção no solo.

Os valores entre as capacidades de carga calculadas por métodos semi-empíricos e por ensaios de prova de carga podem ter sido afetados pelas diferenças entre os índices de umidade das datas de realização dos ensaios. É possível notar uma tendência entre as relações, indicando influência do IHU nos resultados. Tal tendência é justificada pela sucção, que exerce papel fundamental na resistência de solos não saturados. Os métodos semi-empíricos contemplam muito pouco a influência da sucção nos resultados. A variação de umidade do



solo conforme a sazonalidade deve ser levada em consideração quanto à estimativa da resistência dos solos estudados.

Cabe ressaltar, que neste estudo, os dados coletados foram ensaios e fornecidos por diferentes empresas, em diferentes localizações, em diferentes épocas do ano e com diferenças na execução de cada ensaio. Portanto, os dados utilizados possuem diversas variáveis, impossíveis de serem contempladas dentro deste estudo. Devido a tal fato, deve-se atentar a compatibilização dos resultados aqui expostos, quanto à sua aplicação em outros estudos e projetos.

O autor deste projeto recomenda que outros estudos sejam feitos eliminando o maior número de variáveis possíveis, padronizando os ensaios de prova de carga e os ensaios SPT. Deve-se estudar o comportamento do índice de umidade realizando provas de carga e ensaios SPT ao longo do período de um ano em um mesmo perfil de solo, monitorando diretamente a influência do índice de umidade nos resultados dos métodos semi-empíricos e nos resultados de prova de carga, para que se possa propor um ajuste as estimativas de capacidade de carga levando em consideração também os valores do índice de umidade.

## **6 BIBLIOGRAFIA**

AMANN, K. A. P; *Metodologia Semiempírica unificada para a estimativa de capacidade de carga de estacas*. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da USP;

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

BERBERIAN, D. *Engenharia de Fundações*. Brasília, 2016.

CABETTE, J. F; *Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico*. 2014. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

CAMAPUM DE CARVALHO, J; AQUINO, F, R; SILVA, C,M. PAOLUCCI, H, V, N; *Análise de provas de carga estáticas no contexto do projeto e da obra*. 2012.

CARVALHO, J. C; GITIRANA, G. F.; MACHADO, S. L; MASCARENHA, M. M. A; SILVA, F. C; *Solos não saturados no contexto geotécnico*. São Paulo, 2015.

CINTRA, J. C. A; *Carregamento Lateral em Estacas*. 1982. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

CINTRA, J. C. A; *Fundações em Solos Colapsíveis*. 1995. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, C. M.; PAOLUCCI, H. V. N.; GONZÁLEZ, Y. V.; VALENCIA, L. A. L. Considerações sobre a Análise dos Resultados de Provas de Carga Estáticas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA IV, SEFE, 2008 São Paulo/SP

COSTA, M. C.; COSTA, A. C. L.; COELHO, L. T. S.; SILVA, T. M. L.; AZEVEDO, A. F.. *Correlação entre precipitação pluviométrica e umidade do solo na produção de serapilheira em Caxiuanã (PA)*. Revista Ibero - Americana de Ciências Ambientais, Aquidabã, v.5, n.1, p.170-179, 2014. DOI: <http://dx.doi.org/10.6008/SPC2179-6858.2014.001.0012>

HACHICH, W; FALCONI, F. F.; SAES, J.; FROTA, R.; CARVALHO, C.; NIYAMA, S. *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Pini 1998;

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. *A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure*. Proceed. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Durban, p. 99-105, 1975

LESSA, M.A.S. (2005). *Influência de Índices Pluviométricos na Umidade de Solos Tropicais como Indicador da Sucção Aplicado à Fundações*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-136/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 213 p.

LOBO, B. O; *Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT*. 2005. Tese (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

MAGALHÃES, P.H.L. *Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua Via Provas de Carga*. 2005. Dissertação de Mestrado. Publicação G.DM-137/05. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 243 p.

MASCARENHA, M. M. A; *Influência do recarregamento e da sucção na capacidade de carga de estacas escavadas em solos porosos colapsíveis*. 2003. Tese (Mestrado em Engenharia). Faculdade de Tecnologia – UnB, Universidade de Brasília;

MELO, B.N. *Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez*. 2009. Dissertação de Mestrado. Publicação M491a. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 250 p.

PEIXOTO, A. S. P. *Estudo do Ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de Engenharia de Fundações*. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola). Universidade Estadual de Campinas.

VILAR, O. M; RODRIGUES, J. E & NOGUEIRA, J. B; *Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais*. In: Simp. Brasil. Ede Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, v. 1, p. 209-224, 1981.

SCHNAID, F. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2000. São Paulo.

SILVA, CARLOS MEDEIROS; *Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua*. xxv, 311p. (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2011). Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

## 7 ANEXO

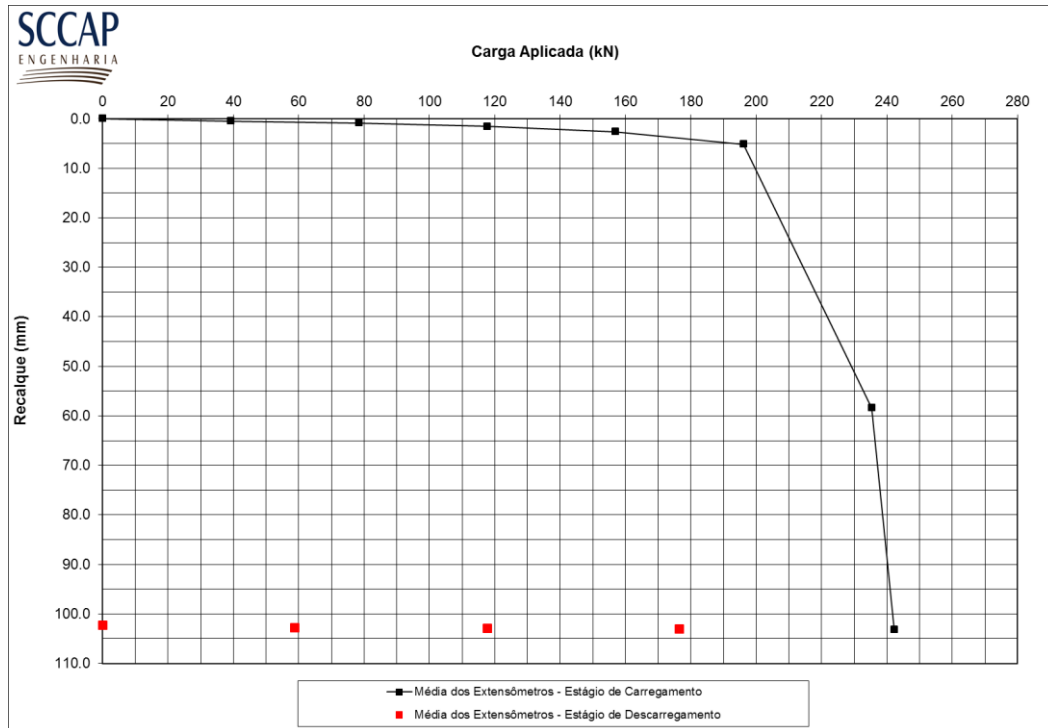
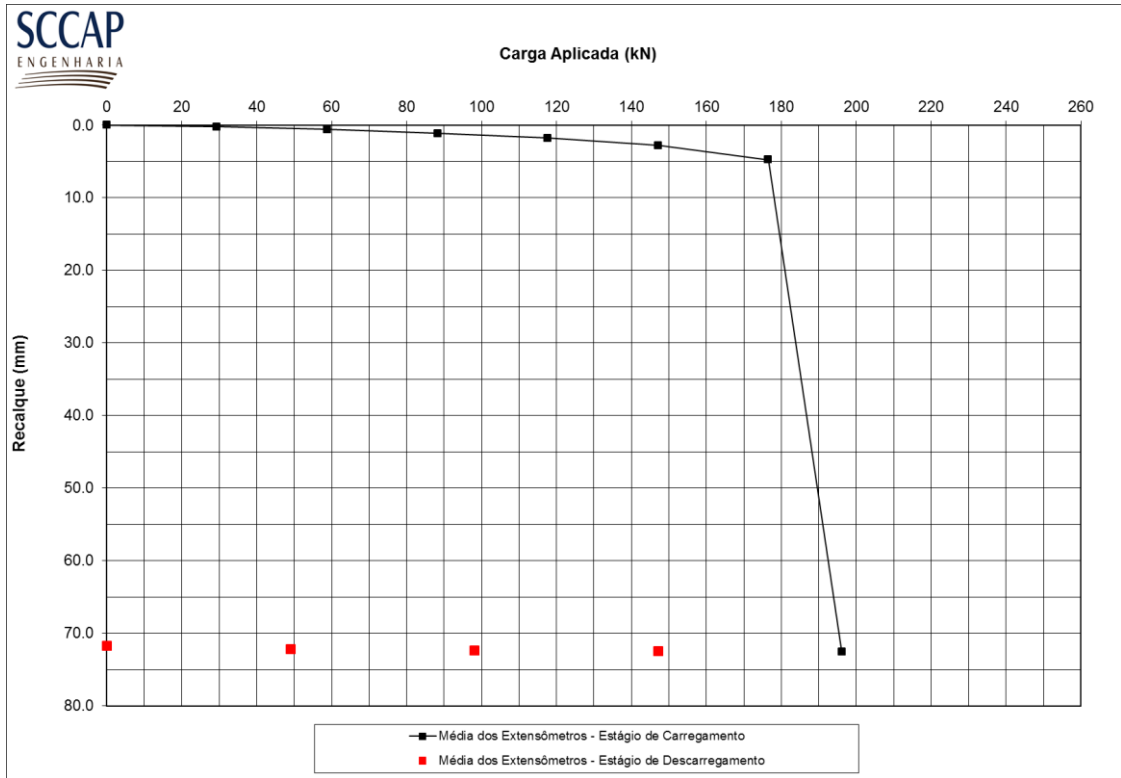
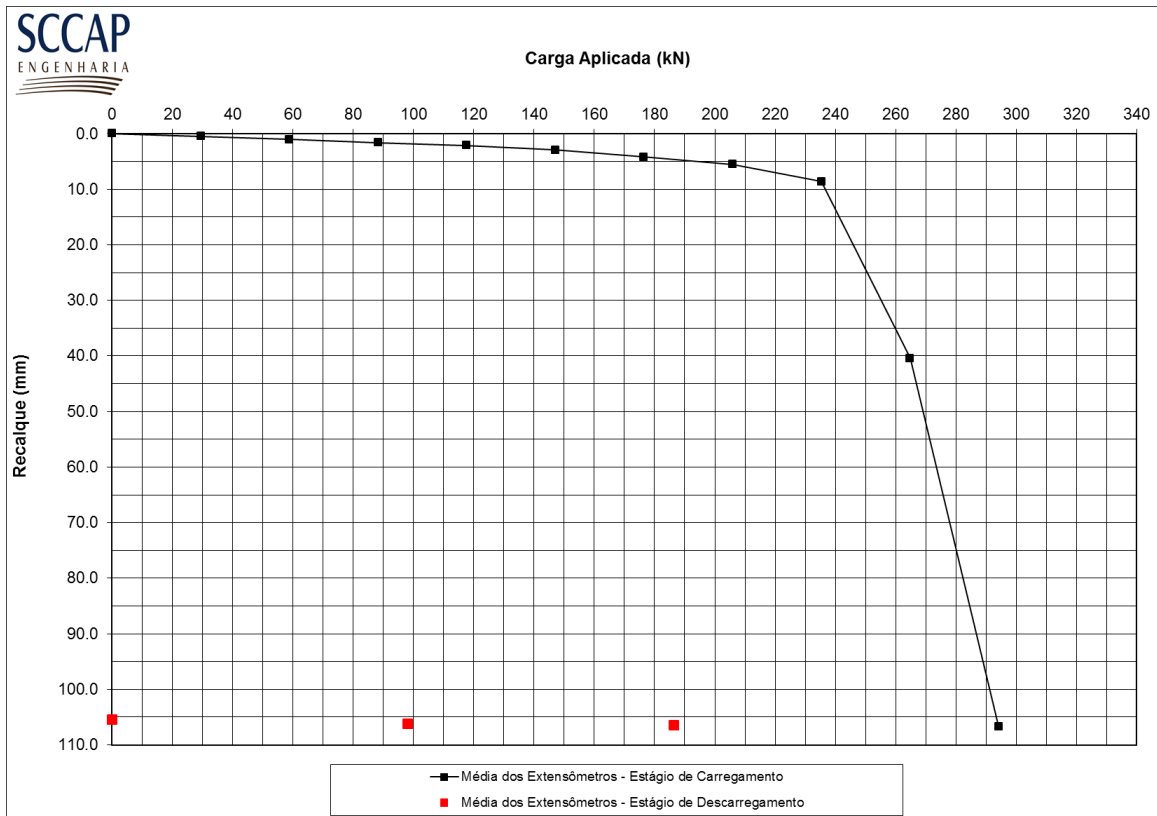


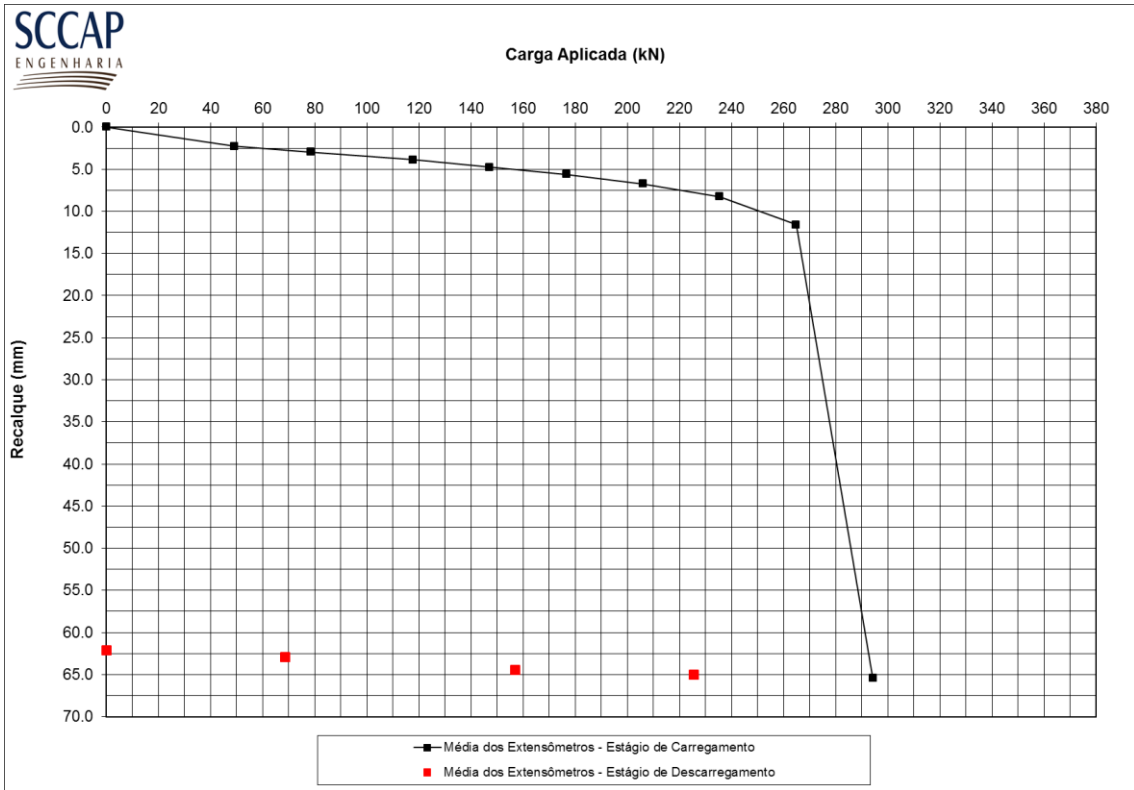
Figura 7.1 - Estudo 01 PC 01



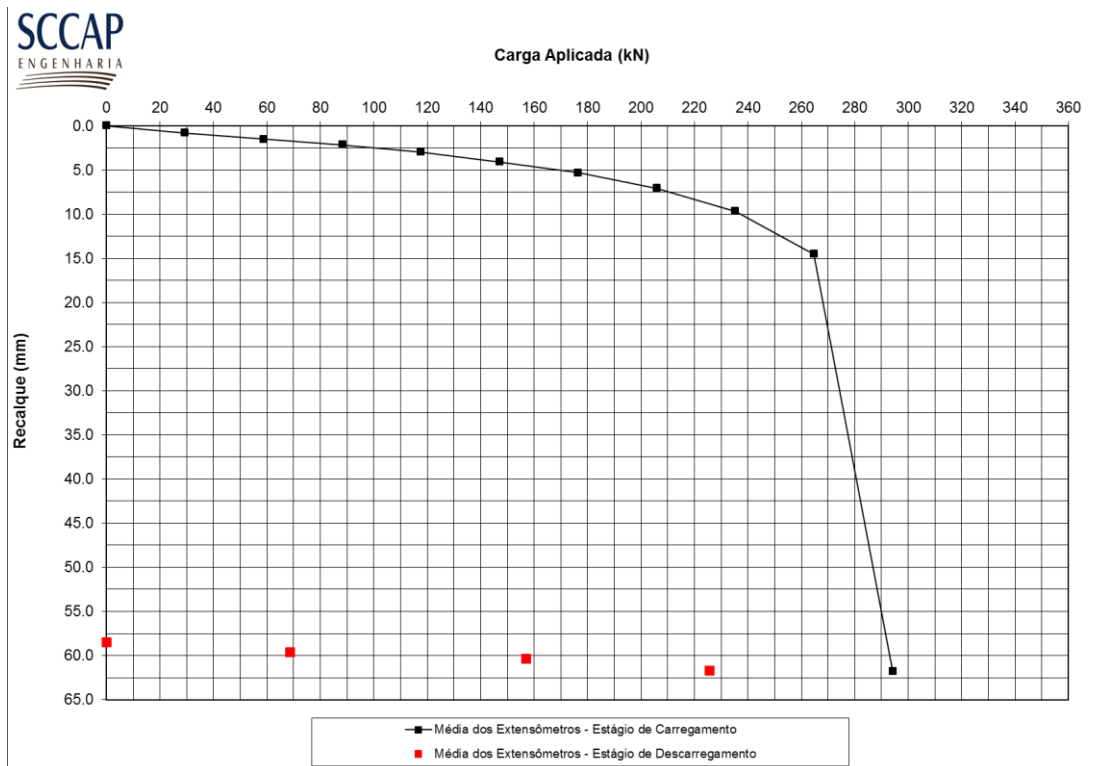
**Figura 7.2 - Estudo 02 PC 2**



**Figura 7.3 - Estudo 01 PC 3**



**Figura 7.4 - Estudo 01 PC4**



**Figura 7.5 - Estudo 01 PC 5**

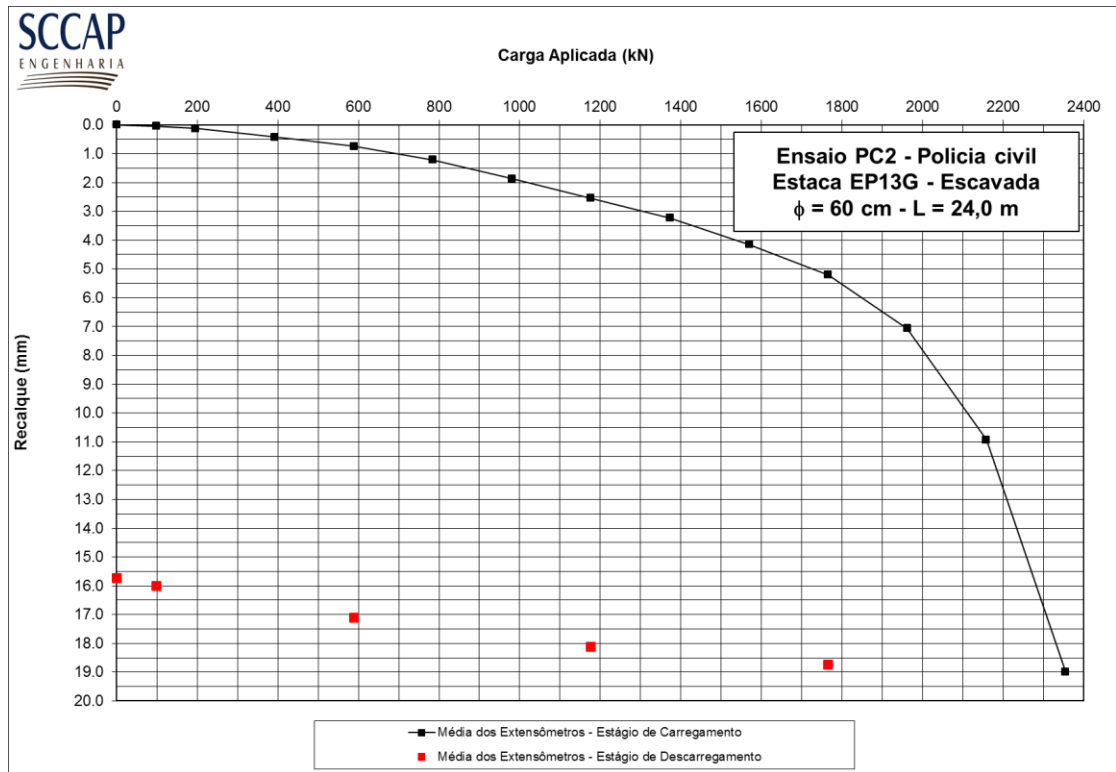


Figura 7.6 - Estudo 02 PC 2

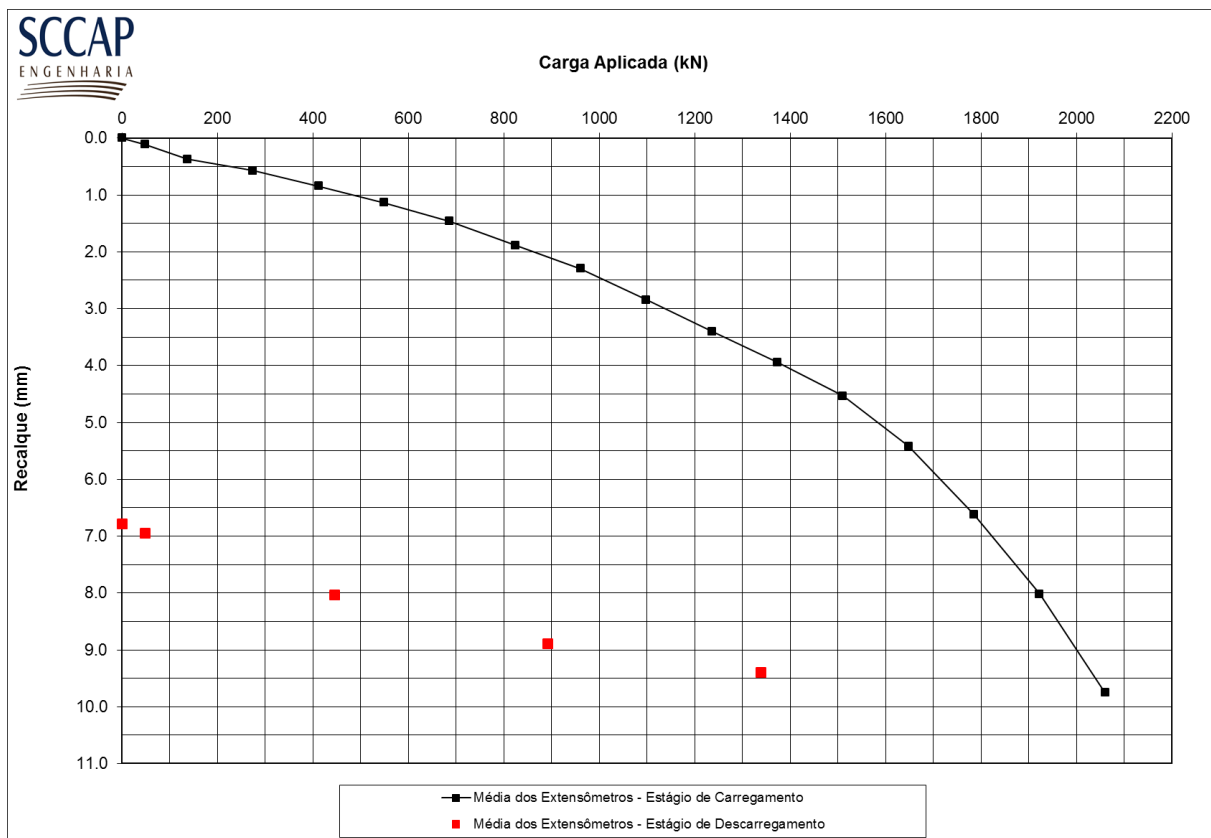


Figura 7.7 - Estudo 02 PC 4

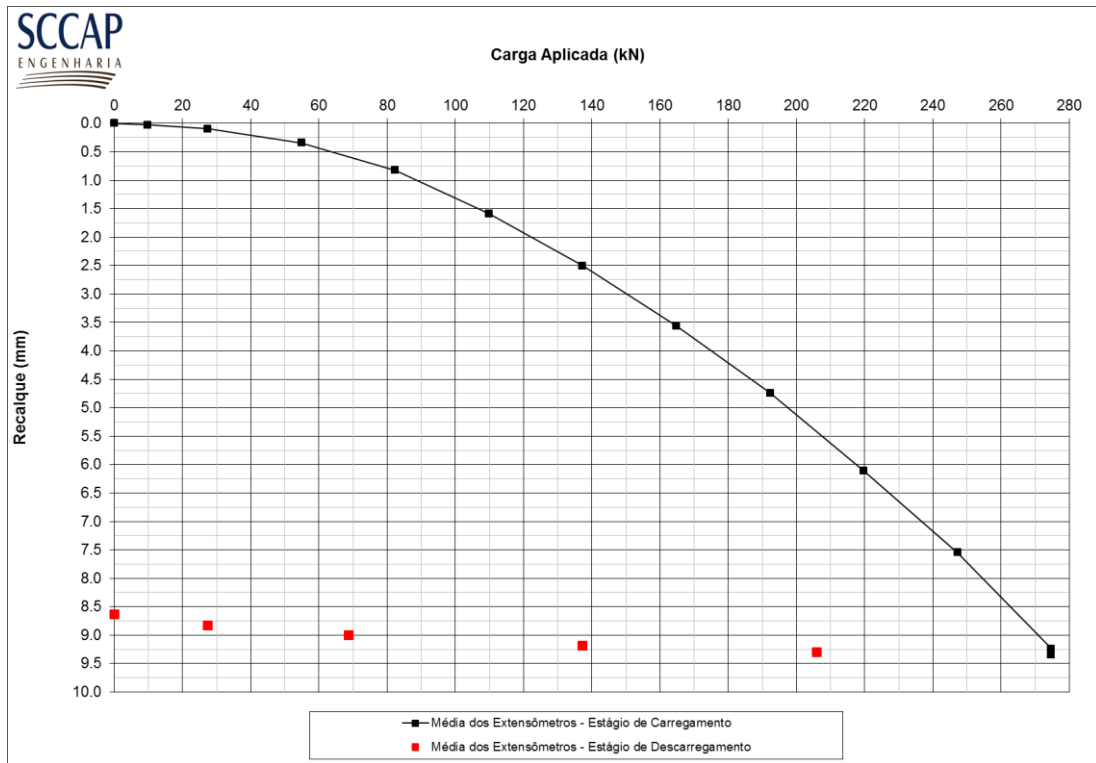


Figura 7.8 - Estudo 03 PC 01

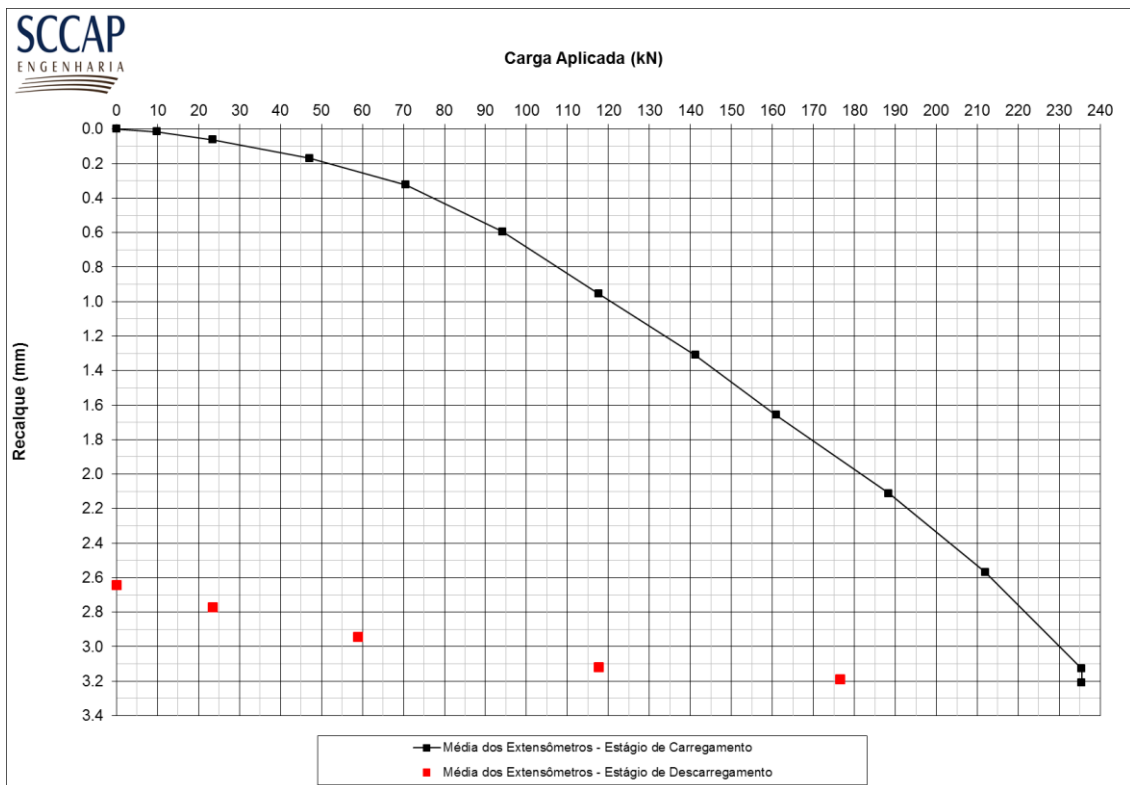
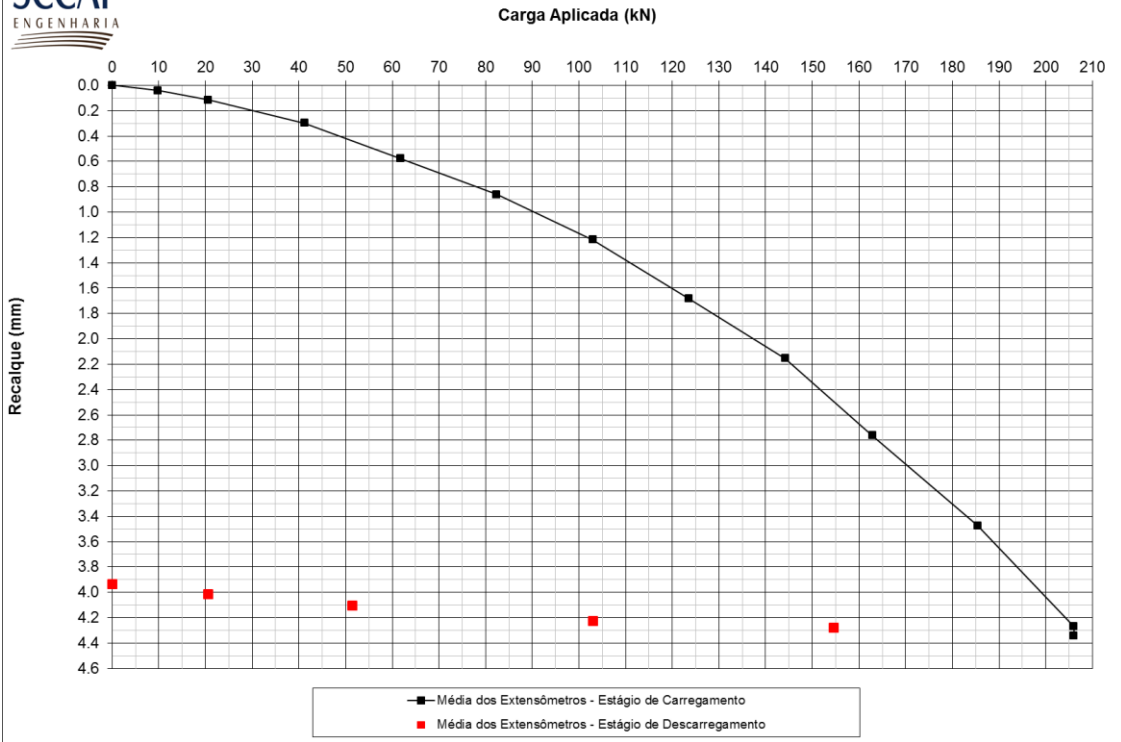


Figura 7.9 - Estudo 03 PC 02





**Figura 7.10 - Estudo 03 PC 03**